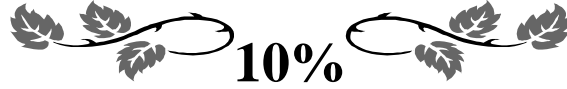

***NHÀ ĐIỀU HÀNH VÀ
SẢN XUẤT GIÀY DA HẢI
PHÒNG***

**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
KIẾN TRÚC XÂY DỰNG**

PHẦN I

KIẾN TRÚC



Nhiệm vụ :

1. Tìm hiểu công năng và kiến trúc công trình .
2. Thể hiện các bản vẽ kiến trúc.

Bản vẽ kèm theo :

3. 1 bản vẽ mặt bằng công trình .
4. 1 bản vẽ mặt đứng công trình
5. 1 bản vẽ mặt cắt công trình

SINH VIÊN THỰC HIỆN : NGUYỄN VĂN QUANG
MÃ SỐ SINH VIÊN : 1351040073
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TH.S TRẦN DŨNG

PHẦN III

THI CÔNG



Nhiệm vụ :

1. Lập biện pháp kỹ thuật thi công phần ngầm .
2. Lập biện pháp thi công phần thân nhà.
3. Tổ chức thi công công trình.

Bản vẽ kèm theo :

4. 1 bản vẽ thi công phần ngầm .
5. 1 bản vẽ thi công phần thân
6. 1 bản vẽ tiến độ
7. 1 bản vẽ tổng mặt bằng
8. 1 bản tổng hợp dự toán

SINH VIÊN THỰC HIỆN : **NGUYỄN VĂN QUANG**
MÃ SỐ SINH VIÊN : **1351040073**
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : **TH.S TRẦN VĂN SƠN**

CHƯƠNG 8. THI CÔNG PHẦN NGẦM

8.1. Giới thiệu tóm tắt đặc điểm công trình.

Tên công trình :

NHÀ ĐIỀU HÀNH VÀ SẢN XUẤT GIÀY DA HẢI PHÒNG

Công trình nhà điều hành và sản xuất giày da Hải Phòng được thiết kế với quy mô tương đối lớn gồm các nhà hợp khối với nhau thành một thể thống nhất, mặt bằng nhà được thiết kế theo mô đun của 3 với kích thước như sau, chiều rộng của phòng 6,6m chiều dài của phòng 3,3m học. Tổng chiều dài nhà 60 m, và chiều rộng là 21,9 m, nhà gồm 9 tầng với tổng chiều cao là 36,3 m vậy diện tích mặt bằng xây dựng công trình là 3125,6 m².

+ Nhà khung bê tông cốt thép chịu lực có xây chèn tường gạch 220

+ Móng cọc bê tông cốt thép đài thấp đặt trên lớp bê tông đá mác 100, đáy đài đặt cốt -2,2 m so với cốt -0,5(MĐTN) cọc bê tông cốt thép B25 tiết diện 0,3x0,3m dài 21m được chia làm 3 đoạn, đoạn C1 dài 7m, đoạn C2 dài 7m, đoạn C3 dài 7m cọc được ngầm vào đài bằng cách đập đầu cọc để thép neo vào đài 1 đoạn bằng 0,6m, cọc còn nguyên bê tông được neo vào đài 1 đoạn bằng 0,1m

8.2. Điều kiện thi công.

8.2.1. Điều kiện địa chất công trình.

- Số liệu địa chất được khoan khảo sát tại công trường và thí nghiệm trong phòng kết hợp với số liệu xuyên tĩnh cho thấy đất nền trong khu xây dựng có lớp đất có thành phần và trạng thái như sau :

-Lớp 1 : Lớp đất lấp 1,7m $\phi^{tc} = 6^\circ$

-Lớp 2 : Sét pha dẻo mềm, dày 5,8m, $\phi^{tt} = 15^\circ$, $E = 66,5$ (kg/cm²), $\gamma = 1,85$ (t/m³)

-Lớp 3 : Sét pha dẻo chảy, dày 5,5m, $\phi^{tt} = 8^\circ$, $E = 8,4$ (kg/cm²), $\gamma = 1,77$ (t/m³)

-Lớp 4: Cát bụi nhỏ 7,6m, $\phi^{tt} = 25^\circ$, $E = 136$ (kg/cm²), $\gamma = 1,9$ (t/m³)

-Lớp 5 : Cát hạt trung dày vô cùng, $\phi^{tt} = 38^\circ$, $E = 370$ (kg/cm²), $\gamma = 1,99$ (t/m)

8.2.2. Điều kiện địa chất thủy văn.

+ Trong nền không có nước ngầm nếu có thì thấp hơn đáy hố đào.

+ Khu đất xây dựng tương đối bằng phẳng không san lấp nhiều nên thuận tiện cho việc bố trí kho bãi xưởng sản xuất. nằm kề đường giao thông dẫn vào .

+ Căn cứ vào thiết kế móng ta thấy công trình nằm trên nền đất tương đối đồng nhất. Nên căn cứ vào chiều sâu chôn móng, căn cứ vào không gian công trình ta thấy công trình gần khu dân cư nên ta áp dụng việc hạ cọc bằng máy ép cọc để đảm bảo năng suất và kịp tiến độ.

8.2.3. Tài nguyên thi công.

Hiện nay nhà thầu có lực lượng thi công và thiết bị thi công hoàn toàn đáp ứng yêu cầu đặt ra về chất lượng và tiến độ thi công công trình

Qua phân tích cho thấy có nhiều thuận tiện cho việc lựa chọn phương án tổ chức thi công nhằm mục đích nhanh nhất đảm bảo qui trình kỹ thuật và chất lượng

công trình. Song cần lưu ý đến tình hình mưa gió thất thường để có biện pháp thi công thích hợp.

8.2.4. Thời gian thi công.

Công trình có khối lượng đồ sộ, nhiều tầng, dài, việc tìm giải pháp thi công tối ưu là vô cùng phức tạp, việc tìm ra giải pháp thi công tối ưu là làm cho công trình thi công được điều hoà về nhân lực, công việc, về việc sử dụng vật liệu và giảm chi phí phụ, giảm thời gian thi công. Nhưng vẫn đảm bảo tính ổn định cho kết cấu công trình.

Để đảm bảo tiến độ thi công trên ta phải áp dụng các công nghệ tiên tiến trong thi công, cơ giới hoá trong quá trình sản xuất và thi công, chuyển lao động thủ công sang lao động bằng máy móc làm tăng năng suất lao động và tiêu chuẩn hoá được chất lượng.

8.3. Lập biện pháp thi công ép cọc bê tông cốt thép

8.3.1. Tính khối lượng cọc bê tông cốt thép.

- Căn cứ vào mặt bằng móng công trình.
- Căn cứ vào thiết kế móng, ta xác định khối lượng cọc như sau:

$$\text{Móng M1} = 22^{\text{hố}} \times 7^{\text{cọc}} = 132 \text{ cọc.}$$

$$\text{Móng M3} = 22^{\text{hố}} \times 5^{\text{cọc}} = 110 \text{ cọc.}$$

$$\text{Móng thang máy} = 1^{\text{hố}} \times 8^{\text{cọc}} = 8 \text{ cọc.}$$

$$\text{Tổng} = 250 \text{ cọc.}$$

Để thuận lợi cho việc thi công, chuyên chở và cầu cọc. Cọc dài 21 m chia ra làm hai đoạn mỗi đoạn dài 7 m.

- Khối lượng cọc cần thiết của công trình là:

$$250 \times 3 = 750 \text{ (cọc).}$$

- Tổng chiều dài cọc công trình cần đóng là: $250 \times 21 = 5250 \text{ (m)}$.
- Trọng lượng 1 cọc: $21 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,5 = 4,725 \text{ (T)}$
- Khối lượng cọc BTCT cho toàn bộ công trình: $4,725 \times 250 = 1181,25 \text{ (T)}$.

8.3.2. Chọn phương pháp ép.

Hiện nay có nhiều phương pháp để thi công cọc như búa đóng, kích ép, khoan cọc nhồi việc lựa chọn và sử dụng phương pháp nào phụ thuộc vào địa chất công trình và vị trí công trình. Ngoài ra còn phụ thuộc vào chiều dài cọc, máy móc thiết bị phục vụ thi công.

Do đặc điểm, tính chất qui mô của công trình có tải trọng không lớn, địa điểm xây dựng là nằm ở sát khu dân cư của Hải Phòng, để tránh ảnh hưởng đến các công trình xung quanh nên ta dùng phương pháp thi công cọc ép. Có 2 phương pháp ép cọc là ép trước và ép sau.

Phương pháp ép trước là ép cọc xong mới làm đài móng và thi công phần thân. ưu điểm của phương pháp này là không gian thi công thoáng, dễ điều khiển thiết bị thi công nhưng phải có đối trọng hoặc thiết bị neo giữ giá máy; thời gian thi công kéo dài. Còn phương pháp ép sau là đổ bê tông đài móng, trừ các lỗ để ép cọc, thi công phần thân, sau đó lợi dụng tải trọng bản thân của công trình để làm đối trọng; phương pháp này không cần neo giữ giá máy hay sử dụng đối trọng, thời gian thi công rút ngắn nhưng không gian thi công chật hẹp, khó điều khiển thiết bị thi công, chỉ thích hợp với những công trình có bước cột lớn.

ở đây với đặc điểm công trình như đã nêu ở trên, ta chọn phương pháp ép trước là thích hợp nhất. Với phương pháp ép trước ta có thể chọn:

+ Phương án : ép cọc đến độ sâu thiết kế, sau đó tiến hành đào hố móng và thi công bê tông đài cọc. Phương pháp này thi công ép cọc dễ dàng do mặt bằng đang bằng phẳng, nhưng phải tiến hành ép âm và đào hố móng khó khăn do đáy hố móng đã có các đầu cọc ép trước.

Ta chọn phương án là phương án ép âm, với phương án này ta phải dùng 1 đoạn cọc để ép âm. Cọc ép âm phải đảm bảo sao cho khi ép cọc tới độ sâu thiết kế thì đầu cọc ép âm phải nhô lên khỏi mặt đất 1 đoạn > 60cm. ở đây đầu cọc thiết kế ở độ sâu -0.65m so với mặt đất thiên nhiên, nên ta chọn chiều dài cọc ép âm là 1.35m ⇒ cọc ép âm nhô lên khỏi mặt đất 0,7m.

Kích thước tiết diện cọc ép âm là 30×30cm.

8.3.3. Tính toán lựa chọn thiết bị ép cọc.

8.3.3.1. Chọn máy ép cọc

+ Các yêu cầu kỹ thuật đối với thiết bị ép cọc:

- Lý lịch máy, có cơ quan kiểm định các đặc trưng kỹ thuật.
- Lưu lượng dầu của máy bơm (l/ph).
- Áp lực bơm dầu lớn nhất (kg/cm^2).
- Hành trình pittông của kích (cm).
- Diện tích đáy pittông của kích (cm^2).
- Phiếu kiểm định chất lượng đồng hồ áp lực dầu và van chịu áp (do cơ quan có thẩm quyền cấp).

+ Thiết bị được lựa chọn để ép cọc phải thoả mãn các yêu cầu:

- Lực nén (định danh) lớn nhất của thiết bị không nhỏ hơn 1,4 lần lực nén lớn nhất P_{\max} theo yêu cầu của thiết kế.
- Lực nén của kích phải đảm bảo tác dụng dọc trục cọc khi ép đỉnh hoặc tác dụng đều trên mặt bên cọc ép khi ép ôm, không gây lực ngang khi ép.
- Chuyển động của pittông kích phải đều và khống chế được tốc độ ép.
- Đồng hồ đo áp lực phải tương xứng với khoảng lực đo.

- Thiết bị ép cọc phải bảo đảm điều kiện vận hành theo đúng qui định về an toàn lao động khi thi công.

- Giá trị áp lực đo lớn nhất của đồng hồ không vượt quá hai lần áp lực đo khi ép cọc, chỉ nên huy động khoảng 0,7 đến 0,8 khả năng tối đa của thiết bị

8.3.3.2. Chọn kích ép

-Cọc có tiết diện (30x30)cm chiều dài đoạn cọc C1=7m, đoạn C2 =7m, đoạn C3 =7m

-Tính lực ép yêu cầu:

$$K.P'_{\text{đất}} \leq P_{\text{ép}} \leq P_{\text{vật liệu}}$$

P_d (sức chịu tải của cọc theo đất nền) , K : 1,5-2,2 tùy thuộc vào điều kiện đất nền , ở đây lấy K = 2(do cọc nằm trong lớp cát hạt trung)

$$P'_{\text{đất}} = 69,568 \text{ T}$$

$$P_{\text{vật liệu}} = 151,816 \text{ T}$$

$$\text{Chọn } P_{\text{ép}} \geq 2 \cdot P'_{\text{đất}} = 2 \cdot 69,568 = 139,136 \text{ T}$$

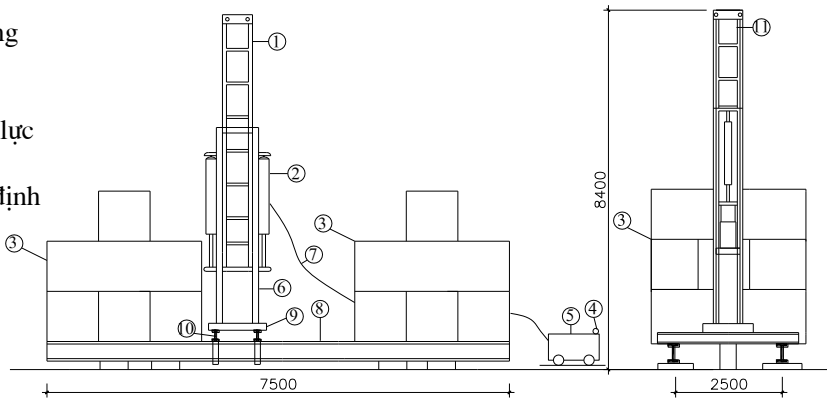
$$\text{Chọn đường kính xi lanh : } D \geq \sqrt{\frac{2P_{\text{ép}}}{\pi q_d}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 139136}{3,14 \cdot 200}} = 19,05 \text{ cm}$$

Chọn D = 20cm

- Chọn hành trình kích 1,5 m.
- Chọn máy ép loại ETC - 03 - 94 (CLR - 1502 -ENERPAC)
- Cọc ép có tiết diện 15x15 đến 30x30cm.
- Chiều dài tối đa của mỗi đoạn cọc là 7m.
- Lực ép gây bởi 2 kích thủy lực có đường kính xy lanh 202mm, diện tích 2 xy lanh là 628,3cm².
- Lộ trình của xy lanh là 130cm
- Lực ép máy có thể thực hiện được là 139T.
- Năng suất máy ép là 120m/ca.

HỆ THỐNG MÁY ÉP CỌC

- 1- Khung dẫn động
- 2- Kịch thủ lực
- 3- Đối trọng
- 4- Đồng hồ đo áp lực
- 5- Máy bơm dầu
- 6- Khung dẫn cố định
- 7- Dây dẫn dầu
- 8- Bộ đỡ đối trọng
- 9- Dầm đỡ
- 10- Dầm gánh



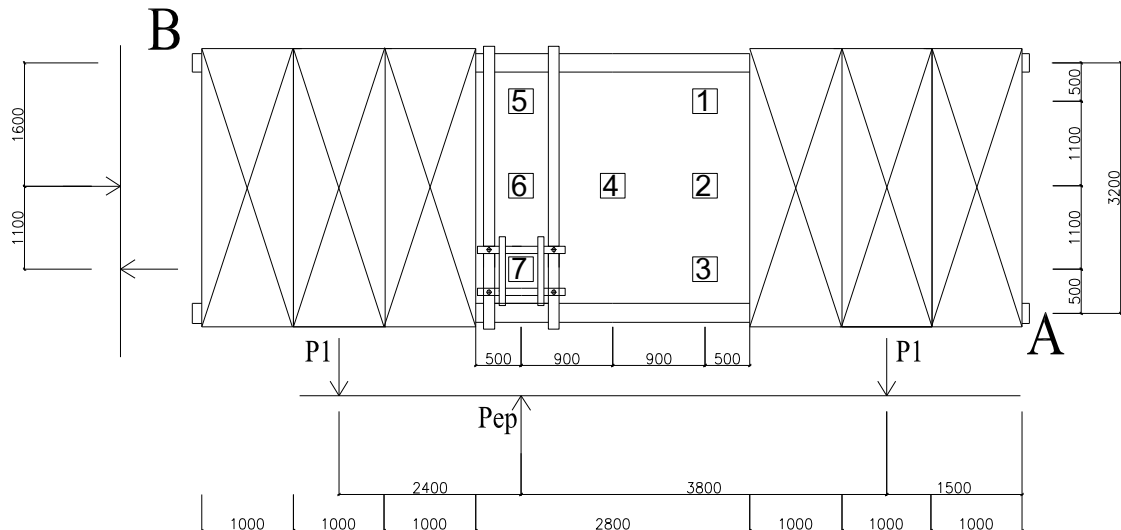
8.3.3.3. Chọn giá ép và tính toán đối trọng:

- Chức năng : cố định kích ép, truyền lực ép kích vào đỉnh cọc, định hướng chuyển dịch cọc và đỡ đối tải.

Trên mặt bằng móng em thấy các đài cọc của móng M1, M2, em xin phép thiết kế giá ép cho 1 đài cọc điển hình.

Thiết kế giá ép cho đài cọc móng M1.

+ Sơ đồ giá ép :



+ Tính đối trọng:

Để xác định được số đối trọng cần thiết ta phải căn cứ vào điều kiện chống lật theo 2 phương: dọc, ngang

Gọi tổng tải trọng mỗi bên là P_1 . P_1 phải đủ lớn để khi ép cọc giá cọc không bị lật. Ở đây ta kiểm tra đối với cọc gây nguy hiểm nhất có thể làm cho giá ép bị lật quanh điểm A và điểm B.

Kiểm tra lật quanh điểm A ta có:

Mômen lật tại điểm A

+ Mômen của các lực giữ:

$$M_{\text{giữ}} = P_1 \times 7,7 + P_1 \times 1,5 = 9,2 \cdot P_1 \text{ T.m}$$

P_1 : Trọng lượng đối trọng

+ Mômen của các lực gây lật:

$$M_{\text{lật}} = P_{\text{ep}} \cdot l_{\text{lật}} = 139,136 \times 5,3 = 737,42 \text{ T.m}$$

-Theo điều kiện chống lật:

$$M_{\text{giữ}} \geq M_{\text{lật}} \Rightarrow 9,2P_1 \geq 737,42$$

$$\Rightarrow Q \geq 80,15 \text{ T.} \quad (1)$$

+ Mômen của các lực giữ:

$$M_{\text{giữ}} = 1,5 \times 2P_1 = 3P_1 \text{ T.m}$$

+ Mômen của các lực gây lật:

$$M_1 = P_{\text{ep}} \times 2,4 = 139,136 \times 2,4 = 333,92 \text{ T.m}$$

-Theo điều kiện chống lật:

$$M_g \geq M_1 \Rightarrow 3 \times P_1 \geq 333,92$$

$$\Rightarrow P_1 \geq 111,3 \text{ (T).} \quad (2)$$

Từ 2 điều kiện chống lật (1) và (2) ta lấy $Q \geq 111,3 \text{ T.}$

\Rightarrow Chọn đối trọng bằng bê tông cốt thép có $\gamma = 2,5 \text{ T/m}^3$, kích thước một cục đối trọng là $1 \times 1 \times 3 \text{ m}$, khối lượng một cục là $3 \times 1 \times 1 \times 2,5 = 7,5 \text{ T.}$

Số đối trọng một bên là $111,3/7,5 = 14,8$ cục \rightarrow Chọn 15 cục

Vậy tổng trọng lượng đối trọng là $P_1 = 15 \times 7,5 = 112,5 \text{ T.}$

8.3.3.4. Chọn cần trục phục vụ ép cọc:

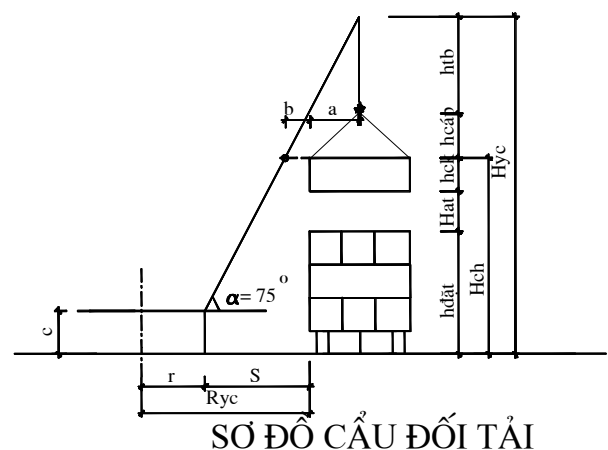
Các thông số yêu cầu :

+ Khi cần đối tải :

- Khi nâng khối $7,5 \text{ (T)}$ ở trên cùng

$$Q_{yc} = Q_{dt} + Q_{tb}$$

Có : Q_{dt} : trọng lượng đối trọng



$$Q_{đt} = 7,5T$$

Q_{tb} : Trọng lượng thiết bị treo buộc

$$Q_{tb} = 0,02Q_{đt} = 0,02 \times 7,5 = 0,144T$$

$$\Rightarrow Q_{yc} = 7,5 + 0,144 = 7,644T$$

$$H_{yc} = h_{đặt} + h_{at} + h_{ck} + h_{cáp} + h_{tb}$$

$h_{đặt}$: Chiều cao đặt cục đối trọng trên cùng $h_{đặt} = 5,5m$

h_{at} : Khoảng hở an toàn khi cầu $h_{at} = 0,5m$

$h_{đt}$: Chiều cao đối trọng $h_{đt} = 1m$

$h_{cáp}$: Chiều cao dây buộc $h_{cáp} = 1,5m$

h_{tb} : Chiều cao thiết bị $h_{tb} = 2m$

$$H_{yc} = 5,5 + 0,5 + 1,0 + 1,5 + 2 = 10,5 m$$

$$H_{ch} = h_1 + h_2 + h_3 = 5,5 + 0,5 + 1 = 7,0 m$$

$$R_{yc} = \frac{H_{yc} - C}{tg\alpha} + r = \frac{10,5 - 1,5}{tg 75^\circ} + 1,5 = 3,91m$$

$$L_{yc} = \frac{H_{ch} - C}{\sin \alpha} + \frac{a + b}{\cos \alpha} = \frac{7 - 1,5}{\sin 75^\circ} + \frac{1,5 + 1}{\cos 75^\circ} = 15,3m$$

+ Khi cầu cộc

$$Q_{yc} = Q_c + Q_{tb}$$

$$\text{Có : } Q_c = 0,3 \times 0,3 \times 2,5 \times 7 = 1,575 T.$$

$$Q_{tb} = 0,1Q_c = 0,1575 T$$

$$\Rightarrow Q_{yc} = 1,575 + 0,1575 = 1,7325 T$$

$$H_{yc} = h_{đế} + (2h_k + 0,5) + h_{at} + (L_{cọc} - 0,2 L_{cọc}) + h_{cáp}$$

$$= 0,5 + (2 \times 1,5 + 0,5) + 0,5 + (7 - 0,2 \times 7) + 2 = 12,1 m$$

$$\text{-Chiều dài tay cần yêu cầu: } L_{yc} = \frac{12,1 - 1,5}{\sin(75^\circ)} = 10,97 m$$

-Tầm với yêu cầu:

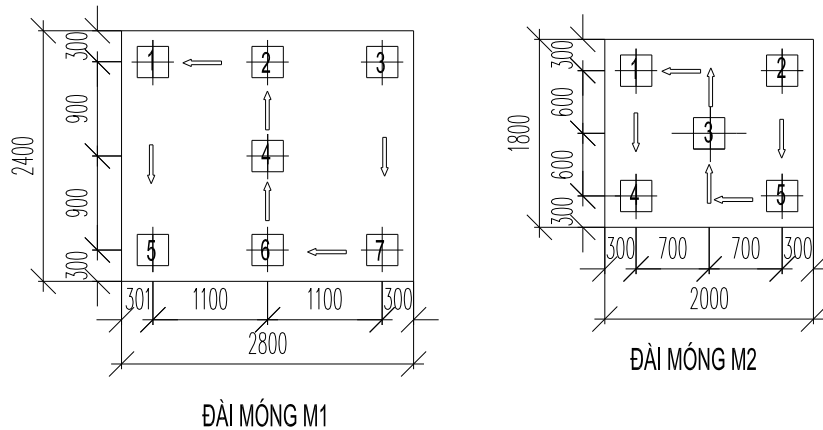
$$R_{yc} = L_{yc} \times \cos(75^\circ) + r = 10,97 \times \cos(75^\circ) + 1,5 = 4,33 m$$

Căn cứ vào các thông số yêu cầu trên ta chọn loại cần trục KC - 3575: có các thông số kỹ thuật sau:

$L=25m$; $R=6 m$; $Q = 10T$; $H_{max}=15m$. Thỏa mãn cả hai điều kiện khi cầu lắp cộc và đối trọng.

8.3.4. Tổ chức thi công ép cọc.

8.3.4.1. Sơ đồ ép cọc trong 1 đài và toàn bộ công trình



SƠ ĐỒ ÉP CỌC TRONG ĐÀI

8.3.4.2. Tổ chức thi công ép cọc

- Xem hình vẽ

8.3.4.3. Tính năng suất ép cọc

Sử dụng 1 máy ép có điểm xuất phát và hướng di chuyển được thể hiện trên bản vẽ. Theo định mức máy ép (trong dự toán XDCB 1776):

Mã hiệu AC.25223 với cọc bê tông cốt thép tiết diện 30x30cm, chiều dài cọc > 4m

⇒ Năng suất máy ép : $5\text{cọc}/\text{ca} = 5.21 = 105\text{m}/\text{ca}$, máy ép làm việc 2 ca/ngày

→ Số ca cần thiết là: $5250 / 105 = 50\text{ca}$

-Sử dụng 2 máy ép làm việc 2 ca hàng ngày.

-Thời gian ép cọc là: $T = \frac{50}{2} = 25$ ngày

-Sử dụng tối thiểu 6 người để phục vụ công tác ép cọc:

+ 1 thợ hàn

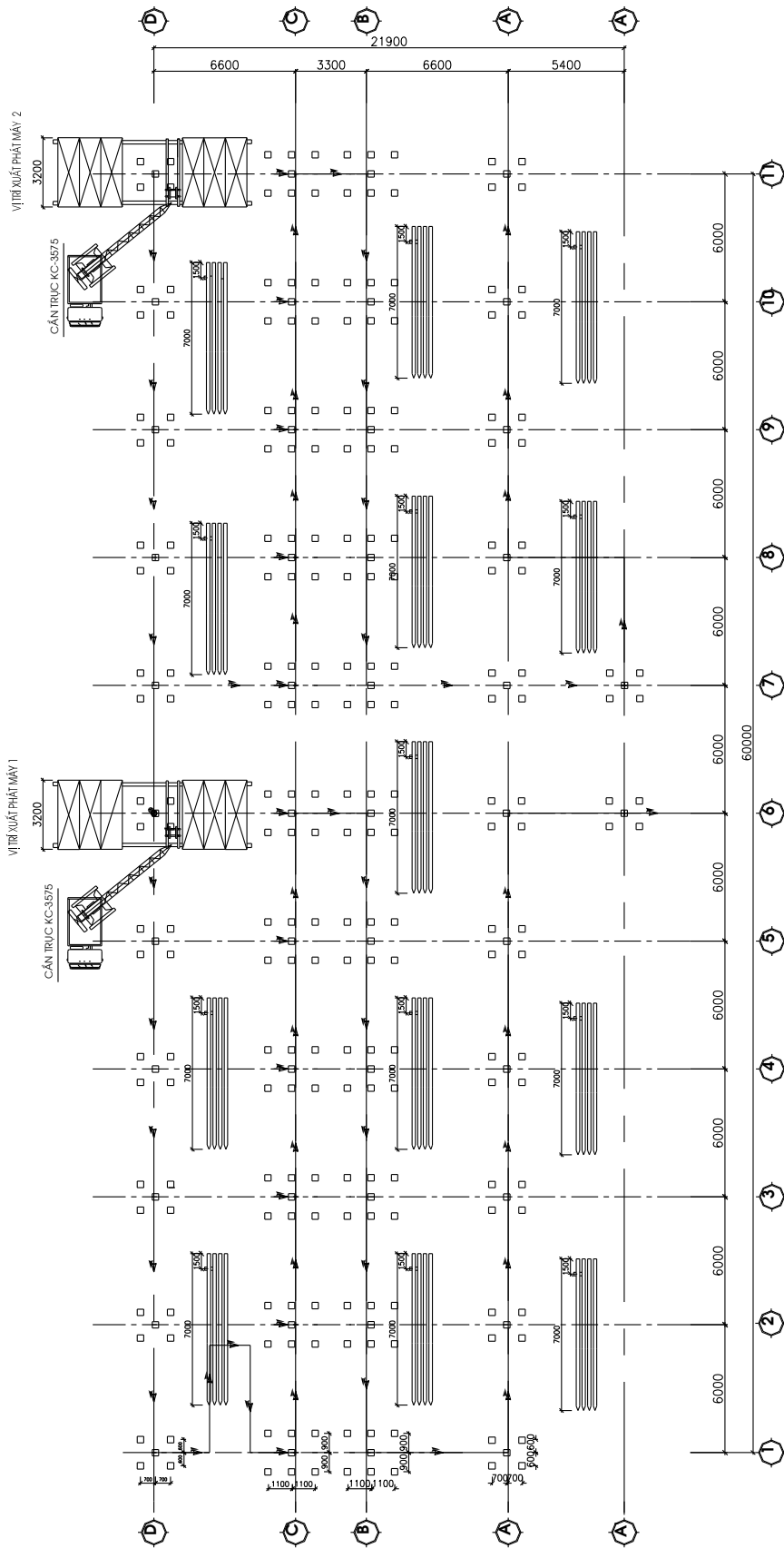
+ 1 công nhân móc cáp vào cọc

+ 1 lái cầu

+ 2 công nhân đứng trên máy thay đổi

+ 1 công nhân phụ.

Vậy số công nhân cần thiết trong 1 ngày làm việc là: 12 người.



MẶT BẰNG THI CÔNG MÓNG CỌC ÉP- SƠ ĐỒ DI CHUYỂN MÁY ÉP CỌC

***Chọn thiết bị treo buộc cho cầu:**

Trọng lượng bản thân cọc: $0,3.0,3.7.2,5=1,575$ (T).

Vậy ta chọn dây treo buộc 4 nhánh.

Mã hiệu: 2105-9M.

Có: $[Q]=3$ (T); $G=0,088$ (T)

***Tính toán và tổ chức vận chuyển cọc.**

-Tính năng suất của máy vận chuyển cọc lên ô tô:

$$N=Q \cdot n_{ck} \cdot K_{tt} \cdot K_{tg}$$

Trong đó:

Q: sức nâng của cần trục = 1,575 (T)

K_{tt} : hệ số sử dụng tải trọng nâng=0,8

K_{tg} : hệ số sử dụng thời gian=0,8

$$n_{ck} = \frac{3600}{t_{ck}} : \text{thời gian thực hiện chu kỳ (giây)}$$

$$t_{ck} = t_n + t_h + 2 \cdot t_{dc} + 2 \cdot t_q + 2 \cdot t_{tv} + t_1 + t_2 + t_b$$

ở đây:

$$t_n = \frac{H_1 + h}{V_n} : \text{thời gian nâng vật; } H_1=2 \text{ (m), } h=1 \text{ (m)}$$

$$t_n = \frac{2+1}{0,3} = 10 \text{ (s)}$$

$$t_h = \frac{H_1 + h}{V_n} : \text{thời gian hạ móc không tải}$$

$$t_h = \frac{2+1}{0,6} = 5 \text{ (s)}$$

$$t_{dc} = \frac{l_0}{V_{dc}} : \text{thời gian di chuyển của cần trục}=10 \text{ (s)}$$

$$t_q = \frac{\alpha}{6 \cdot n_q} : \text{thời gian quay}$$

$$t_q = \frac{90}{6 \cdot 1,5} = 10 \text{ (s)}$$

$$t_{tv} = \frac{l_1}{v_{tt}} : \text{thời gian hạ cần xuống vị trí lắp ráp.}$$

$$t_1 = \frac{1}{0,3} = 3,3 \text{ (s)}$$

$$t_2 = \frac{h}{V_n} : \text{thời gian nâng móc lên khỏi vị trí đã tháo dỡ, } t_2=2 \text{ (s)}$$

t_b : thời gian sử dụng bằng tay=10 (s)

$$\Rightarrow t=10+5+2*10+2*10+2*90+3,3+2+10=250,3 \text{ (s)}$$

- Năng suất của cần trục làm việc trong 1 giờ:

$$N = \text{Số chuyến xe cần thiết trong 1 ngày: } n = \frac{T_{ng}}{T}$$

Trong đó: T_{ng} – thời gian làm việc của xe trong 1 ngày

T – thời gian 1 chuyến xe cả đi và về

$$n = \frac{8}{3,04} = 2,6 \text{ (chuyến). Lấy bằng 3 chuyến}$$

- Số lượng xe cần thiết cho toàn bộ khối lượng cọc:

$$X = \frac{Q}{q * m}$$

Trong đó: Q – tổng khối lượng cọc

q – khối lượng 1 chuyến

$$\text{với } Q = 1,575 * 750 = 1181,25T$$

$$X = \frac{1181,25}{12 * 2} = 49,2 \text{ (xe)}$$

$$1,575 * \frac{3600}{250,3} * 0,7 * 0,7 = 11,1 \text{ (Tấn/h)}$$

* Vậy cần trục bốc xếp cho một chuyến xe 12 tấn:

$$\frac{12}{11,1} = 1,08 \text{ giờ}$$

- Chu kỳ của 1 chuyến xe đi và về là:

$$T = t_b + \frac{L}{V_1} + t_d + \frac{L}{V_2} + t_{nghe}$$

Trong đó: t_b - thời gian bốc xếp cọc lên xe

t_d - thời gian xếp cọc xuống công trình

L – chiều dài quãng đường

V_1 – vận tốc đi 30km/h

V_2 – vận tốc đi về 20 km/h

t_{nghe} – thời gian xe chờ đợi=0,05 h

$$T=1,08+\frac{10}{30}+1,08+\frac{10}{20}+0,05=3,04 \text{ (h)}$$

- Số xe cần thiết thực tế công trường, có kể đến sự không tận dụng hết trọng tải của xe và một số xe phải bảo dưỡng, sửa chữa trong thời gian vận chuyển.

$$X_{ct}=\frac{X}{K_1 * K_2 * K_3}$$

Trong đó: K_1 – hệ số không sử dụng hết thời gian = 0,9

K_2 – hệ số không tận dụng hết tải trọng=0,6

K_3 – hệ số an toàn=0,8

$$X=\frac{49,2}{0,9*0,6*0,8}\approx 113 \text{ (xe)}$$

* Như vậy ta dùng 10 xe ô tô vận chuyển trong 12 ngày.

8.3.4.4. Thuyết minh biện pháp kỹ thuật TC ép cọc

***Công tác chuẩn bị:**

- Nghiên cứu kỹ hồ sơ tài liệu quy hoạch, kiến trúc, kết cấu và các tài liệu khác của công trình.

- Nghiên cứu tài liệu thi công và tài liệu thiết kế và thi công các công trình lân cận.

- Nhận bàn giao mặt bằng xây dựng.

- Giải phóng mặt bằng, phát quang thu dọn, san lấp các hố rãnh, tiêu thoát nước mặt.

- Xây dựng các nhà tạm : bao gồm xưởng và kho gia công, lán trại tạm, nhà vệ sinh . . . Lắp các hệ thống điện nước.

- Để đảm bảo yêu cầu tiến độ, nhà thầu đặt hàng với nhà máy chế tạo và vận chuyển cọc tới tận công trình theo tiến độ thi công. Toàn bộ công tác nghiệm thu cốt thép, bê tông cọc được quản lý chặt chẽ, có chứng chỉ xuất xưởng và được kiểm tra trước khi vận chuyển tập kết đến công trình.

- Cọc được bốc xếp xuống đặt ra phía bên công trình bằng cần trục tự hành, bố trí cọc đặt dọc theo công trình thành từng chồng, nhóm để đảm bảo việc di chuyển máy móc phía trong được dễ dàng.

Khi xếp cọc cần kê đệm gỗ tại hai vị trí đặt móng cầu theo đúng quy định. Chiều cao chồng cọc không quá 2/3 chiều rộng chồng cọc và $\leq 2m$.

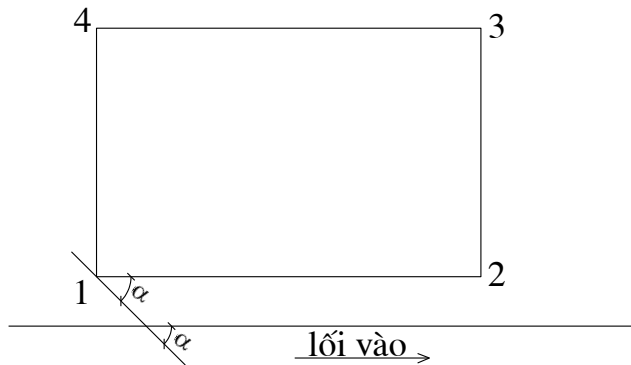
Cọc được kê bằng hai thanh gỗ dài, các điểm kê phải thẳng đứng.

- Chú ý đánh dấu điểm treo buộc cọc khi cẩu cọc vào vị trí ép.

- Vạch các đường tìm lên trên cọc để kiểm tra trong quá trình ép.

***Giác móng công trình**

Dùng máy kinh vĩ để giác móng công trình; trước hết xác định vị trí góc thứ nhất công trình với sự thoả thuận của bên chủ đầu tư và bên xây lắp công trình, sau đó dùng máy kinh vĩ để xác định các góc còn lại của công trình, cần kiểm tra lại theo các hướng khác nhau để tăng độ chính xác.



Sơ đồ giác móng

Sau khi có tọa độ các góc công trình, dùng 2 máy kinh vĩ để xác định vị trí các tim cọc. Công việc giác móng đến đâu, cần lấy các cọc có bôi sơn đỏ đánh dấu. Tất cả các vị trí cần xác định cần được kiểm tra theo hai phương ngang và dọc nhà. Sau khi kiểm tra, đánh dấu mới tiến hành thi công ép cọc.

+ Vận chuyển và lắp ráp thiết bị ép vào vị trí đảm bảo an toàn.

+ Chỉnh máy cho các đường trục của cọc cùng vuông góc với mặt phẳng chuẩn nằm ngang. Mặt phẳng chuẩn nằm ngang phải trùng với mặt phẳng đài cọc, sai số không quá 0,5%.

+ Cầu cọc lên giá.

+ Chạy thử máy ép để kiểm tra tính ổn định khi có tải và không tải.

+ Kiểm tra lại cọc lần nữa, sau đó đưa vào vị trí để ép.

Sau khi vận hành thử máy, kết thúc công tác chuẩn bị, ta tiến hành ép cọc hàng loạt.

• ép đoạn cọc Đ1 có mũi nhọn:

- Đoạn cọc Đ1 là đoạn cọc quan trọng nhất, nó quyết định chất lượng trong thi công ép cọc. Vì vậy cần thi công hết sức cẩn thận.

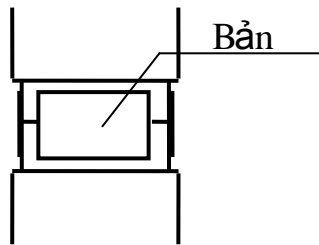
- Dùng cần trục móc vào đầu cọc và từ từ nâng cần trục đến khi cọc ở vị trí thẳng đứng, quay cần trục đưa cọc đến vị trí ép. Căn chỉnh chính xác để trục của Đ1 trùng với đường trục của kích và đi qua điểm tim cọc đã đánh dấu, sai số không vượt quá 1cm; hạ cọc từ từ để đưa cọc vào khung dẫn động.

- Điểm trên của Đ1 phải được gắn chặt vào thanh định hướng của khung máy. Nếu máy không có khung định hướng thì đáy kích hoặc đầu pittông phải có thanh định hướng. Khi đó đầu cọc Đ1 phải tiếp xúc chặt với thanh này.

- Khi thanh chốt đã ép chặt vào đỉnh cọc Đ1 thì điều khiển tăng dần áp lực. Trong những giây đầu tiên nên tăng áp lực 1 cách từ từ để cọc cắm sâu vào đất nhẹ nhàng với vận tốc xuyên không quá 1cm/giây. Với đất trồng trọt thường có những dị vật nhỏ, cọc có thể xuyên qua dễ dàng nhưng có thể gây ra nghiêng cọc nên phải theo dõi cẩn thận. Nếu phát hiện nghiêng cọc thì phải dừng lại và căn chỉnh ngay. Khi đoạn cọc Đ1 còn nhô lên khỏi mặt đất 1 khoảng 30cm thì tiến hành nối đoạn cọc Đ2.

- ép đoạn cọc Đ2:

* Nối cọc: Kiểm tra 2 đầu đoạn cọc Đ2, kiểm tra các chi tiết nối và chuẩn bị máy hàn; dùng cần trục đưa đoạn Đ2 đến vị trí ép, căn chỉnh sao cho đường trục Đ2 trùng với đường trục Đ1, độ nghiêng giữa 2 trục cọc không quá 1%; hạ từ từ xuống, cho đầu cọc Đ2 tiếp xúc với đầu cọc Đ1. Gia tải khoảng 3 đến 4kg/cm². Nếu bề mặt tiếp xúc không khít thì phải chèn bằng các bản thép mỏng sau đó mới được hàn nối. Trung qua trình hàn phải giữ nguyên áp lực lên đầu cọc



- Khi đã nối xong và kiểm tra chất lượng mối hàn rồi mới tiến hành ép đoạn cọc Đ2. Lúc đầu cho vận tốc ép không quá 1cm/s, khi cọc bắt đầu chuyển động đều mới tăng vận tốc ép nhưng không quá 2cm/s.

- Khi lực ép tăng độ ngót tức là mũi cọc đã gặp lớp đất cứng hơn (hoặc dị vật cục bộ) cần giảm tốc độ nén để cọc đủ khả năng xuyên vào lớp đất cứng hơn (hoặc kiểm tra dị vật để xử lý). Phải chú ý để lực ép không vượt quá trị số tối đa cho phép.

- Ép đoạn cọc Đ3 như với đoạn Đ2

- Kết thúc công việc khi thoãn mãn 2 điều kiện:

- Chiều dài cọc ép vào đất dài hơn chiều dài tối thiểu do thiết kế qui định.

- Lực ép tại thời điểm cuối cùng đạt trị số thiết kế qui định trên suốt chiều dài xuyên lớn hơn 3d (60cm). Trong khoảng thời gian đó, vận tốc xuyên không quá 1cm/s.

- Ghi chép quá trình ép cọc:

Khi ép cần ghi chép các giá trị lực ép vào sổ nhật ký ép cọc liên tục trên suốt chiều dài cọc. Cụ thể:

- Khi cọc cắm sâu vào đất 30 đến 50cm tiến hành ghi giá trị lực ép đầu tiên.
- Ghi lại giá trị lực ép của từng mét cọc ép vào đất.
- Nếu thấy đồng hồ áp lực tăng lên hay giảm xuống đột ngột thì phải ghi lại độ sâu và giá trị lực ép thay đổi.
- Ghi chép lực ép cho tới độ sâu mà lực ép tác dụng lên cọc có giá trị bằng 0,8 giá trị lực ép giới hạn tối thiểu thì ghi ngay lại độ sâu và lực ép đó. Bắt đầu từ đây ghi chép lực ép từng khoảng 20cm cọc vào nhật ký cho đến khi kết thúc.

***Một số sự cố có thể xảy ra và biện pháp xử lý:**

-Trong quá trình ép, cọc có thể bị nghiêng lệch khỏi vị trí thiết kế.

Nguyên nhân:Cọc gặp chướng ngại vật cứng hoặc do chế tạo cọc vát không đều.

Xử lý:Dừng ép cọc ,phá bỏ chướng ngại vật hoặc đào hố dẫn hướng cho cọc xuống đúng hướng.Căn chỉnh lại tim trục bằng máy kinh vĩ hoặc quả dọi.

-Cọc xuống được 0.5-1 (m) đầu tiên thì bị cong,xuất hiện vết nứt và nứt ở vùng giữa cọc.

Nguyên nhân:Cọc gặp chướng ngại vật gây lực ép lớn.

Xử lý:Dừng việc ép ,nhỏ cọc hỏng,tìm hiểu nguyên nhân ,thăm dò dị tật,phá bỏ thay cọc.

-Cọc xuống được gần độ sâu thiết kế,cách độ 1-2 m thì đã bị chúi bênh đôi trọng do nghiêng lệch hoặc gãy cọc.

Xử lý:Cắt bỏ đoạn bị gãy sau đó ép chèn cọc bổ xung mới.

- Đầu cọc bị toét

Xử lý:tây phẳng đầu cọc, lấp mũ cọc và ép tiếp.

8.3.4.5. An toàn lao động khi thi công cọc ép

Khi thi công cọc phải có phương án an toàn lao động để thực hiện mọi qui định an toàn.

Để thực hiện mọi qui định về an toàn lao động có liên quan.

Chấp hành nghiêm ngặt qui định về an toàn lao động về sử dụng và vận hành:

+ Động cơ thuỷ lực, động cơ điện.

+ Cần cầu, máy hàn điện .

+ Hệ tời cáp, ròng rọc.

+ Phải đảm bảo an toàn về sử dụng điện trong quá trình thi công.

+ Phải chấp hành nghiêm ngặt qui chế an toàn lao động khi làm việc ở trên cao.

+ Phải chấp hành nghiêm ngặt qui chế an toàn lao động của cần trục khi làm ban đêm.

8.4. Lập biện pháp tổ chức thi công đào đất

8.4.1. Lựa chọn phương án đào đất

+ Phương án đào hoàn toàn bằng thủ công:

Thi công đất thủ công là phương pháp thi công truyền thống. Dụng cụ để làm đất là dụng cụ cổ truyền như: xẻng, cuốc, mai, cuốc chim, nèo cứt đất... Để vận chuyển đất người ta dùng quang gánh, xe cút kít một bánh, xe cải tiến...

Theo phương án này ta sẽ phải huy động một số lượng rất lớn nhân lực, việc đảm bảo an toàn không tốt, dễ gây tai nạn và thời gian thi công kéo dài. Vì vậy, đây không phải là phương án thích hợp với công trình này.

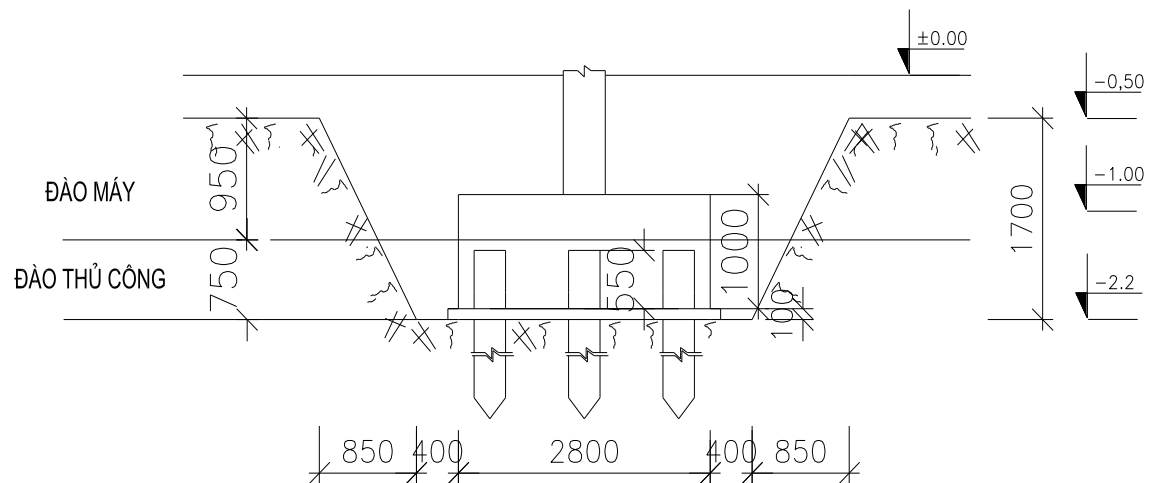
+ Phương án đào hoàn toàn bằng máy:

Việc đào đất bằng máy sẽ cho năng suất cao, thời gian thi công ngắn, tính cơ giới cao. Khối lượng đất đào được rất lớn nên việc dùng máy đào là thích hợp. Tuy nhiên ta không thể đào được tới cao trình đáy đài vì đầu cọc nhô ra. Vì vậy, phương án đào hoàn toàn bằng máy cũng không thích hợp.

=> Vậy ta chọn phương án đào kết hợp giữa đào bằng máy và thủ công

8.4.2. Thiết kế hố đào:

+ Phương án kết hợp giữa cơ giới và thủ công.



Đây là phương án tối ưu để thi công.

-Giai đoạn 1: Ta sẽ đào bằng máy tới cách cao trình đỉnh cọc 10cm , ở cốt -1,45m

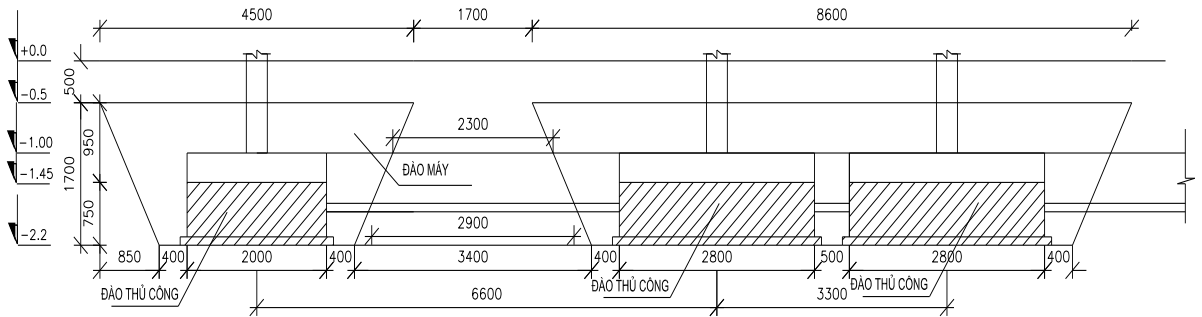
-Giai đoạn 2: Đào bằng thủ công từ cốt -1,45m đến cốt -2,2m

Theo phương án này ta sẽ giảm tối đa thời gian thi công và tạo điều kiện cho phương tiện đi lại thuận tiện khi thi công.

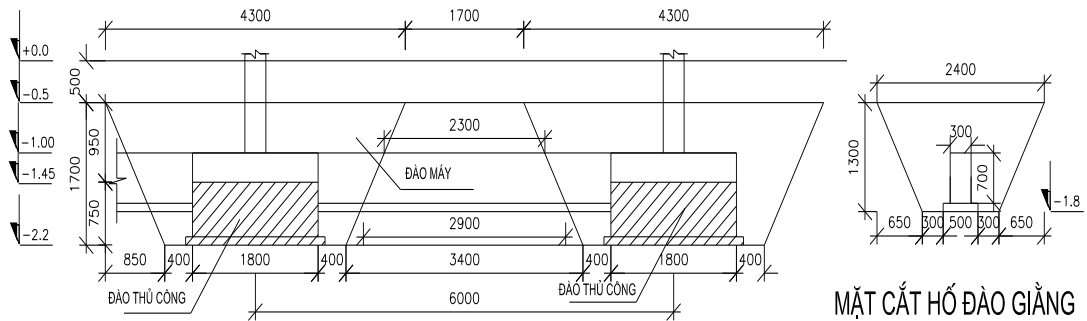
Chiều cao đào bằng cơ giới H_d cơ giới = 0.95m

Chiều cao đào bằng thủ công H_d thủ công = 0.75m

8.4.3. Tính toán khối lượng đào đất.

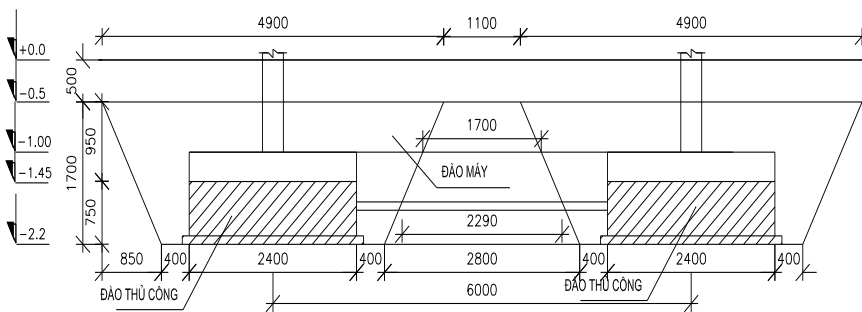


MẶT CẮT HỒ ĐÀO TRỰC A-B-C

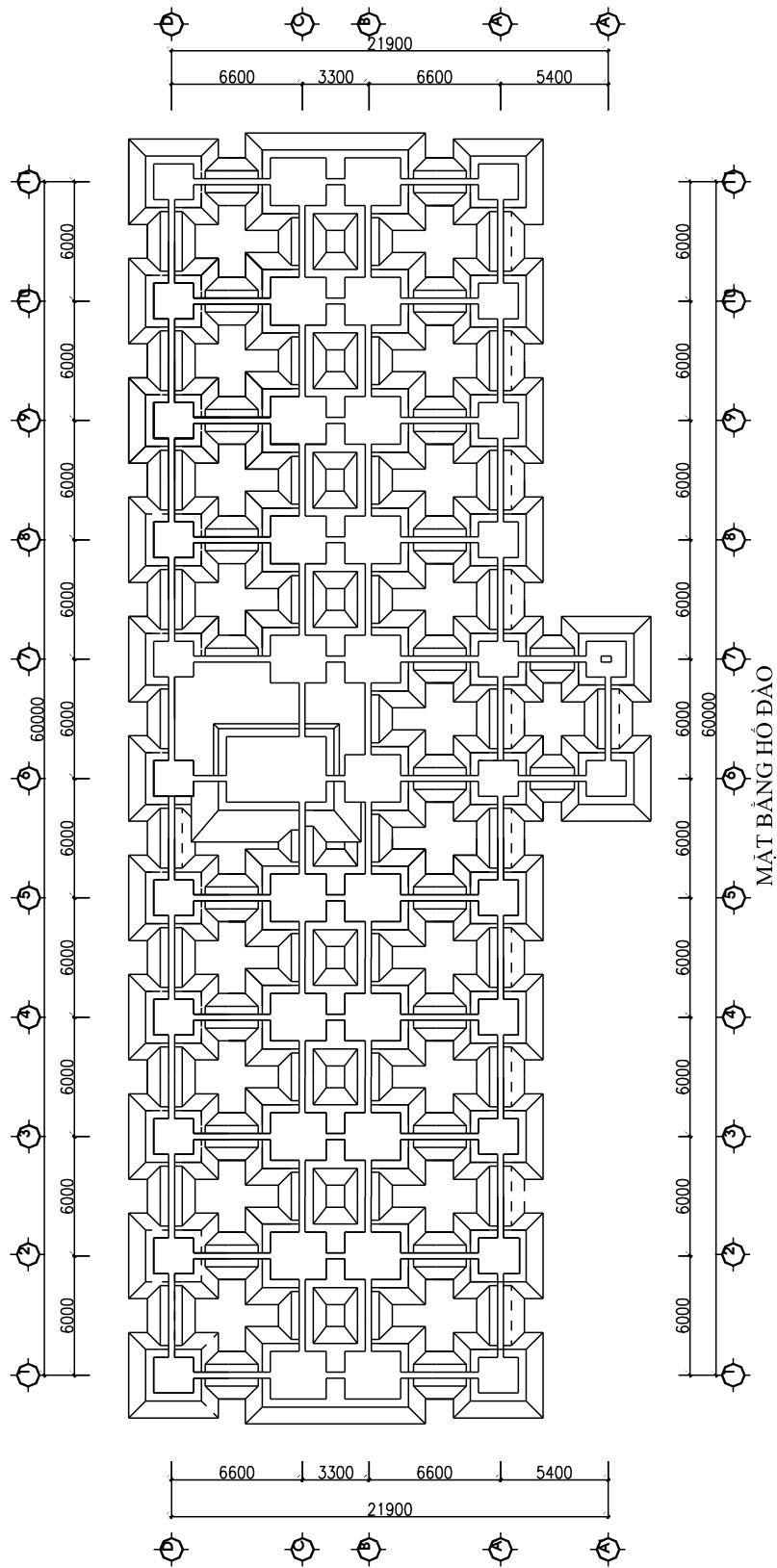


MẶT CẮT HỒ ĐÀO TRỰC A-A

MẶT CẮT HỒ ĐÀO GIỀNG



MẶT CẮT HỒ ĐÀO TRỰC B-B



Khối lượng đất đào

Khối lượng đào đất móng trục A,D (móng biên)

$$a = 2+2 \times 0,4 = 2,8 \text{ m}, b = 1,8+2 \times 0,4 = 2,6 \text{ m}$$

$$c = 4,5 \text{ m}, d = 4,3 \text{ m}, h = 1,7 \text{ m}$$

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

H: Chiều cao khối đào.

a,b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c,d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,7}{6} [2,8 \cdot 2,6 + (2,8 + 4,5)(2,6 + 4,3) + 4,5 \cdot 4,3] = 21,8 \text{ m}^3$$

Khối lượng đào đất móng trục B,C (móng giữa, đào rãnh)

$$a = 6,9 \text{ m}, b = 3,2 \text{ m}$$

$$c = 8,6+2 \cdot 0,4 = 9,4 \text{ m}, d = 4,9+2 \cdot 0,4 = 5,7 \text{ m}, h = 1,7 \text{ m}$$

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

H: Chiều cao khối đào.

a,b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c,d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,7}{6} [6,9 \cdot 3,2 + (6,9 + 9,4)(3,2 + 5,7) + 9,4 \cdot 5,7] = 62,5 \text{ m}^3$$

Khối lượng đào đất móng thang máy

$$a = 5,8 \text{ m}, b = 3,8 \text{ m}$$

$$c = 6,3 \text{ m}, d = 5,8 \text{ m}, h = 1,7 \text{ m}$$

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

H: Chiều cao khối đào.

a,b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c,d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,7}{6} [5,8 \cdot 3,8 + (5,8 + 6,3)(3,8 + 5,8) + 6,3 \cdot 5,8] = 49,5 \text{ m}^3$$

⇒ **tổng khối lượng đất đào cho móng là:** $21,8.24 + 62,5.10 + 49,5 = 1197,7m^3$

Khối lượng đất đào giếng G1 (nhịp 6 m, có 21 giếng):

$$V_g = l_{tb} \cdot S$$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,1+2,4}{2} \cdot 1,3 = 2,275m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{2,9+2,3}{2} = 2,6m$

$$\Rightarrow V_{g1} = 2,275 \cdot 2,6 \cdot 21 = 124,22m^3$$

Khối lượng đất đào giếng G2 (nhịp 6,6m, có 21 giếng):

$$V_g = l_{tb} \cdot S$$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,1+2,4}{2} \cdot 1,3 = 2,275m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{2,3+2,9}{2} = 2,6m$

$$\Rightarrow V_{g2} = 2,275 \cdot 2,6 \cdot 21 = 124,22m^3$$

Khối lượng đất đào giếng G3 (nhịp 6m, có 20 giếng):

$$V_g = l_{tb} \cdot S$$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,1+2,4}{2} \cdot 1,3 = 2,275m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{1,7+2,29}{2} = 1,995m$

$$\Rightarrow V_{g3} = 1,995 \cdot 2,275 \cdot 20 = 90,77m^3$$

Khối lượng đất đào giếng G4 (nhịp 3,3m, có 11 giếng):

$$V_g = l_{tb} \cdot S$$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,1+2,4}{2} \cdot 1,3 = 2,275m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = 0,5m$

$$\Rightarrow V_{g4} = 0,5 \cdot 2,275 \cdot 11 = 12,51m^3$$

Khối lượng đất đào giếng G5 (nhịp 5,4m, có 2 giếng):

$$V_g = l_{tb} \cdot S$$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,1+2,4}{2} \cdot 1,3 = 2,275m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{1,7+2,3}{2} = 2m$

$$\Rightarrow V_{g5} = 2 \cdot 2,275 \cdot 2 = 9,1m^3$$

\Rightarrow **tổng khối lượng đất đào cho giếng là:**

$$124,22 + 124,22 + 90,77 + 12,51 + 9,1 = 360,82m^3$$

Khối lượng đất đào thủ công:

Móng biên: $V_{biên} = 24 \cdot 2 \cdot 1,8 \cdot 0,7 = 60,48m^3$

Móng giữa: $V_{giữa} = 21 \cdot 2 \cdot 8,2 \cdot 4 \cdot 0,7 = 98,78m^3$

Móng thang máy: $V_{tm} = 5 \cdot 3 \cdot 0,7 = 10,5m^3$

Giếng: $V_g^{tc} = 360,82 \cdot 30\% = 108,25m^3$

Thể tích đất đắp:

Với móng biên M1:

$$V_d = 24 \cdot 2 \cdot 1,8 \cdot 1,1 = 95,04m^3$$

Thể tích bê tông lót: $V_{lót} = 24 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 0,1 = 10,56m^3$

Với móng giữa M2:

$$V_d = 21 \cdot 2 \cdot 8,2 \cdot 4 \cdot 1,1 = 155,23m^3$$

Thể tích bê tông lót: $V_{lót} = 21 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 0,1 = 16,38m^3$

Với móng thang máy M:

$$V_d = 1,5 \cdot 3 \cdot 1,1 = 16,5m^3$$

Thể tích bê tông lót: $V_{lót} = 1,5 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 0,1 = 1,664m^3$

Với giếng móng:

$$V_g = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 257,7 = 50,11m^3$$

Với cổ móng:

$$V_{cm} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 46 = 17,71m^3$$

\Rightarrow thể tích bê tông là:

$$V_{bt} = 17,71 + 50,11 + 1,664 + 16,5 + 16,38 + 155,23 + 10,56 + 95,04 = 363,2m^3$$

$$\Rightarrow \text{thể tích đất lấp là: } V_{lap} = \frac{V_{dao} - V_{bt}}{K_{r?i}} = \frac{1558,5 - 363,2}{1,03} = 1160,5m^3$$

⇒ khối lượng đất thừa phải chở đi là: $V_{thua} = V_{dao} - V_{lap} = 1558,5 - 1160,5 = 398m^3$

⇒ tổng khối lượng đất đào là: $1197,7 + 360,82 = 1558,5m^3$

⇒ tổng khối lượng đất đào thủ công là: $60,48 + 98,78 + 10,5 + 108,25 = 278,01m^3$

⇒ tổng khối lượng đất đào bằng máy là: $1197,7 + 360,82 - 278,01 = 1280,5m^3$

8.4.4. Chọn máy thi công đào đất.

8.4.4.1. Tính toán chọn máy đào đất.

Khối lượng đào bằng máy: $V_{\text{đào máy}} = 1280,5 m^3$

+ Phương án: Đào đất bằng máy đào gầu nghịch

Máy đào gầu nghịch có ưu điểm là đứng trên cao đào xuống thấp nên dù gặp nước vẫn đào được. Máy đào gầu nghịch dùng để đào hố nông, năng suất thấp hơn máy đào gầu thuận cùng dung tích gầu. Khi đào dọc có thể đào sâu tới 4 ÷ 5 m. Do máy đứng trên cao và thường cùng độ cao với ô tô vận chuyển đất nên ô tô không bị vướng.

Ta thấy phương án dùng máy đào gầu nghịch có nhiều ưu điểm, ta không phải mất công làm đường cho xe ô tô, không bị ảnh hưởng của nước xuất hiện ở hố đào (nếu có)

Vậy ta chọn máy đào máy xúc một gầu nghịch EO – 2621A.

- Số liệu máy E0-2621A sản xuất tại Liên Xô (cũ) thuộc loại dẫn động thuỷ lực.

- Dung tích gầu : $q = 0,25 (m^3)$

- Bán kính đào lớn nhất : $R_{max} = 5 (m)$

- Chiều cao nâng lớn nhất : $h = 2,2 (m)$

- Chiều sâu đào lớn nhất : $H = 3,3 (m)$

- Chiều cao máy : $c = 1,5 (m)$

- Trọng lượng máy: 5.1 T

Năng suất thực tế của máy đào một gầu được tính theo công thức:

$$Q = \frac{3600 \cdot q \cdot k_d \cdot k_{tg}}{T_{ck} \cdot k_t} \quad (m^3/h).$$

Trong đó: q : Dung tích gầu. $q = 0,63 m^3$.

k_d : Hệ số làm đầy gầu, phụ thuộc vào loại gầu, cấp độ ẩm của đất. Với gầu nghịch, đất cấp I ẩm ta có $k_d = 1,2 \div 1,4$. Lấy $k_d = 1,2$

k_{tg} : Hệ số sử dụng thời gian. $k_{tg} = 0,8$

k_t : Hệ số toi của đất. Với đất loại I ta có: $k_t = 1,25$

T_{ck} : Thời gian của một chu kỳ làm việc. $T_{ck} = t_{ck} \cdot k_{\text{opt}} \cdot k_{\text{quay}}$.

t_{ck} : Thời gian 1 chu kỳ khi góc quay là 90^0 . $t_{ck} = 20 (s)$

k_{opt} : Hệ số điều kiện đổ đất của máy xúc. Khi đổ lên xe $k_{\text{opt}} = 1.1$

k_{quay} : Hệ số phụ thuộc góc quay φ của máy đào. Với $\varphi = 110^\circ$ thì $k_{\text{quay}} = 1.1$

$$\Rightarrow T_{\text{ck}} = 20 \times 1.1 \times 1.1 = 24.2 \text{ (s)}$$

Năng suất của máy đào là : $Q = \frac{3600 \times 0.63 \times 1 \times 2 \times 0.8}{24.2 \times 1.25} = 79 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

Chọn 1 máy đào làm việc \Rightarrow Khối lượng đất đào trong 1 ca là:

$$7 \times 79 = 553 \text{ m}^3$$

\Rightarrow Số ca máy cần thiết $n > 1280.5/553 \approx 2.31$ ca

Đất sau khi đào được vận chuyển đi đến một bãi đất trống cách công trình đang thi công 3 km bằng xe ô tô. Xe vận chuyển được chọn sao cho dung tích của xe bằng bội số dung tích của gầu đào.

8.4.4.2. Chọn phương tiện vận chuyển đất

-Quãng đường vận chuyển trung bình : $L = 3 \text{ km} = 3000 \text{ m}$.

-Thời gian một chuyến xe: $t = t_b + \frac{L}{V_1} + t_d + \frac{L}{V_2} + t_{\text{ch}}$.

Trong đó:

+ t_b - Thời gian chờ đổ đất đầy thùng. Tính theo năng suất máy đào, máy đã chọn có $N = 79 \text{ m}^3/\text{h}$. Chọn xe vận chuyển là IFA. Dung tích thùng là 5 m^3 ; để đổ đất đầy thùng xe (giả sử đất chỉ đổ được 80% thể tích thùng) là:

$$t_b = \frac{0.8 \times 5}{79} \times 60 \approx 3.42 \text{ phút}$$

+ $v_1 = 30 \text{ (km/h)}$, $v_2 = 35 \text{ (km/h)}$ - Vận tốc xe lúc đi và lúc quay về.

$$\frac{L}{V_1} = \frac{3}{30}; \quad \frac{L}{V_2} = \frac{3}{35}$$

+Thời gian đổ đất và chờ, tránh xe là: $t_d = 2 \text{ phút}$; $t_{\text{ch}} = 3 \text{ phút}$;

$$\Rightarrow t = 3.42 \times 60 + (0.1 + 0.085) \times 3600 + (2 + 3) \times 60 = 1171.2 \text{ (s)} = 0.33 \text{ (h)}$$

-Trong 3,42 phút máy đào đổ đầy xe một lượng $0.8 \times 5 = 4 \text{ m}^3$

\Rightarrow Trong 1 ca máy đào được 1 khối lượng đất là :

$$\frac{7 \times 60 \times 4}{3.42} = 491.22 \text{ m}^3 < Q_{\text{máy đào}} = 553 \text{ m}^3/\text{ca} \text{ (Thoả mãn)}$$

Vậy số xe cần thiết để chở $491.22 \text{ m}^3/1 \text{ ca}$ là : $\frac{491.22}{0.8 \times 5} \approx 123$ chuyến xe

-Thời gian 1 chuyến xe là : $t = 0.33$ giờ

-Số chuyến xe trong một ca: $m = \frac{T}{t} = \frac{7}{0.33} \approx 21$ (Chuyến)

-Số xe cần thiết vận chuyển đất đào máy :

$$n = \frac{123}{21} \approx 6 \text{ xe}$$

- Bố trí 01 đầu xe thường trực tại công trường để phục vụ vận chuyển đất đào thủ công. Như vậy khi đào móng bằng máy ta cần phải bố trí 6 xe vận chuyển liên tục trong 1 ca, còn khi đào thủ công thì cần 1 xe là đủ. Đất đào lên được đổ trực tiếp lên xe tải và vận chuyển đến nơi khác để đảm bảo vệ sinh môi trường và mỹ quan khu vực xây dựng.

8.4.4.3. Thời gian thi công đào đất

-Tổ chức thi công đào đất bằng thủ công.

(Tra định mức dự toán XDCCB mã hiệu AB.11441 Đào móng cột trụ, hồ kiểm tra, rộng >1m, sâu>1m; mã hiệu AB.11911 Vận chuyển đất tiếp theo bằng thủ công)

Có (nhân công 3/7) 0,71 công/1 m³ khi đào và 0,031 công/1m³ vận chuyển trong phạm vi 10 m.

Vậy số công nhân đào đất là: 0,741 công/1m³.

Tổng số công đào đất cần thiết cho công trường:

$$n_c = 278,01 \times 0,741 = 206 \text{ công}$$

-Ta chia ra làm 3 tổ đội, thi công trong 10 ngày:

+ Vậy khối lượng công nhân trong một ngày là: $\frac{206}{6} \approx 21$ người/1 ngày

+ Số người trong một tổ $\frac{21}{3} \approx 7$ người

8.5. Lập biện pháp thi công bê tông đài, giằng móng.

Trình tự thi công: đập đầu cọc, đổ bê tông lót, gia công lắp dựng cốt thép, lắp dựng ván khuôn, đổ bê tông và bảo dưỡng bê tông, tháo dỡ ván khuôn, lấp đất.

8.5.1. Công tác đập đầu cọc:

- Sau khi đào xong hồ móng thì tiến hành đập đầu cọc để lộ đoạn thép liên kết với đài cọc theo chỉ dẫn của bản vẽ thiết kế.

- Đầu cọc sau khi đập phải được ghép khuôn và đổ bê tông.

- Đầu cọc bê tông còn lại ngàm vào đài một đoạn 0,1m, phần bê tông đập bỏ theo thiết kế là 0,4 m.

Tổng khối lượng bê tông cần đập bỏ của cả công trình:

$$V_t = 0,4 \times 0,3 \times 0,3 \times 304 = 10,94 \text{ (m}^3\text{)}$$

Tra Định mức xây dựng cơ bản 2405, mã hiệu AA.22211 cho công tác phá dỡ kết cấu BT bằng máy khoan, BT có cốt thép ; với nhân công 3,5/7 cần 0,22 công/1m³.

⇒ Khối lượng công nhân cần thiết cho phá dỡ: $0.22 \times 10.94 = 2.4$ (công).

Thi công trong 1 ngày.

Vậy khối lượng công nhân trong 1 ngày: $\frac{2.4}{1} = 2.4 \approx 3$ người

8.5.2. Công tác đổ bê tông lót:

Sau khi đào sửa móng bằng thủ công xong ta tiến hành đổ bê tông lót móng. Bê tông lót được đổ bằng thủ công và được đầm phẳng.

- Bê tông lót móng là bê tông mác 100 được đổ dưới đáy đài và lót dưới giằng móng với chiều dày 10 cm, và rộng hơn đáy đài và đáy giằng 10 cm về mỗi bên.

- Tận dụng lớp bê tông đầu cọc vụn đã đập ở trên đài lên bề mặt đáy móng.

**Tính toán khối lượng bê tông lót:*

Cấu kiện	Kích thước			Khối lượng 1 ck	Số lượng	V (m3)
	Dài	Rộng	Cao			
	(m)	(m)	(m)	(m3)		
Móng M1	2,2	2	0,1	0,44	24	10,56
Móng M2	3	2,6	0,1	0,78	21	16,38
Móng thang máy	5,2	3,2	0,1	1,66	1	0,166
Giằng móng G1	3,88	0,5	0,1	0,194	22	4,268
Giằng móng G2	4,4	0,5	0,1	0,22	20	4,4
Giằng móng G3	3,6	0,5	0,1	0,18	20	3,6
Giằng móng G4	0,5	0,5	0,1	0,025	11	0,275
Giằng móng G5	3,42	0,5	0,1	1,71	2	3,42
Tổng						43,069

- Tổ chức thi công BT lót đài, giằng móng: Tra định mức xây dựng cơ bản 24, mã hiệu AF.11111 cho công tác bê tông lót móng ta được 1.42 công/ 1 m^3

Khối lượng nhân công cần thiết cho BT lót là: $1.42 \times 43,069 = 61.15$ công

Ta bố trí đổ trong 1 ngày

Số lượng công nhân trong 1 ngày là: 62 người.

8.5.3. Công tác gia công lắp dựng cốt thép:

Sau khi đổ bê tông lót móng ta tiến hành lắp đặt cốt thép móng.

8.5.3.1. Những yêu cầu chung đối với cốt thép móng:

- Cốt thép được dùng đúng chủng loại theo thiết kế.
- Cốt thép được cắt, uốn theo thiết kế và được buộc nối bằng dây thép mềm $\phi 1$.
- Cốt thép được cắt uốn trong xưởng chế tạo sau đó đem ra lắp đặt vào vị trí. Trước khi lắp đặt cốt thép cần phải xác định vị trí chính xác tim đài cọc, trục giằng móng.
- Sau khi hoàn thành việc buộc thép cần kiểm tra lại vị trí của thép đài cọc và thép giằng.
- Cốt thép trước khi gia công và trước khi đổ bê tông cần đảm bảo: Bề mặt sạch, không dính bùn đất, không có vẩy sắt và các lớp rỉ.
- Các thanh thép bị bẹp, bị giảm tiết diện do làm sạch hoặc do các nguyên nhân khác không vượt quá giới hạn đường kính cho phép là 2%. Nếu vượt quá giới hạn này thì loại thép đó được sử dụng theo diện tích tiết diện còn lại.
- Cắt và uốn cốt thép chỉ được thực hiện bằng các phương pháp cơ học. Sai số cho phép khi cắt, uốn lấy theo quy phạm.

8.5.3.2. Những yêu cầu đối với việc lắp dựng cốt thép:

- Các bộ phận lắp dựng trước không gây trở ngại cho bộ phận lắp dựng sau, cần có biện pháp ổn định vị trí cốt thép để không gây biến dạng trong quá trình đổ bê tông.
- Theo thiết kế ta rải lớp cốt thép dưới xuống trước sau đó rải tiếp lớp thép phía trên và buộc tại các nút giao nhau của 2 lớp thép. Yêu cầu là nút buộc phải chắc không để cốt thép bị lệch khỏi vị trí thiết kế. Không được buộc bỏ nút.
- Cốt thép được kê lên các con kê bằng bê tông mác M100 để đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ. Các con kê này có kích thước 50'50, dày bằng lớp bảo vệ được đặt tại các góc của móng và ở giữa sao cho khoảng cách giữa các con kê không lớn hơn 1m. Chuyển vị của từng thanh thép khi lắp dựng xong không được lớn hơn 1/5 đường kính thanh lớn nhất và 1/4 đường kính của chính thanh ấy.
- Các thép chờ để lắp dựng cột phải được lắp vào trước và tính toán độ dài chờ phải $> 25d$. ở đây ta để cao hơn mặt đài 1.6m.
- Cốt thép đài cọc được thi công trực tiếp ngay tại vị trí của đài. Các thanh thép được cắt theo đúng chiều dài thiết kế, đúng chủng loại thép. Lưới thép đáy đài là lưới thép buộc với nguyên tắc giống như buộc cốt thép sàn.
 - + Đảm bảo vị trí các thanh.
 - + Đảm bảo khoảng cách giữa các thanh.

+ Đảm bảo sự ổn định của lõi thép khi đổ bê tông.

+ Vận chuyển và lắp dựng cốt thép cần: Không làm hư hỏng và biến dạng sản phẩm cốt thép, cốt thép khung phân chia thành bộ phận nhỏ phù hợp phương tiện vận chuyển.

8.5.3.3. Lắp cốt thép đài móng:

- Xác định trục móng, tâm móng và cao độ đặt lưới thép ở móng.

- Đặt lưới thép ở đế móng. Lưới này có thể được gia công sẵn hay lắp đặt tại hố móng, lưới thép

được đặt tại trên những miếng kê bằng bê tông để đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ. Xác định cao

độ bê tông móng.

8.5.3.4. Lắp đặt cốt thép cổ móng:

- Cốt thép chờ cổ móng được được bê chân và được định vị chính xác bằng một khung gỗ sao

cho khoảng cách thép chủ được chính xác theo thiết kế. Sau đó đánh dấu vị trí cốt đai.

- Lồng cốt đai vào các thanh thép đứng, dùng thép mềm $\phi = 1$ mm buộc chặt cốt đai vào thép

chủ, các mối nối của cốt đai phải so le không nằm trên một thanh thép đứng.

- Sau khi buộc xong dọn sạch hố móng, kiểm tra vị trí đặt lưới thép đế móng và buộc chặt lưới

thép với cốt thép đứng, cố định lồng thép chờ vào đài cọc.

8.5.3.5. Lắp dựng cốt thép giằng móng:

Dùng thước vạch vị trí cốt đai của giằng, sau đó lồng cốt đai vào cốt thép chịu lực, nâng 2 thanh thép chịu lực lên cho chạm vào góc của cốt đai rồi buộc cốt đai vào cốt thép chịu lực, buộc 2 đầu trước, buộc dần vào giữa, 2 thanh thép dưới tiếp tục được buộc vào thép đai theo trình tự trên. Tiếp tục buộc các thanh thép ở 2 mặt bên với cốt đai.

*Xác định khối lượng cốt thép.

STT	CK	THỂ TÍCH	TỈ LỆ CỐT THÉP	KHỐI LƯỢNG CT		TỔNG KL	ĐỊNH MỨC	NHU CẦU	TỔNG NC
		CK(M3)		T/M3	CK(T)	T/1TẦNG	CÔNG/TẦNG	N. CÔNG	NGƯỜI/1 TẦNG
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	M1	95,04	0.02	7.85	14,92	52,39	8.34	127	356
2	M2	155,23	0.02	7.85	24,37		8.34	120	
4	Móng thang máy	15,6	0.02	7.85	2,45		8.34	36	
5	Giằng móng	50,11	0.02	7.85	7,87		8.34	55	
6	cổ móng C50x70	17,71	0.02	7.85	2,78		8.34	15	

Tra định mức XDCB 1776/QĐ-BXD cho công tác cốt thép móng, tra định mức mã hiệu AF.61120 (nhân công 3,5/7) có 8.34 công/1 tấn. Ta tính được khối lượng nhân công cần thiết cho thi công cốt thép móng trong bảng.

Như vậy tổng khối lượng nhân công cần thiết cho thi công cốt thép móng: 356 công.

-Ta chia khối lượng cốt thép thành 7 phân đoạn, mỗi phân đoạn là 1 ngày.

Vậy khối lượng cốt thép của 1 ngày thi công là: $\frac{42.6}{7} = 6.1$ (T)

Khối lượng công nhân cho 1 ngày là: $\frac{356}{7} = 50$ (người)

8.5.4. Công tác ván khuôn:

8.5.4.1. Các yêu cầu kỹ thuật :

- Coffa móng: dùng ván khuôn gỗ có $\sigma = 110 \text{ kg/cm}^2$.
- Coffa , cây chống phải được thiết kế và thi công đảm bảo độ cứng, ổn định, dễ tháo lắp không gây khó khăn cho việc, đổ và đầm bê tông.
- Coffa phải được ghép kín, khít để không làm mất nước xi măng, bảo vệ cho bê tông mới đổ dưới tác động của thời tiết.
- Coffa khi tiếp xúc với bê tông cần được chống dính.

- Trong quá trình lắp, dựng coffa cần cấu tạo 1 số lỗ thích hợp ở phía dưới khi cọ rửa mặt nền nước và rác bẩn thoát ra ngoài
- Coffa chỉ được tháo dỡ khi bê tông đạt cường độ cần thiết để kết cấu chịu được trọng lượng bản thân và tải trọng thi công khác.
- Khi tháo dỡ coffa cần tránh không gây ứng suất đột ngột hoặc va chạm mạnh làm hư hại đến kết cấu.

8.5.4.2. Tính toán ván khuôn đài móng:

Tính toán ván thành móng M1:

Đài móng có kích thước là 2x1,8x1,2m.

Do tính ván thành đài móng, là ván khuôn của khối bê tông lớn, theo bảng 5.4/122 giáo trình “Ván Khuôn Và Giàn Giáo”, tải trọng ngang tác dụng vào ván thành gồm:

- + Áp lực hông của bê tông mới đổ.
- + Tải trọng do chấn động phát sinh ra khi đổ bê tông.

- Áp lực hông của bê tông mới đổ:

$$P_1^{tc} = \gamma H = 2500 \times 1,2 = 3000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1^{tt} = nP_1^{tc} = 1,1 \times 2500 = 2750 \text{ kg/m}^2$$

với H là chiều cao của lớp bê tông sinh ra áp lực ngang

- Tải trọng do chấn động phát sinh ra khi đầm bê tông:

$$P_2^{tc} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2^{tt} = nP_2^{tc} = 1,3 \times 200 = 260 \text{ kg/m}^2$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên ván thành:

$$P^{tc} = P_1^{tc} + P_2^{tc} = 3000 + 200 = 3200 \text{ kg/m}^2$$

$$P^{tt} = P_1^{tt} + P_2^{tt} = 2750 + 260 = 3010 \text{ kg/m}^2$$

- Sơ đồ tính ván thành là dầm liên tục có gối tựa là các thanh nẹp đứng

Chọn ván thành 5 tấm 20cm, dày 2,5cm

Tính toán và kiểm tra với tấm 20 cm, dày 2,5 cm

Tải trọng tác dụng dọc ván: $q^{tc} = 0,2 \times P^{tc} = 0,2 \times 3200 = 640 \text{ kg/m} = 6,4 \text{ kg/cm}$

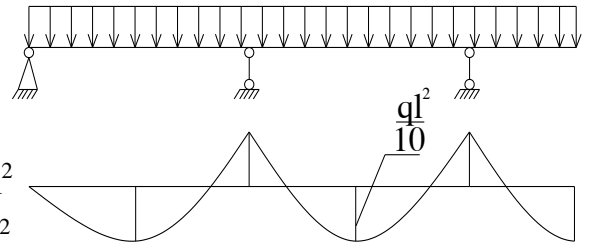
$q^{tt} = 0,2 \times P^{tt} = 0,2 \times 3010 = 602 \text{ kg/m} = 6,02 \text{ kg/cm}$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 2,5^3}{12} = 26,04 \text{ cm}^4; W = \frac{bh^2}{6} = \frac{20 \times 2,5^2}{6} = 20,83 \text{ cm}^3$$

Cường độ chịu uốn của gỗ $[\sigma_u] = 110 \text{ kg/cm}^2$

Theo điều kiện bền:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma_u]$$



$$\Rightarrow \frac{q^u l^2}{10W} \leq [\sigma_u]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{10.W [\sigma_{TC}]}{q}} = \sqrt{\frac{10.20,83.110}{6,02}} = 57,1 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh nẹp đứng là 50 cm

Kiểm tra theo điều kiện biến dạng:

$$f_{\max} = \frac{q^{tc} l^4}{128EJ} \leq [f] = \frac{l}{400}$$

Trong đó : E là môđun đàn hồi của gỗ, lấy $E = 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{\max} = \frac{6,4.50^4}{128.10^5.26,04} = 0,12 < f = \frac{l}{400} = \frac{50}{400} = 0,125$$

$f_{\max} < [f]$ vậy khoảng cách giữa các thanh nẹp bằng 50 cm là hợp lý.

* *Tính toán nẹp đứng:*

Sơ đồ tính nẹp đứng là dầm đơn giản gối tựa là các thanh chống xiên.

$l_{nhíp} = 50 \text{ cm}$, chọn nẹp 10x10 cm

Tải trọng tiêu chuẩn $q^{tc} = P^{tc} \times 0.5 = 3200 \times 0.5 = 1600 \text{ kg/m}$

$\Rightarrow q^{tc} = 16 \text{ kg/cm}$

Tải trọng tính toán: $q^{tt} = P^{tt} \times 0.5 = 3010 \times 0.5 = 1505 \text{ kg/m}$

$\Rightarrow q^{tt} = 15,05 \text{ kg/cm}$

Kiểm tra khả năng chịu lực:

điều kiện kiểm tra $\sigma_{\max} \leq [\sigma_u] = 110 \text{ kg/cm}^2$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \times 10^3}{12} = 833.33 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 10^2}{6} = 166.67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{q^{tt} l^2}{10.W} = \frac{15,05.100^2}{10.166,67} = 90,3 \leq [\sigma_{tc}]$$

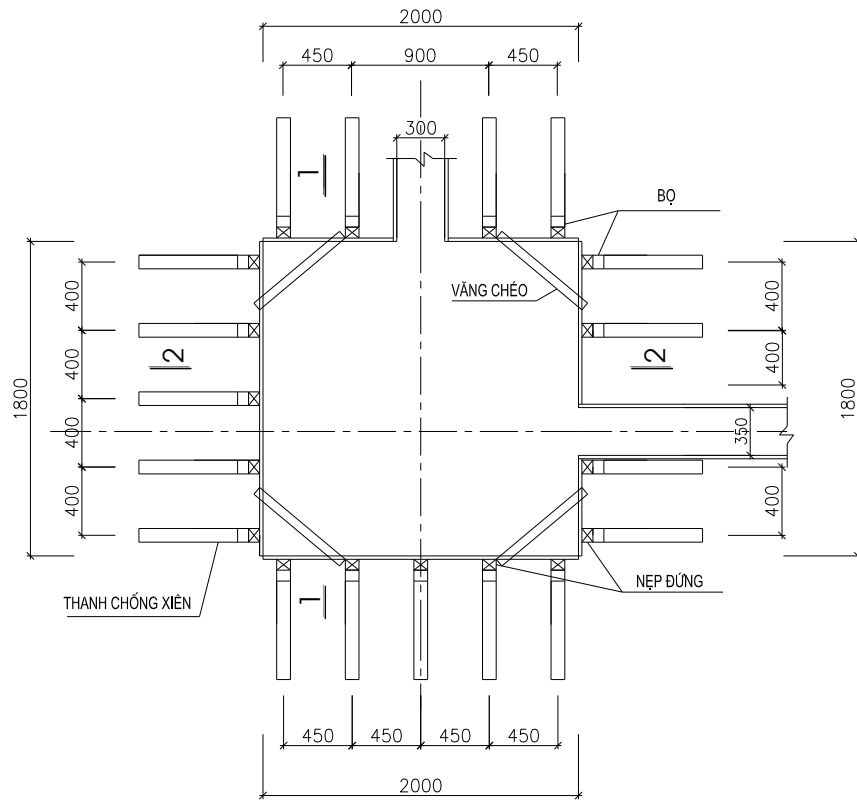
Vậy thanh nẹp đảm bảo điều kiện bền.

Kiểm tra theo điều kiện biến dạng:

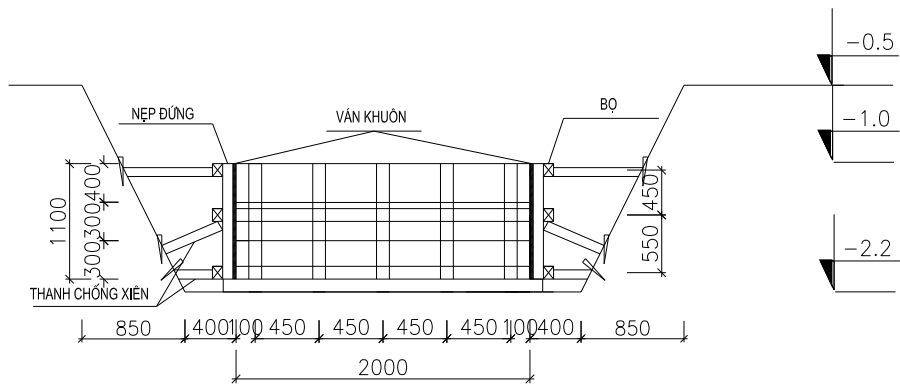
$$f_{\max} = \frac{q^{tc} l^4}{128EJ} \leq [f] = \frac{l}{400}$$

$$f_{\max} = \frac{16.100^4}{128.10^5.833,33} = 0,15 \text{ cm} < \frac{l}{400} = \frac{100}{400} = 0,25 \text{ cm}$$

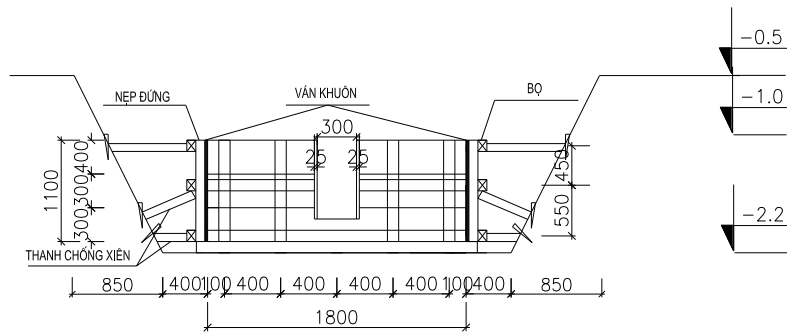
Vậy thanh nẹp đảm bảo điều kiện biến dạng.



TỔ HỢP VÁN KHUÔN MÓNG M1



MẶT CẮT 1-1



MẶT CẮT 2-2

*Bảng thống kê khối lượng ván khuôn móng

ST T	CK	KÍCH THƯỚC		SỐ LƯỢNG		TỔNG KL	TỔNG KL	ĐỊNH MỨC	NHU CẦU	TỔNG NC
		RỘNG (M)	DÀI (M)	1CK	TỔNG BỘ	M2	M2/1 TẦNG	CÔNG/M2	N. CÔNG	NGƯỜI /1 TẦNG
1	M1	1,2	2	2	24	115,2	711,12	0,136	14	93
		1,2	1,8	2	24	103,68		0,136	8	
2	M2	1,2	2,8	2	21	141,12		0,136	11	
		1,2	2,4	2	21	120,96		0,136	11	
3	Thang máy	1,2	5	2	1	12		0,136	2	
		1,2	3	2	1	7,2		0,136	2	
4	Giằng móng	0,5	257,7	2	1	257,7		0,136	33	
5	Cỗ móng C50x70	0,5	1,2	2	44	52,8		0,136	5	
		0,7	1,2	2	44	21,12		0,136	6	

Định mức cho công tác ván khuôn móng có mã hiệu AF.81111: nhân công 3,5/7 có định mức ngày công là 0.136

8.5.5. Công tác đổ và bảo dưỡng bê tông:

8.5.5.1. Tính toán khối lượng bê tông:

Cấu kiện	Kích thước			Khối lượng 1 ck	Số lượng	V
	Dài	Rộng	Cao			
	(m)	(m)	(m)	(m3)		(m3)
Móng M1	2	1,8	1,2	4,32	24	103,68
Móng M2	2,8	2,4	1,2	8,064	21	169,344

Móng thang máy	5	3	1,2	18	1	18
Cổ móng 50x70	0.5	0.7	1,2	0,42	44	18,48
Giăng móng	257,7	0.3	0,7	54,117	1	54,117
Tổng						363,6

8.5.5.2. Lựa chọn phương án thi công và chọn máy thi công:

Do khối lượng bê tông móng khá lớn, công trình lại có yêu cầu cao về chất lượng nên tiến hành đổ bê tông bằng máy bơm bê tông. Sử dụng bê tông thương phẩm.

** Chọn máy bơm bê tông:*

- Khối lượng bê tông móng và giăng tương đối lớn,. Vì vậy với bê tông móng và giăng dùng phương án sử dụng bê tông thương phẩm .

- Chọn máy bơm di động *s30 protege* có công suất bơm cao nhất 30 (m³/h).

- Trong thực tế, do yếu tố làm việc của bơm thường chỉ đạt 75% kể đến việc điều chỉnh, đường xá công trường chật hẹp, xe chở bê tông bị chậm,...

- Năng suất thực tế bơm được : $30 \times 0.75 = 22.5 \text{ m}^3/\text{h}$

- Vậy thời gian cần bơm xong 271.4(m³) bê tông móng là : $\frac{271.4}{22.5} = 12 \text{ giờ} \Leftrightarrow 2$

ca làm việc có kể đến hệ số sử dụng thời gian.

Ưu điểm: của việc thi công bê tông bằng máy bơm là với khối lượng lớn thì thời gian thi công nhanh, đảm bảo kỹ thuật, hạn chế được các mạch ngừng, chất lượng bê tông đảm bảo.

**Chọn xe vận chuyển bê tông:*

- Những yêu cầu đối với việc vận chuyển vữa bê tông:

+ Thiết bị vận chuyển phải kín để tránh cho nước xi măng khỏi bị rò rỉ, chảy mất nước vữa.

+ Tránh xóc nảy để không gây phân tầng cho vữa bê tông trong quá trình vận chuyển.

+ Thời gian vận chuyển phải ngắn.

- Chọn phương tiện vận chuyển vữa bê tông: chọn ô tô có thùng trộn .

Mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật (xem trong bảng phụ lục máy thi công)

*Tính số xe vận chuyển bê tông

$$\text{áp dụng công thức : } N = \frac{K_{dt} \cdot Q_{sd}}{P_{vc}}$$

Trong đó :

N : Số xe vận chuyển.

K_{dt} : hệ số dự trữ công suất của máy bơm ($K_{dt}=0,85 \div 0,9$)

Q_{sd} : công suất bơm bê tông của máy bơm $22.5\text{m}^3/\text{h}$

P_{vc} : công suất thực vận chuyển vữa bê tông của xe trong 1 ca (m^3/h)
được xác định :

$$P_{vc} = \frac{60 \cdot V_{vc} \cdot t \cdot K_{vc}}{T_{ck}^{vc}}$$

V_{vc} : thể tích vận chuyển của xe 8m^3

t : thời gian làm việc của 1 ca 7h

K_{vc} : hệ số sử dụng xe vận chuyển = $0,8 \div 0,9$

T_{ck}^{vc} : thời gian 1 chu kỳ vận chuyển tính theo

$$T_{ck}^{vc} = t_{nv} + t_{vc}^{oto} + t_{rv}$$

t_{nv} : thời gian xe nhận vữa tại nhà máy (10phút)

t_{vc}^{oto} : thời gian xe chạy đến công trình và quay lại nhận vữa (20phút)

t_{rv} : thời gian rót bê tông từ xe vào thùng của máy bơm (10 phút)

Vậy ta có : $T_{ck}^{vc} = 10 + 20 + 10 = 40\text{phut}$

$$P_{vc} = \frac{60 \times 8 \times 7 \times 0.8}{40} = 67.2(\text{m}^3/\text{ca})$$

→ số xe vận chuyển

$$N = \frac{0.8}{67.2} \times 22.5 \times 7 = 1.8 \text{ xe}$$

Chọn 2 xe để phục vụ công tác đổ bê tông đài và giằng móng.

Số chuyến xe cần thiết để đổ bê tông đài móng và giằng móng là :

$$\frac{363,6}{8 \times 2} = 23 \text{ chuyến.}$$

8.5.5.3. Công tác chuẩn bị trước khi đổ bê tông:

- + Giám sát kỹ thuật bên B phải tiến hành nghiệm thu ván khuôn cốt thép, ký kết văn bản
- + Dọn dẹp các vị trí đổ, tạo mặt bằng cho xe ô tô.
- + Chuẩn bị máy móc, dụng cụ, nếu thi công vào trời tối phải chuẩn bị hệ thống chiếu sáng toàn công trường và tại các vị trí đổ.
- + Các xe ô tô chở bê tông được tập kết sẵn ngoài công trường đúng thời gian quy định (thường thời gian đổ bê tông được tiến hành vào buổi tối để thuận lợi cho công tác vận chuyển)
- + Bê tông móng được dùng loại bê tông thương phẩm Mác300 của công ty Bê tông Thành hưng
- + Công nghệ thi công: sử dụng máy bơm bê tông có cần điều khiển từ xa.
- + Khi bê tông được xe trở đến trước khi đổ phải đo độ sụt của hình chóp cụt, độ sụt phải đảm bảo theo yêu cầu thiết kế và theo tiêu chuẩn TCVN4453-95, sau đó lấy mẫu bê tông vào các hình hộp có kích thước 20x20x15(cm) để đem đi thử cường độ.

8.5.5.4. Tiến hành đổ bê tông móng:

- + Xe bê tông được sắp xếp vào vị trí để trút bê tông vào máy bơm, trong suốt quá trình bơm thùng trộn bê tông được quay liên tục để đảm bảo độ dẻo của bê tông.
- + Bê tông được đổ từ vị trí xa cho đến vị trí gần để tránh hiện tượng đi lại trên mặt bê tông, cần ít nhất 2 công nhân để giữ ống vòi rồng, vòi rồng được đưa xuống cách đáy đài khoảng 0,8-1m. Bê tông được trút liên tục theo từng lớp ngang, mỗi lớp từ 20-30cm, đầm dùi được đưa vào ngay sau mỗi lần trút bê tông, thời gian đầm tối thiểu là (15 |20) s. Điều kiện để chuyển sang vị trí đầm khác:
 - . Thê tích vữa bê tông sụt xuống
 - . Nổi sữa xi măng
 - . Thời gian đầm tại một vị trí phải đủ
 - . Đầm rút lên một cách từ từ, không được tắt điện.
- + Lớp bê tông sau được đổ chồng lên lớp bê tông dưới trước khi lớp bê tông này bắt đầu liên kết. Đầm dùi đưa vào lớp sau phải ngập sâu vào lớp trước 5-10cm.

8.5.5.5. Công tác bảo dưỡng bê tông:

- Bê tông sau khi đổ 4 ÷ 7 giờ phải được tưới nước bảo dưỡng ngay. Hai ngày đầu cứ hai giờ tưới nước một lần, những ngày sau từ 3 ÷ 10 giờ tưới nước một lần tùy theo điều kiện thời tiết. Bê tông phải được giữ ẩm ít nhất là 7 ngày đêm.
- Trong quá trình bảo dưỡng bê tông nếu có khuyết tật phải được xử lý ngay.

8.5.6. Công tác tháo dỡ ván khuôn.

Ván khuôn móng được tháo ngay sau khi bê tông đạt cường độ 25 kG/cm² (1 ÷ 2 ngày sau khi đổ bê tông). Trình tự tháo dỡ được thực hiện ngược lại với trình tự lắp dựng ván khuôn.

- Với bê tông móng là khối lớn, ván khuôn móng là loại ván khuôn không chịu lực nên có thể tháo ván khuôn sau khi đổ bê tông 2 ngày.

- Độ bám dính của bê tông và ván khuôn tăng theo thời gian do vậy sau 7 ngày thì việc tháo dỡ ván khuôn có gặp khó khăn (Đối với móng bình thường thì sau 1-3 ngày là có thể tháo dỡ ván khuôn được rồi). Bởi vậy khi thi công lắp dựng ván khuôn cần chú ý sử dụng chất dầu chống dính cho ván khuôn.

8.5.7. An toàn lao động trong công tác bê tông.

8.5.7.1. Dựng lắp, tháo dỡ dàn giáo.

- Không được sử dụng dàn giáo: Có biến dạng, rạn nứt, mòn gỉ hoặc thiếu các bộ phận: móc neo, giằng...

- Khe hở giữa sàn công tác và tường công trình >0,05 m khi xây và 0,2 m khi trát.

- Khi dàn giáo cao hơn 6m phải làm ít nhất 2 sàn công tác: Sàn làm việc bên trên, sàn bảo vệ bên dưới.

- Khi dàn giáo cao hơn 12 m phải làm cầu thang. Độ dốc của cầu thang < 60°

- Lỗ hổng ở sàn công tác để lên xuống phải có lan can bảo vệ ở 3 phía.

- Khi tháo dỡ dàn giáo phải có rào ngăn, biển cấm người qua lại. Cấm tháo dỡ dàn giáo bằng cách giật đổ.

- Không dựng lắp, tháo dỡ hoặc làm việc trên dàn giáo và khi trời mưa to, giông bão hoặc gió cấp 5 trở lên.

8.5.7.2. Công tác gia công, lắp dựng coffa.

- Coffa dùng để đỡ kết cấu bê tông phải được chế tạo và lắp dựng theo đúng yêu cầu trong thiết kế thi công đã được duyệt.

- Coffa ghép thành khối lớn phải đảm bảo vững chắc khi cầu lắp và khi cầu lắp phải tránh va chạm vào các bộ kết cấu đã lắp trước.

- Không được để trên coffa những thiết bị vật liệu không có trong thiết kế, kể cả không cho những người không trực tiếp tham gia vào việc đổ bê tông đứng trên coffa.

- Cấm đặt và chất xếp các tấm coffa các bộ phận của coffa lên chiếu nghỉ cầu thang, lên ban công, các lối đi sát cạnh lỗ hổng hoặc các mép ngoài của công trình. Khi chưa giằng kéo chúng.

- Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra coffa, nên có hư hỏng phải sửa chữa ngay. Khu vực sửa chữa phải có rào ngăn, biển báo.

8.5.7.3. Công tác gia công lắp dựng cốt thép.

- Gia công cốt thép phải được tiến hành ở khu vực riêng, xung quanh có rào chắn và biển báo.
- Cắt, uốn, kéo cốt thép phải dùng những thiết bị chuyên dụng, phải có biện pháp ngăn ngừa thép văng khi cắt cốt thép có đoạn dài hơn hoặc bằng 0,3m.
- Bàn gia công cốt thép phải được cố định chắc chắn, nếu bàn gia công cốt thép có công nhân làm việc ở hai giá thì ở giữa phải có lưới thép bảo vệ cao ít nhất là 1,0 m. Cốt thép đã làm xong phải để đúng chỗ quy định.
- Khi gia công cốt thép và làm sạch rỉ phải trang bị đầy đủ phương tiện bảo vệ cá nhân cho công nhân.
- Không dùng kéo tay khi cắt các thanh thép thành các mẫu ngắn hơn 30cm.
- Trước khi chuyển những tấm lưới khung cốt thép đến vị trí lắp đặt phải kiểm tra các mối hàn, nút buộc. Khi cắt bỏ những phần thép thừa ở trên cao công nhân phải đeo dây an toàn, bên dưới phải có biển báo. Khi hàn cốt thép chờ cần tuân theo chặt chẽ qui định của quy phạm.
- Buộc cốt thép phải dùng dụng cụ chuyên dùng, cấm buộc bằng tay cho phép trong thiết kế.
- Khi dựng lắp cốt thép gần đường dây dẫn điện phải cắt điện, trường hợp không cắt được điện phải có biện pháp ngăn ngừa cốt thép và chạm vào dây điện.

8.5.7.4. Đổ và đầm bê tông.

- Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra việc lắp đặt coffa, cốt thép, dàn giáo, sàn công tác, đường vận chuyển. Chỉ được tiến hành đổ sau khi đã có văn bản xác nhận.
- Lối qua lại dưới khu vực đang đổ bê tông phải có rào ngăn và biển cấm. Trường hợp bắt buộc có người qua lại cần làm những tấm che ở phía trên lối qua lại đó.
- Khi dùng đầm rung để đầm bê tông cần:
 - + Dùng dây buộc cách điện nối từ bảng phân phối đến động cơ điện của đầm.
 - + Làm sạch đầm rung, lau khô và quấn dây dẫn khi làm việc.
 - + Ngừng đầm rung từ 5-7 phút sau mỗi lần làm việc liên tục từ 30-35 phút.
 - + Công nhân vận hành máy phải được trang bị ủng cao su cách điện và các phương tiện bảo vệ cá nhân khác.

8.5.7.5. Tháo dỡ coffa.

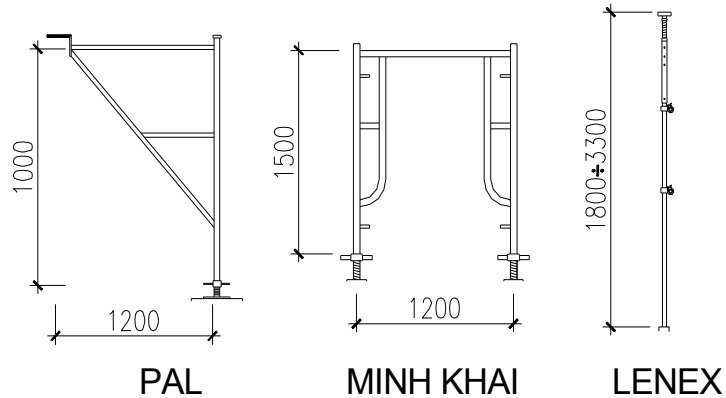
- Chỉ được tháo dỡ coffa sau khi bê tông đã đạt cường độ qui định theo hướng dẫn của cán bộ kỹ thuật thi công.
- Khi tháo dỡ coffa phải tháo theo trình tự hợp lý phải có biện pháp để phẳng coffa rơi, hoặc kết cấu công trình bị sập đổ bất ngờ. Nơi tháo coffa phải có rào ngăn và biển báo.
- Trước khi tháo coffa phải thu gọn hết các vật liệu thừa và các thiết bị đặt trên các bộ phận công trình sắp tháo coffa

CHƯƠNG 9: THI CÔNG PHẦN THÂN VÀ HOÀN THIỆN

9.1. Lập biện pháp kỹ thuật thi công phần thân

9.1.1. Chọn loại ván khuôn, đào giáo, cây chống

Sử dụng giáo Pal do hãng Hòa Phát chế tạo



CẤU TẠO KHUNG GIÁO THÉP

Chọn cây chống cột:

- Sử dụng cây chống đơn kim loại LENEX. Dựa vào chiều dài và sức chịu tải ta chọn cây chống V1 của hãng LENEX có các thông số sau:

- Chiều dài lớn nhất : 3300mm
- Chiều dài nhỏ nhất : 1800mm
- Chiều dài ống trên : 1800mm
- Chiều dài đoạn điều chỉnh : 120mm
- Sức chịu tải lớn nhất khi l_{\min} : 2200kG
- Sức chịu tải lớn nhất khi l_{\max} : 1700kG
- Trọng lượng : 12,3kG

Chọn cần trục tháp:

Độ vọt lớn nhất của cần trục tháp là: $R = d + S < [R]$

Trong đó:

S : khoảng cách bé nhất từ tâm quay của cần trục tới mép công trình hoặc chướng ngại vật:

$$S \geq r + (0,5 \div 1m) = 3 + 1 = 4m.$$

d : Khoảng cách lớn nhất từ mép công trình đến điểm đặt cầu kiện, tính theo phương cần với, cần trục tháp thiết kế đặt trước mặt công trình nên ta có:

$$d = 30 \text{ m}$$

$$\text{Vậy: } R = 4 + 30 = 34\text{m}$$

- Độ cao nâng cần thiết của cần trục tháp : $H = h_{ct} + h_{at} + h_{ck} + h_t$

Trong đó :

h_{ct} : độ cao tại điểm cao nhất của công trình kể từ mặt đất, $h_{ct} = 27.15 \text{ m}$

h_{at} : khoảng cách an toàn ($h_{at} = 0,5 \div 1,0\text{m}$).

h_t : chiều cao thiết bị treo buộc, $h_t = 2\text{m}$.

$$\text{Vậy: } H = 27.15 + 1 + 2 = 30.15\text{m}$$

Với các thông số yêu cầu trên, chọn cần trục tháp MD - 305A.

* Các thông số kỹ thuật của cần trục tháp:

+ Chiều cao lớn nhất của cần trục: $H_{\max} = 77 \text{ (m)}$

+ Tầm với lớn nhất của cần trục: $R_{\max} = 30 \text{ (m)}$

+ Sức nâng của cần trục : $Q_{\max} = 10 \text{ (T)}$

+ Vận tốc nâng: $v = 40 \text{ (m/ph)} = 0.66 \text{ (m/s)}$

+ Vận tốc quay: 0.6 (v/ph)

+ Vận tốc xe con: $v_{xe \text{ con}} = 30 \text{ (m/ph)} = 0.5 \text{ (m/s)}$

Chọn vận thăng:

Vận thăng được sử dụng để vận chuyển vữa, gạch. Sử dụng vận thăng PGX – 800 – 16

Máy trộn bê tông:

Chọn máy SB-91A, có các thông số:

Dung tích thùng trộn: $V = 750\text{l} = 0.75\text{m}^3$

Số vòng quay: 18.6v/ph .

Trọng lượng: 1.15 tấn .

Cỡ đá dăm max: 120mm

Thời gian trộn: 90s .

+ Năng suất máy trộn bê tông:

$N = V \times K_{tp} \times K_{tg} \times n_{ck}$

+ K_{tp} : Hệ số thành phẩm = 0.65

+ K_{tg} : Hệ số sử dụng thời gian = 0.8

+ n_{ck} : Số mẻ trộn thực hiện trong 1h, $n_{ck} = 60'/tck$; tck là thời gian chu kỳ làm việc của 1 lần trộn = 2' → $n_{ck} = 60'/2' = 30$.

$$\Rightarrow N = 0.75 \times 30 \times 0.65 \times 0.8 = 11.7 \text{ m}^3/\text{h}$$

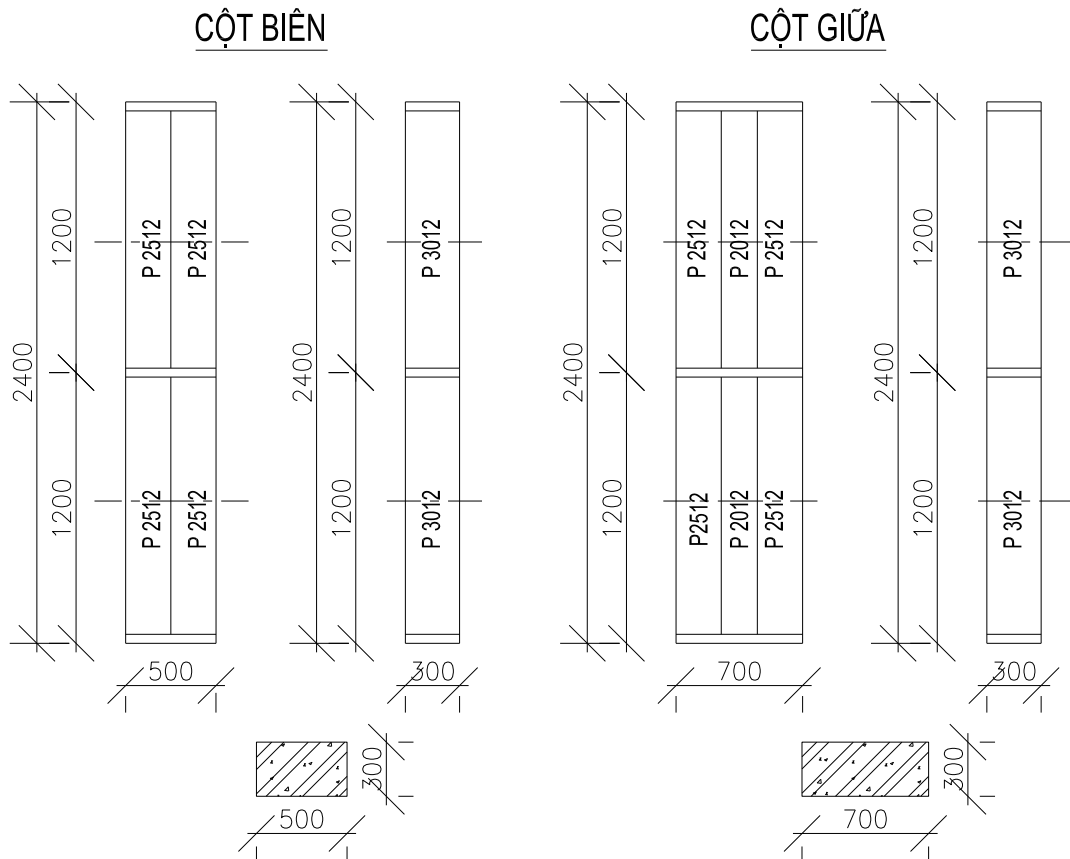
Sử dụng 1 máy trộn.

9.2. Tính toán ván khuôn, xà gỗ, cột chống

9.2.1. Tính toán ván khuôn, xà gỗ, cột chống cho cột tầng trệt

9.2.1.1. Thiết kế ván khuôn cột tầng trệt

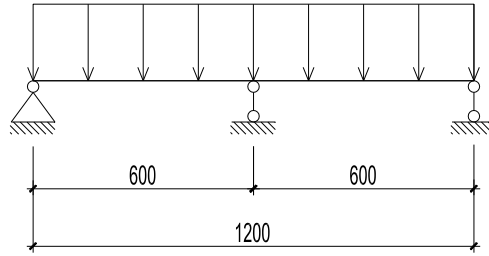
Số lượng ván khuôn:



9.1.1.2, Tính toán kiểm tra ván khuôn :

* Từ bảng tổ hợp ván khuôn ta chọn tấm ván khuôn P 3015 có diện tích lớn nhất để kiểm tra, khoảng cách các gông lớn nhất là 600 mm đảm bảo 2 đầu ván khuôn kê lên các gông :

- Sơ đồ tính ván khuôn cột :



Hình 9.2 : Sơ đồ tính ván khuôn cột .

* Tải trọng tác dụng lên ván khuôn cột :

- q_1 : tải trọng do áp lực tĩnh của bê tông .

$$q_1^{tc} = \gamma \cdot R = 2500 \cdot 0,75 = 1875 (kG / m^2)$$

+ Vì $H = 2,4m > R = 0,75 m$, R : là bán kính ảnh hưởng của đầm.

$\Rightarrow q_1'' = n_1 \cdot q_1^{tc} = 1875 \cdot 1,2 = 2250 (kG / m^2)$, n_1 : hệ số tin cậy lấy bằng 1,2 .

- q_2 : tải trọng do đầm bê tông :

Chọn đầm $D=70 \Rightarrow q_2^{tc} = 200 (kG / m^2) \Rightarrow q_2'' = n_2 \cdot q_2^{tc} = 1,3 \cdot 200 = 260 (kG / m^2)$

- Tải trọng do gió tác dụng vào ván khuôn cột :

- Vậy tổng tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn là :

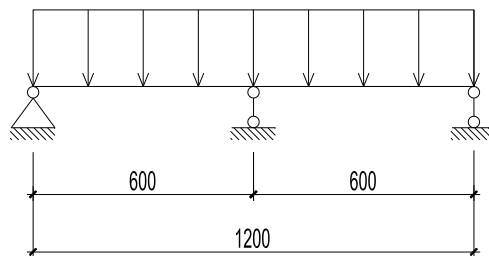
$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} = 1875 + 200 = 2075 (kG / m^2) \\ q'' = q_1'' + q_2'' = 2250 + 260 = 2510 (kG / m^2) \end{array} \right\}$$

- Vậy tải trọng tác dụng lên ván khuôn có bề rộng $b = 300$ là :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_v^{tc} = q^{tc} \cdot b = 2075 \cdot 0,3 = 622,5 (kG / m) \\ q_v'' = q'' \cdot b = 2510 \cdot 0,3 = 753 (kG / m) \end{array} \right\}$$

* Kiểm tra ván khuôn cột :

- Sơ đồ tính : đầm liên tục gối tựa là các gông có $l = 600 mm$.



Hình 9.3 : Sơ đồ kiểm tra ván khuôn cột .

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_s^2}{10 \cdot W} \leq \sigma = 2100(kG / cm^2)$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_s^2}{10 \cdot W} = \frac{753 \cdot 10^{-2} \cdot 60^2}{10 \cdot 6,45}$$

$$= 420,27 (kG/cm^2) < \sigma = 2100(kG / cm^2)$$

+ Vậy ván khuôn cột đảm bảo điều kiện bền .

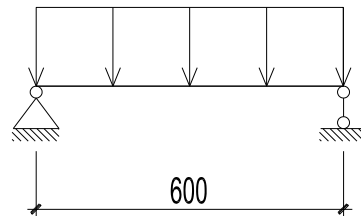
- Kiểm tra theo độ võng : $f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_s^4}{128 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_s}{400} = \frac{60}{400} = 0,15(cm)$

$$+ \text{Ta có : } f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_s^4}{128 \cdot J \cdot E} = \frac{622,5 \cdot 10^{-2} \cdot 60^4}{128 \cdot 28,59 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 0,01(cm) < f = 0,15(cm)$$

+ Vậy ván khuôn cột đủ khả năng chịu lực .

9.1.1.3, Tính toán kiểm tra gông cột :

* sơ đồ tính : dầm đơn giản .



Hình 9.4 : Sơ đồ tính của gông cột .

* Vậy tải trọng tác dụng lên gông cột là :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_g^{tc} = q^{tc} \cdot l_s = 2075 \cdot 0,60 = 1245(Kg / m) \\ q_g^{tt} = q^{tt} \cdot l_s = 2510 \cdot 0,60 = 1506(Kg / m) \end{array} \right\}$$

- Chọn gông thép hình CIC 7512 có : $\left\{ \begin{array}{l} W = 5,43(cm^3) \\ J = 24,52(cm^4) \end{array} \right\}$

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_g^{tt} \cdot l_{sg}^2}{8 \cdot W} \leq \sigma = 2100(Kg / cm^2)$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_g^{tt} \cdot l_s^2}{8 \cdot W} = \frac{1506 \cdot 10^{-2} \cdot 60^2}{8 \cdot 5,43}$$

$$= 1248,06 (kG / cm^2) < \sigma = 2100(Kg / cm^2)$$

+ Vậy gông đảm bảo điều kiện bền .

- Kiểm tra theo độ võng : $f = \frac{5.q_g^{tc}.l_s^4}{384.J.E} \leq f = \frac{l_s}{400} = \frac{60}{400} = 0,15(cm)$

+Ta có : $f = \frac{5.q_g^{tc}.l_s^4}{384.J.E} = \frac{5.1245.10^{-2}.60^4}{384.24.52.2.1.10^6} = 0,0408(cm) < f = 0,15(cm)$

+Vật gông đủ khả năng chịu lực

9.3. Thiết kế ván khuôn dầm sàn cho một ô sàn điển hình .

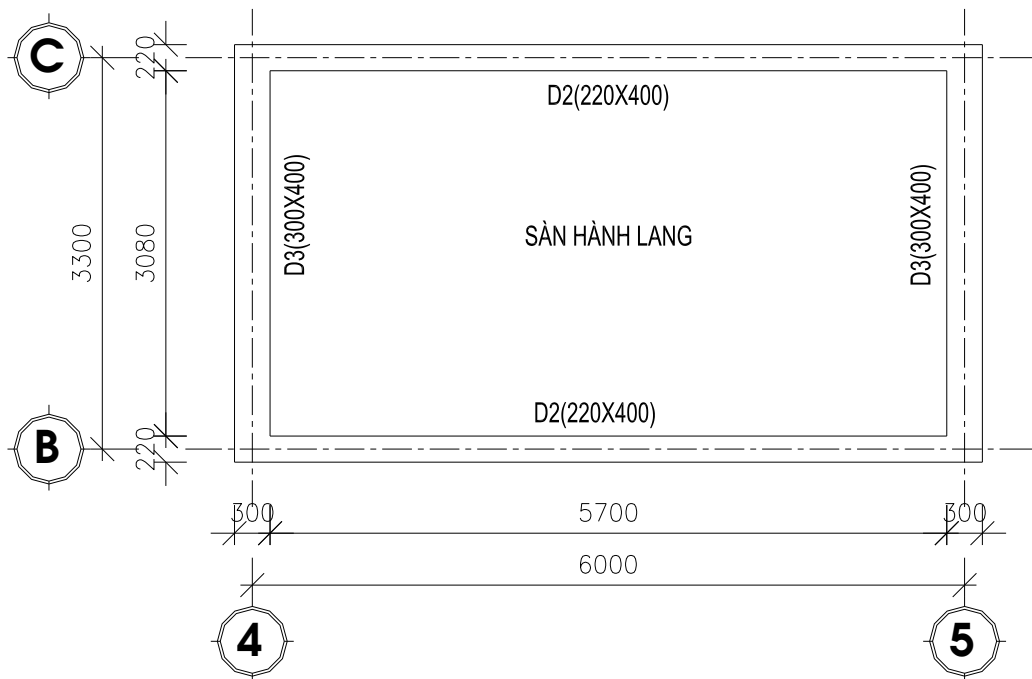
9.3.1. Tổ hợp và tính toán ván khuôn dầm sàn điển hình .

- Kích thước dầm chính là : b x h = 0,3 x 0,4 m

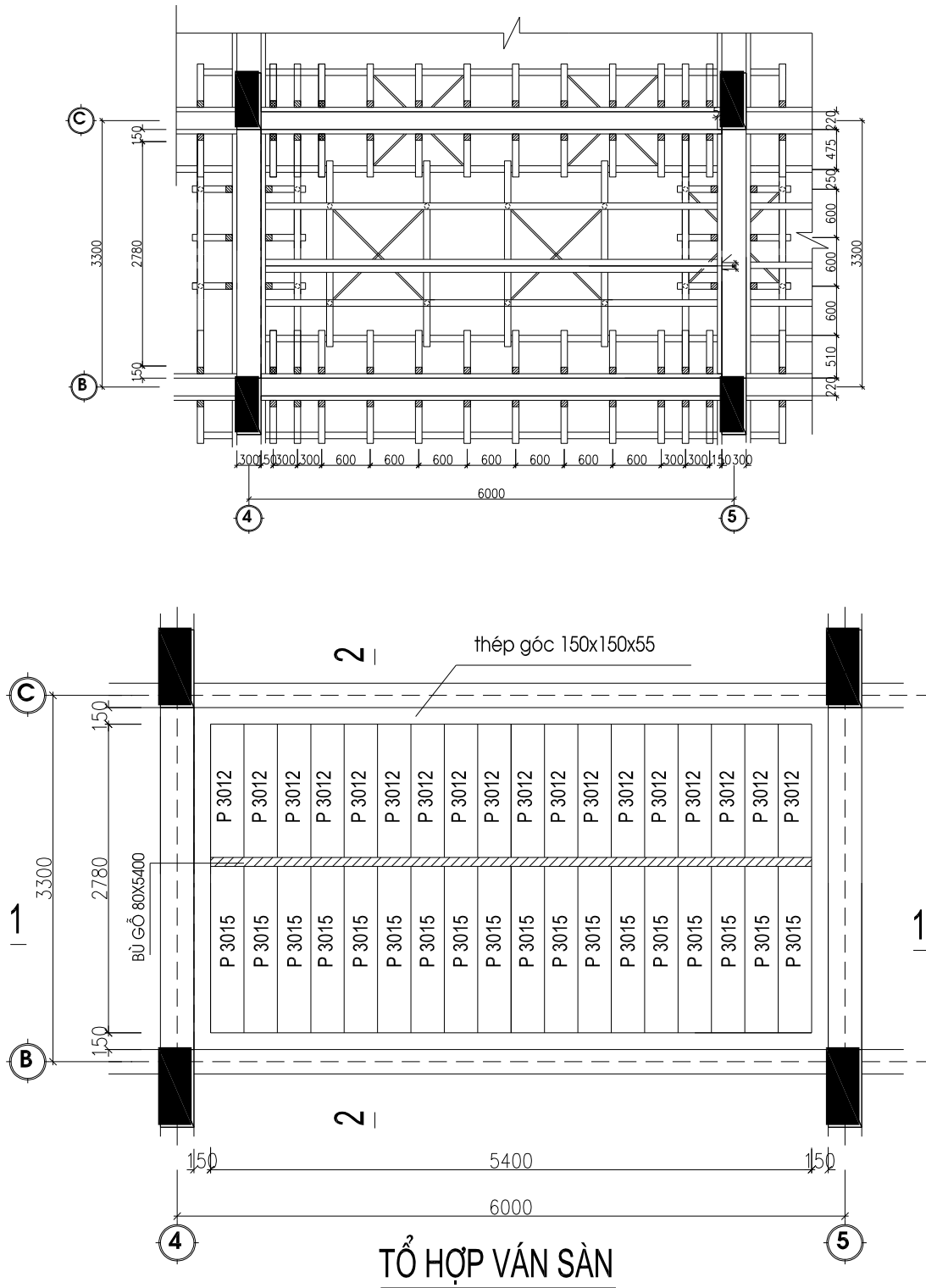
- Kích thước dầm phụ là : b x h = 0,22 x 0,4 m

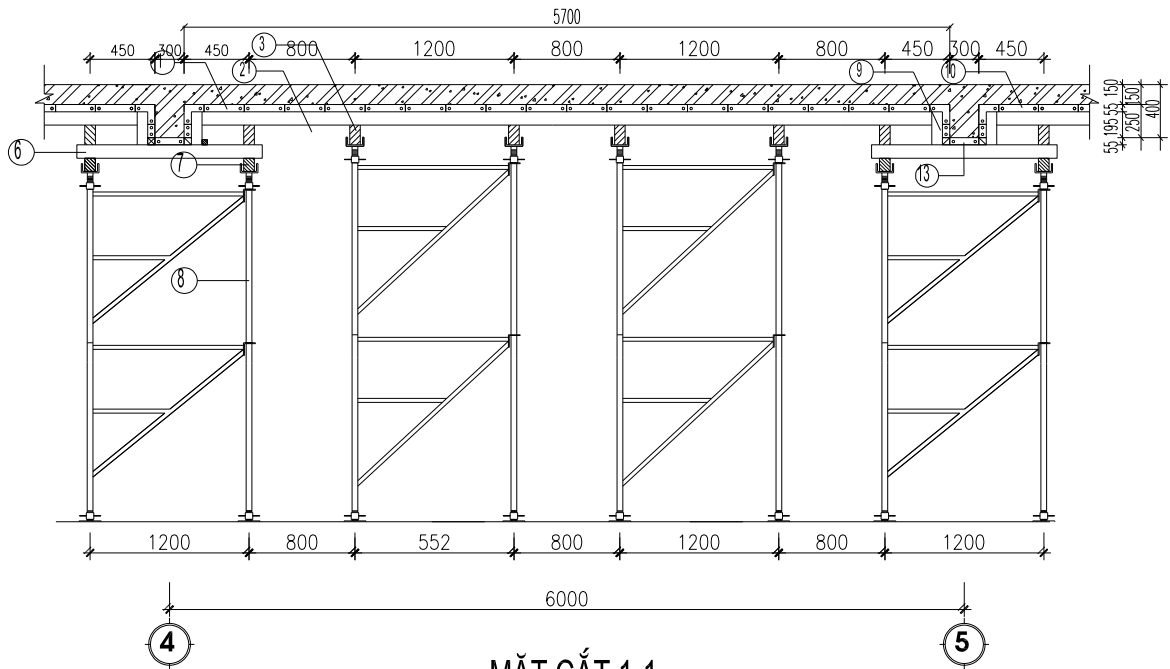
- Nhịp nhà là : L = 6 m

- bước nhà là : L = 3,3 m

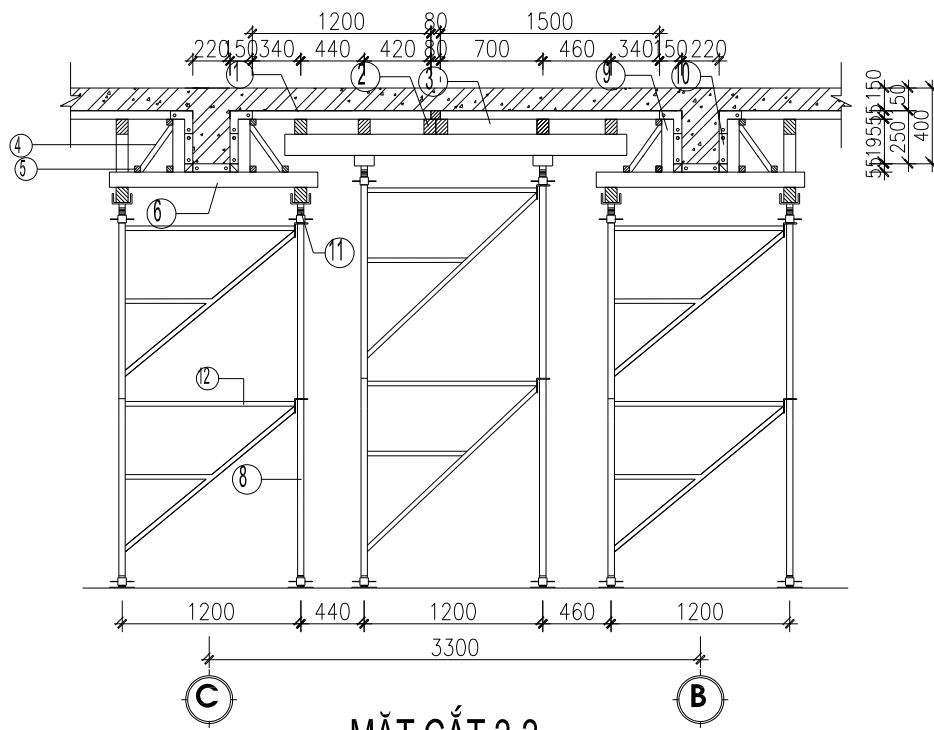


9.2.1.1 Tổ hợp hệ ván khuôn dầm sàn của ô sàn chọn .



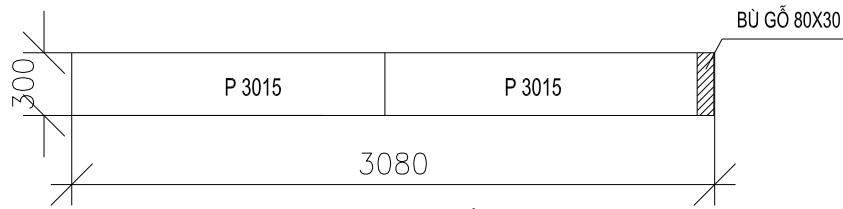


MẶT CẮT 1-1

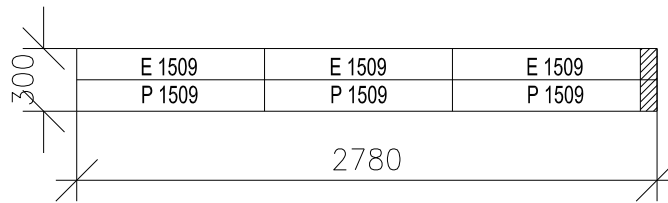


MẶT CẮT 2-2

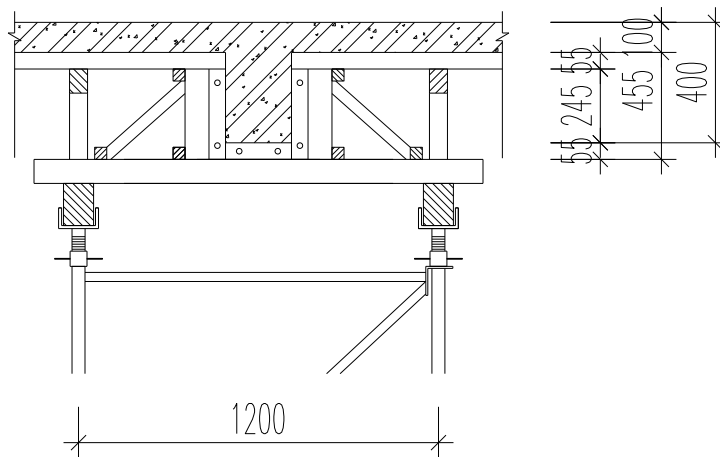
- Kích thước dầm chính 300x400 mm
- Chiều dài dầm là $l_d = L - 220 = 3300 - 220 = 3080$ mm.



ván khuôn đáy dầm

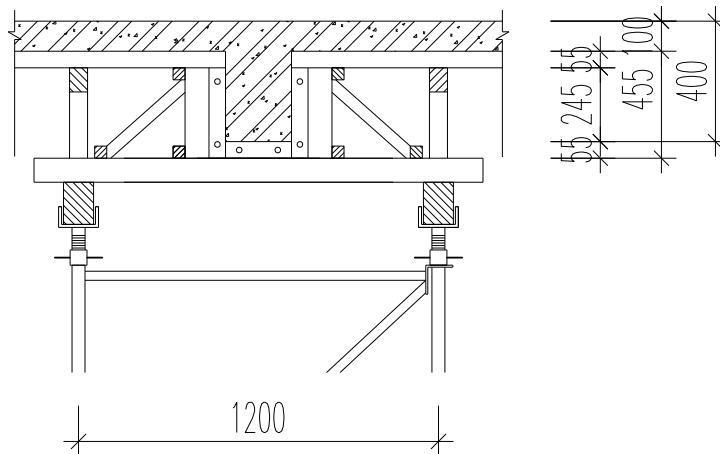
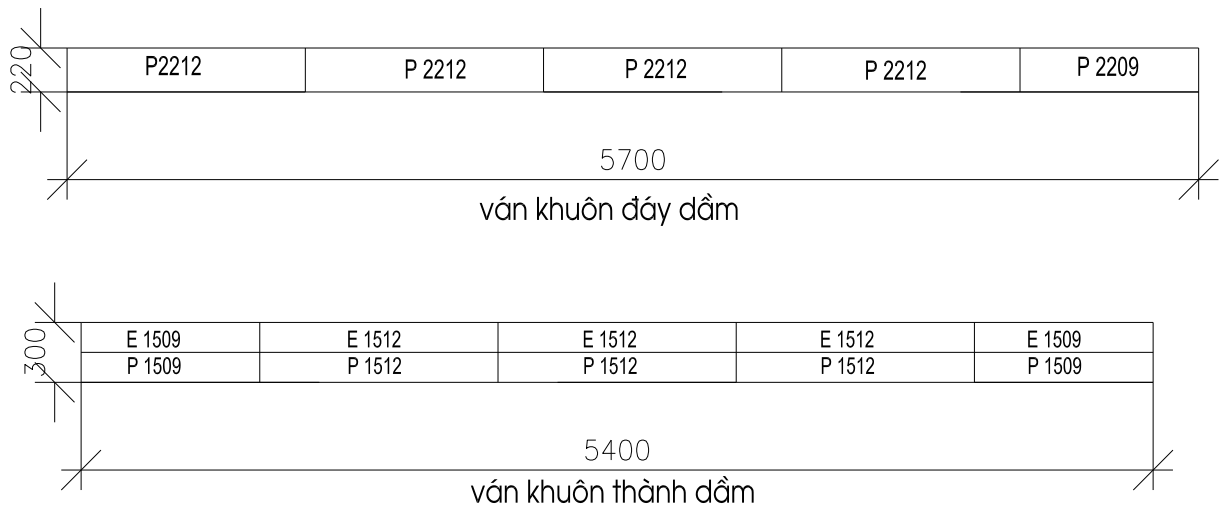


ván khuôn thành dầm



Bố trí ván khuôn dầm chính

- Kích thước dầm phụ 220 x 400 mm
- Chiều dài dầm là $l_d = B - b_{dc} = 6000 - 300 = 5700$ mm.



Bố trí ván khuôn dầm phụ

9.1.2.2 , Tính toán và kiểm tra ván khuôn dầm :

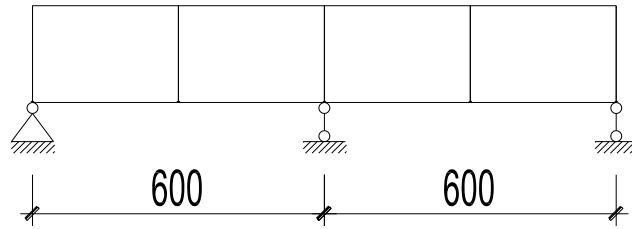
(chọn dầm dọc để tính toán).

9.1.2.2.1 , Tính toán ván khuôn đáy dầm :

- Từ việc tổ hợp ván khuôn dầm ta có ván đáy dầm gồm các tấm P 2212.

- Từ đó ta chọn ván khuôn P2212 có bề rộng lớn nhất để tính toán .

* Sơ đồ tính : dầm liên tục gối tựa là các xà ngang đỡ ván đáy dầm.



Hình 9.10 : Sơ đồ tính ván khuôn đáy dầm .

* Tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn đáy dầm .

- q_1 : tải trọng bản thân ván sàn .

$$q_1^{tc} = 20(kG / m^2) \Rightarrow q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc} \cdot 0,22 = 1,1 \cdot 20 \cdot 0,22 = 4,84(kG / m)$$

+ n_1 : hệ số lấy bằng 1,1 .

- q_2 : trọng lượng bản thân dầm bê tông cốt thép :

$$q_2^{tc} = (\gamma_{BCT} \cdot h_d + 100) \cdot b_d = (100 + 2500 \cdot 0,5) \cdot 0,22 = 297(kG / m)$$

$$q_2^{tt} = n_2 \cdot q_2^{tc} = 1,2 \cdot 297 = 356,4(kG / m)$$

- q_3 : tải trọng do đổ bê tông : (chọn phương pháp đổ bê tông là bơm)

$$q_3^{tc} = 400(kG / m^2) \Rightarrow q_3^{tt} = n_3 \cdot q_3^{tc} \cdot b = 1,3 \cdot 400 \cdot 0,22 = 114,4(kG / m)$$

- q_4 : tải trọng do đầm bê tông : (chọn đầm D=70)

$$q_4^{tc} = 200(kG / m^2) \Rightarrow q_4^{tt} = n_4 \cdot q_4^{tc} \cdot b = 1,3 \cdot 200 \cdot 0,22 = 57,2(kG / m)$$

- Vì q_3 , q_4 không đồng thời xảy ra lên ta lấy :

$$\text{Max}(q_3, q_4) = \text{max}(114,4, 57,2) = 114,4(kG / m)$$

- Vậy tổng tải trọng tác dụng vào hệ thống ván khuôn là :

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} + q_3^{tt} = 4,84 + 356,4 + 114,4 = 475,64(kG / m)$$

$$q^{tc} = q_1^{tc} / 1,1 + q_2^{tc} / 1,2 + q_3^{tc} / 1,3 = 4,84 / 1,1 + 297 / 1,2 + 400 / 1,3 = 389,4(kG / m)$$

- Ván khuôn có $b = 220$ có : $W = 4,57 \text{ cm}^3$

$$J = 22,58 \text{ cm}^4$$

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_x^2}{10 \cdot W} \leq \sigma = 2100(Kg / \text{cm}^2)$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_x^2}{10 \cdot W} = \frac{475,64 \cdot 10^{-2} \cdot 60^2}{10 \cdot 4,57}$$

$$= 360,5 (kG / \text{cm}^2) < \sigma = 2100(kG / \text{cm}^2)$$

Vậy ván khuôn cột đảm bảo điều kiện bền .

- Kiểm tra độ võng : $f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_x^4}{128 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_x}{400} = \frac{60}{400} = 0,15(cm)$

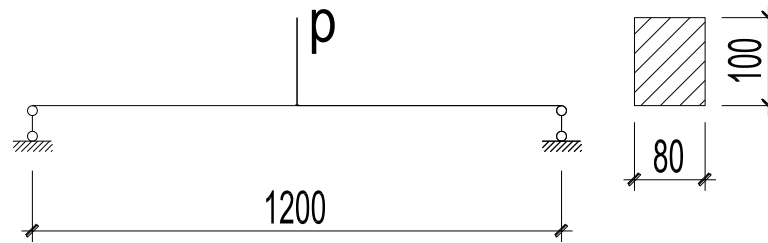
+ Ta có : $f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_x^4}{128 \cdot J \cdot E} = \frac{389,4 \cdot 10^{-2} \cdot 60^4}{128 \cdot 22,582,1 \cdot 10^6} = 0,0083(cm) < f = 0,15(cm)$

Vậy ván khuôn đáy đầm đủ khả năng chịu lực .

* Kiểm tra xà ngang đỡ ván đáy đầm :

- Sơ đồ tính : +Dầm đơn giản gối tựa là các xà dọc nhịp xà ngang $l=1200$ mm

+Tiết diện xà ngang : 80×100 mm



Hình 9.11 :Sơ đồ tính xà ngang đỡ ván khuôn đáy đầm .

- Tải trọng tác dụng lên xà ngang là tải phân bố đều trên bề rộng ván đáy đầm, coi gần đúng là tải tập trung tác dụng vào giữa xà ngang .

$$P_{xng}^{tc} = p_1^{tc} + p_2^{tc}$$

-Trong đó :

$$p_1^{tc} = q^{tc} \cdot l_{xng} = 389,4 \cdot 0,6 = 233,64(kg)$$

$$p_2^{tc} = b_{xng} \cdot h_{xng} \cdot l_{x1} \cdot \gamma = 0,08 \cdot 0,1 \cdot 1,2 \cdot 600 = 5,76(kg)$$

$$p_1^{tt} = q^{tt} \cdot l_{xng} = 475,64 \cdot 0,6 = 285,384(kg)$$

$$p_2^{tt} = n \cdot b_{xng} \cdot h_{xng} \cdot l_{x1} \cdot \gamma = 1,1 \cdot 0,08 \cdot 0,1 \cdot 1,2 \cdot 600 = 6,336(kg)$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_{xng}^{tc} = p_1^{tc} + p_2^{tc} = 233,64 + 5,76 = 239,4(kg) \\ P_{xng}^{tt} = p_1^{tt} + p_2^{tt} = 285,384 + 6,336 = 291,72(kg) \end{array} \right\}$$

-Xà ngang 80×100 có các đặc trưng hình học :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{8 \cdot 10^2}{6} = 133,3 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{8 \cdot 10^3}{12} = 666,67 \text{ cm}^4$$

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{P_{xng}^{tt} \cdot l_{x1}}{4 \cdot W} \leq \sigma = 90(kG / cm^2)$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M_{\max}^t}{W} = \frac{P_{xng}^t \cdot l_{xd}}{4 \cdot W} = \frac{291,72 \cdot 120}{4 \cdot 133,3}$$

$$= 65,65 \text{ (kG/cm}^2\text{)} < \sigma = 90 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

Vậy xà gồ lớp trên đảm bảo điều kiện bền .

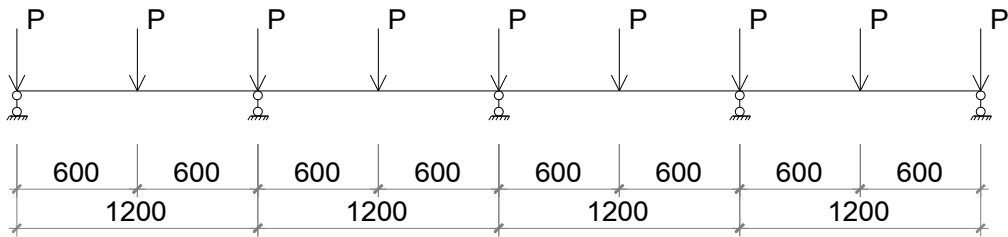
$$- \text{Kiểm tra độ võng : } f = \frac{P_{xng}^{tc} \cdot l_{xd}^3}{48 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_{xd}}{400} = \frac{120}{400} = 0,3 \text{ (cm)}$$

$$\text{Ta có : } f = \frac{P_{xng}^{tc} \cdot l_{x1}^3}{48 \cdot J \cdot E} = \frac{239,4 \cdot 120^3}{48 \cdot 666,67 \cdot 1,2 \cdot 10^5} = 0,107 \text{ (cm)} < f = 0,3 \text{ (cm)}$$

Vậy xà ngang đủ khả năng chịu lực .

* Kiểm tra xà dọc đỡ xà ngang .

- Sơ đồ tính : dầm đơn giản gối tựa là các cột chống nhịp $l = 1200 \text{ mm}$.



Hình 9.11 : Sơ đồ tính xà ngang đỡ ván khuôn đáy dầm .

- Tải trọng tác dụng lên xà ngang là tải phân bố đều trên bề rộng ván đáy dầm, coi gần đúng là tải tập trung tác dụng vào giữa xà ngang .

$$P_{xd}^{tc} = P_{xng}^{tc} / 2 + p_2^{tc}$$

- Trong đó :

$$P_{xng}^{tc} / 2 = 239,4 / 2 = 119,7 \text{ (kg)}$$

$$p_2^{tc} = b_{xd} \cdot h_{xd} \cdot l_{xd} \cdot \gamma = 0,08 \cdot 0,1 \cdot 1,5 \cdot 600 = 7,2 \text{ (kg)}$$

$$P_{xng}^t / 2 = 291,72 / 2 = 145,86 \text{ (kg)}$$

$$p_2^{tc} = n \cdot b_{xng} \cdot h_{xng} \cdot l_{x1} \cdot \gamma = 1,1 \cdot 0,8 \cdot 0,1 \cdot 1,5 \cdot 600 = 7,92 \text{ (kg)}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P_{xd}^{tc} = P_{xng}^{tc} / 2 + p_2^{tc} = 119,7 + 7,2 = 126,9 \text{ (kg)} \\ P_{xd}^t = P_{xng}^t / 2 + p_2^t = 145,86 + 7,92 = 153,78 \text{ (kg)} \end{array} \right\}$$

- Xà dọc 80×100 có các đặc trưng hình học :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{8 \cdot 10^2}{6} = 133,3 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{8 \cdot 10^3}{12} = 666,67 \text{ cm}^4$$

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{P_{xd}^{tt} \cdot l_{xg}}{4 \cdot W} \leq \sigma = 90(Kg / cm^2)$

+ Ta có $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{P_{xd}^{tt} \cdot l_{xg}}{4 \cdot W} = \frac{153,78 \cdot 150}{4 \cdot 133,33} = 43,25(kG / cm^2) < \sigma = 90(Kg / cm^2)$

Vậy xà gồ lớp trên đảm bảo điều kiện bền .

- Kiểm tra độ võng : $f = \frac{P_{xd}^{tc} \cdot l_{xg}^3}{48 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_{xd}}{400} = \frac{150}{400} = 0,375(cm)$

Ta có : $f = \frac{P_{xd}^{tc} \cdot l_{xg}^3}{48 \cdot J \cdot E} = \frac{126,9 \cdot 150^3}{48 \cdot 666,67 \cdot 1,2 \cdot 10^5} = 0,1115(cm) < f = 0,375(cm)$

Vậy xà dọc đủ khả năng chịu lực .

* Kiểm tra lực tới hạn của giáo chống .

-Tải trọng tác dụng lên đầu giáo là

$N = 2 \cdot P_{xd}^{tt} = 2 \cdot 153,78 = 307,56(kG) < N = 35300(kG)$

-Chiều cao cây chống $h_c = 3300 - 500 - 55 - 100 - 100 = 2545 \text{ mm}$

-Chọn cây chống K102 có $[P_{gh}] = 1500 \text{ kG}$

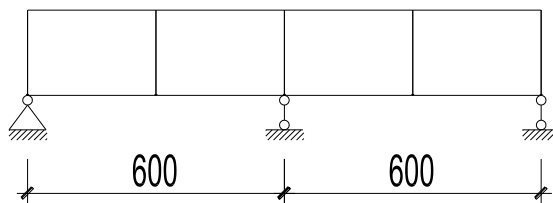
-Ta có $N = 307,56 \text{ kG} < [P_{gh}] = 1500 \text{ kG}$

Vậy cây chống đủ khả năng chịu lực.

9.1.2.2.2 , Tính toán ván khuôn thành dầm :

* Từ việc tổ hợp ván khuôn ,ta chọn ván thành dầm P1512 có bề rộng lớn nhất để tính toán .

* Sơ đồ tính : dầm liên tục có nhịp $l = 600$



Hình 9.12 :Sơ đồ tính ván khuôn thành dầm .

* Tải trọng tác dụng lên ván thành :

- q_1 : tải trọng do áp lực tĩnh của bê tông .

$$q_1^{tc} = \gamma \cdot h_d \cdot b_v = 2500 \cdot 0,5 \cdot 0,15 = 187,5(kG / m)$$

$$\Rightarrow q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc} = 1,3 \cdot 187,5 = 243,75(kG / m)$$

n_1 : hệ số lấy bằng 1,3 .

- q_2 : tải trọng do áp lực đầm chọn đầm có $D=70$

$$q_2^{tc} = 200(Kg / m^2) \Rightarrow q_2'' = n_2 \cdot q_2^{tc} \cdot b = 1,3 \cdot 200 \cdot 0,15 = 39(kG / m)$$

- Vậy tổng tải trọng tác dụng lên ván khuôn $b = 150$ mm là :

$$\left. \begin{aligned} q^{tc} &= q_1'' / 1,3 + q_2'' / 1,3 = 243,75 / 1,3 + 39 / 1,3 = 217,5(kG / m) \\ q'' &= q_1'' + q_2'' = 243,75 + 39 = 282,75(kG / m) \end{aligned} \right\}$$

- Ván khuôn có $b = 150$ mm có : $W = 4,18$ cm³

$$J = 17,71$$
 cm⁴

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}''}{W} = \frac{q_v'' \cdot l_s^2}{10 \cdot W} \leq \sigma = 2100(kG / cm^2)$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M_{max}''}{W} = \frac{q_v'' \cdot l_s^2}{10 \cdot W} = \frac{282,75 \cdot 10^{-2} \cdot 60^2}{10 \cdot 4,18}$$

$$= 243,51 (kG / cm^2) < \sigma = 2100(kG / cm^2)$$

Vậy ván khuôn thành đầm đảm bảo điều kiện bền .

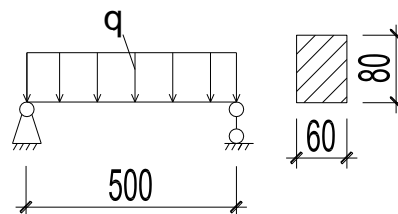
- Kiểm tra độ võng : $f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_x^4}{128 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_x}{400} = \frac{60}{400} = 0,15(cm)$

$$+ \text{Ta có : } f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_x^4}{128 \cdot J \cdot E} = \frac{217,5 \cdot 10^{-2} \cdot 60^4}{128 \cdot 17,71 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 0,0059(cm) < f = 0,15(cm)$$

Vậy ván khuôn thành đầm đủ khả năng chịu lực .

* Tính thanh sườn đỡ ván thành đầm :

- Sơ đồ tính : dầm đơn giản



Hình 9.13 : Sơ đồ tính sườn đứng đỡ ván thành đầm .

Tải trọng tác dụng lên thanh sườn là :

- q_1 : tải trọng do áp lực tĩnh của bê tông .

$$q_1^{tc} = \gamma \cdot h_d = 2500 \cdot 0,5 = 1250(kG / m^2)$$

$$\Rightarrow q_1'' = n_1 \cdot q_1^{tc} = 1,2 \cdot 1250 = 1500(kG / m^2)$$

n_1 : hệ số lấy bằng 1,2 .

- q_2 : tải trọng do áp lực đầm chọn đầm có $D=70$

$$q_2^{tc} = 200(kG / m^2) \Rightarrow q_2^{tt} = n_2 \cdot q_2^{tc} = 1,3 \cdot 200 = 260(kG / m)$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng là :

$$\left\{ \begin{array}{l} q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} = 1250 + 200 = 1450(kG / m^2) \\ q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} = 1500 + 260 = 1760(kG / m^2) \end{array} \right\}$$

Vậy tổng tải trọng tác dụng lên thanh sườn là :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s^{tc} = q^{tc} \cdot l_s = 1450 \cdot 0,75 = 1087,5(kG / m) \\ q_s^{tt} = q^{tt} \cdot l_s = 1760 \cdot 0,75 = 1320(kG / m) \end{array} \right\}$$

- Thanh sườn 60×80 có các đặc trưng hình học :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{6 \cdot 8^2}{6} = 64 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{6 \cdot 8^3}{12} = 256 \text{ cm}^4$$

Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_s^{tt} \cdot l_{x1}^2}{10 \cdot W} \leq \sigma = 90(Kg / cm^2)$

+ Ta có $\sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_s^{tt} \cdot l_{x1}^2}{8 \cdot W} = \frac{1320 \cdot 10^{-2} \cdot 50^2}{8 \cdot 64} = 64,45(kG / cm^2) < \sigma = 90(Kg / cm^2)$

Vậy ván khuôn thành đảm bảo điều kiện bền .

- Kiểm tra độ võng : $f = \frac{5 \cdot q_s^{tc} \cdot l_{x1}^4}{384 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_x}{400} = \frac{50}{400} = 0,125(cm)$

+ Ta có : $f = \frac{5 \cdot q_s^{tc} \cdot l_x^4}{384 \cdot J \cdot E} = \frac{5 \cdot 1087,5 \cdot 10^{-2} \cdot 50^4}{384 \cdot 256 \cdot 1,2 \cdot 10^5} = 0,0288(cm) < f = 0,125(cm)$

Vậy thanh sườn thành đảm đủ khả năng chịu lực .

9.1.2.3, Tính toán và kiểm tra ván khuôn sàn hành lang :

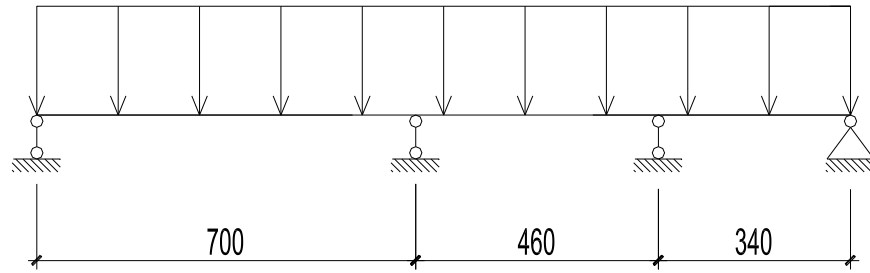
- Kích thước ô sàn tầng điển hình như sau :

+ Nhịp $L_1 = L - b_{dp} = 3,3 - 2 \cdot 0,11 = 3,080 \text{ m}$

+ Bước $B_1 = B - b_{dc} = 6 - 0,3 = 5,7 \text{ m}$

9.1.2.3.1, Tính toán và kiểm tra ván khuôn sàn tầng điển hình :

* Sơ đồ tính : dầm liên tục gối tựa là các thanh xà gỗ lớp trên.



Hình 9.14 : Sơ đồ tính ván sàn ô sàn tầng điển hình .

* Tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn sàn :

- q_1 : tải trọng bản thân ván sàn .

$$q_1^{tc} = 20(Kg / m^2) \Rightarrow q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc} = 1,1 \cdot 20 = 22(Kg / m^2) , n_1 : \text{hệ số lấy bằng } 1,1 .$$

- q_2 : trọng lượng bản thân bê tông cốt thép :

$$q_2^{tc} = \delta_{\text{sàn}} \cdot \gamma_{BTCT} = 0,15 \cdot (2500 + 100) = 390(kG / m^2)$$

$$\Rightarrow q_2^{tt} = n_2 \cdot q_2^{tc} = 1,2 \cdot 390 = 468(kG / m^2)$$

- q_3 : tải trọng do người đi lại và dụng cụ thi công:

$$q_3^{tc} = 250(Kg / m^2) \Rightarrow q_3^{tt} = n_3 \cdot q_3^{tc} = 1,3 \cdot 250 = 325(Kg / m^2)$$

- q_4 : tải trọng do đổ bê tông : (chọn phương pháp đổ bê tông là bơm)

$$q_4^{tc} = 400(Kg / m^2) \Rightarrow q_4^{tt} = n_4 \cdot q_4^{tc} = 1,3 \cdot 400 = 520(Kg / m^2)$$

- q_5 : tải trọng do đầm bê tông : (chọn đầm $D=70$)

$$q_5^{tc} = 200(Kg / m^2) \Rightarrow q_5^{tt} = n_5 \cdot q_5^{tc} = 1,3 \cdot 200 = 260(Kg / m^2)$$

+ Vì q_4 , q_5 không đồng thời xảy ra lên ta lấy :

$$\text{Max}(q_4, q_5) = \text{max}(520, 260) = 520(Kg / m^2)$$

- Vậy tổng tải trọng tác dụng vào hệ thống ván khuôn là :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} + q_3^{tc} + q_4^{tc} = 20 + 390 + 250 + 400 = 1240(kG / m^2) \\ q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} + q_3^{tt} + q_4^{tt} = 22 + 468 + 325 + 520 = 1335(kG / m^2) \end{array} \right\}$$

- Vậy tổng tải trọng tác dụng vào ván khuôn có $b = 300$ là :

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_v^{tc} = q^{tc} \cdot b = 1240 \cdot 0,3 = 372(kG / m^2) \\ q_v^{tt} = q^{tt} \cdot b = 1335 \cdot 0,3 = 400,5(kG / m^2) \end{array} \right\}$$

- Ván khuôn có $b = 300$ có : $W = 6,45 \text{ cm}^3$

$$J = 28,59 \text{ cm}^4$$

- Kiểm tra theo điều kiện bền : $\sigma = \frac{M_{\text{max}}^{tt}}{W} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_{\text{st}}^2}{10 \cdot W} \leq \sigma = 2100(kG / \text{cm}^2)$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M''_{\max}}{W} = \frac{q''_v \cdot l_{xt}^2}{10 \cdot W} = \frac{400,5 \cdot 10^{-2} \cdot 71,5^2}{10 \cdot 6,45} \\ = 317,435 \text{ (kG/cm}^2\text{)} < \sigma = 2100 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Vậy ván khuôn cột đảm bảo điều kiện bền .

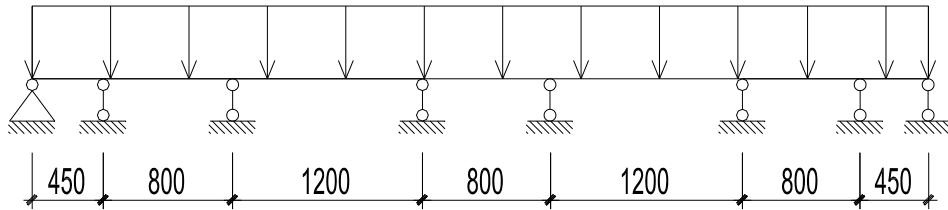
$$- \text{Kiểm tra độ võng : } f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_{xt}^4}{128 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_{xt}}{400} = \frac{71,5}{400} = 0,179 \text{ (cm)}$$

$$\text{Ta có : } f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_s^4}{128 \cdot J \cdot E} = \frac{372 \cdot 10^{-2} \cdot 71,5^4}{128 \cdot 28 \cdot 59 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^6} = 0,0126 \text{ (cm)} < f = 0,179 \text{ (cm)}$$

Vậy ván khuôn cột đủ khả năng chịu lực .

9.1.2.3.2, Tính toán và kiểm tra lớp xà trên đỡ ván sàn :

* Sơ đồ tính :



Hình 9.15 : Sơ đồ tính xà gồ lớp trên đỡ ván sàn .

Chọn xà gồ trên có kích thước là $b \times h = 100 \times 100$

* Tải trọng tác dụng lên xà gồ trên đỡ ván sàn là :

$$\left. \begin{aligned} q_{xt}^{tc} &= q^{tc} \cdot l_{xt} + \gamma_g \cdot b_{xt} \cdot h_{xt} = 1240 \cdot 0,6 + 600 \cdot 0,1 \cdot 0,1 = 750 \text{ (kG/m}^2\text{)} \\ q_{xt}'' &= q'' \cdot l_{xt} + n \cdot \gamma_g \cdot b_{xt} \cdot h_{xt} = 1335 \cdot 0,6 + 1,1 \cdot 600 \cdot 0,1 \cdot 0,1 = 807,6 \text{ (kG/m}^2\text{)} \end{aligned} \right\}$$

- Xà gồ trên 100×120 có các đặc trưng hình học :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 10^2}{6} = 166,67 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 10^3}{12} = 833,33 \text{ cm}^4$$

$$- \text{Kiểm tra theo điều kiện bền : } \sigma = \frac{M''_{\max}}{W} = \frac{q''_{xt} \cdot l_{xd}^2}{10 \cdot W} \leq \sigma = 90 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

$$+ \text{Ta có } \sigma = \frac{M''_{\max}}{W} = \frac{q''_{xt} \cdot l_{xd}^2}{10 \cdot W} = \frac{807,6 \cdot 10^{-2} \cdot 120^2}{10 \cdot 166,67} \\ = 69,77 \text{ (kG/cm}^2\text{)} < \sigma = 90 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

Vậy xà gồ lớp trên đảm bảo điều kiện bền .

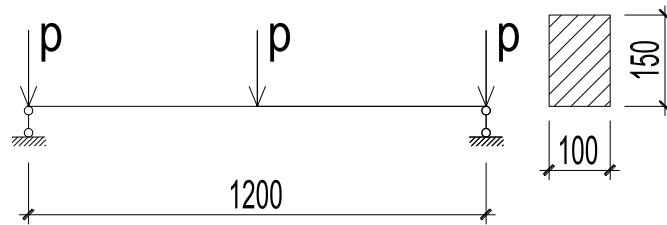
$$\text{- Kiểm tra độ võng : } f = \frac{q_{xt}^{tc} \cdot l_{xd}^4}{128 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_{xd}}{400} = \frac{120}{400} = 0,3(\text{cm})$$

$$\text{+Ta có : } f = \frac{q_{xt}^{tc} \cdot l_{xd}^4}{128 \cdot J \cdot E} = \frac{750 \cdot 10^{-2} \cdot 120^4}{128 \cdot 833,33 \cdot 1,2 \cdot 10^5} = 0,121(\text{cm}) < f = 0,3(\text{cm})$$

Vậy xà gồ lớp trên đủ khả năng chịu lực .

9.1.2.3.3 , Tính toán và kiểm tra xà gồ lớp dưới đỡ xà gồ lớp trên :

* Sơ đồ tính :



Hình 9.16 :Sơ đồ tính xà gồ lớp dưới đỡ xà gồ lớp trên .

Chọn xà gồ lớp dưới có kích thước là $b \times h = 100 \times 150$

* Tải trọng tác dụng lên xà gồ lớp dưới đỡ xà gồ lớp trên là :

$$\left. \begin{aligned} p^{tc} &= q_{xt}^{tc} \cdot l_{xd} + \gamma_g \cdot b_{xd} \cdot h_{xd} = 750 \cdot 1,2 + 600 \cdot 0,1 \cdot 0,15 = 909(\text{kg}) \\ p^{tt} &= q_{xt}^{tt} \cdot l_{xd} + n \cdot \gamma_g \cdot b_{xd} \cdot h_{xd} = 807,6 \cdot 1,2 + 1,1 \cdot 600 \cdot 0,1 \cdot 0,15 = 979,02(\text{kg}) \end{aligned} \right\}$$

-Xà gồ lớp trên có các đặc trưng hình học :

$$\left. \begin{aligned} W &= \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 15^2}{6} = 375(\text{cm}^3) \\ J &= \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 15^3}{12} = 2812,5(\text{cm}^4) \end{aligned} \right\}$$

$$\text{- Kiểm tra theo điều kiện bền : } \sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{P_{xd}^{tt} \cdot l_s}{4 \cdot W} \leq \sigma = 90(\text{Kg} / \text{cm}^2)$$

$$\text{+ Ta có } \sigma = \frac{M_{max}^{tt}}{W} = \frac{q_{xd}^{tt} \cdot l_s}{4 \cdot W} = \frac{979,02 \cdot 120}{4 \cdot 375} = 78,32(\text{kG} / \text{cm}^2) < \sigma = 90(\text{Kg} / \text{cm}^2)$$

Vậy xà gồ lớp trên đảm bảo điều kiện bền .

$$\text{- Kiểm tra độ võng : } f = \frac{q_{xd}^{tc} \cdot l_g^3}{48 \cdot J \cdot E} \leq f = \frac{l_{xd}}{400} = \frac{120}{400} = 0,3(\text{cm})$$

$$\text{+Ta có : } f = \frac{q_{xd}^{tc} \cdot l_g^3}{48 \cdot J \cdot E} = \frac{909 \cdot 120^3}{48 \cdot 2812,5 \cdot 1,2 \cdot 10^5} = 0,097(\text{cm}) < f = 0,3(\text{cm})$$

Vậy xà gồ lớp dưới đủ khả năng chịu lực .

9.1.2.3.4, Kiểm tra cột chống và giáo :

-Tải trọng tác dụng lên đầu giáo là

$$N = 2.P'_{xd} = 2.979,02 = 1958,04(kG) < N = 35300(kG)$$

Vậy cây chống đủ khả năng chịu lực.

9.1.2.1. Chọn bơm bê tông đầm sàn:

- Khối lượng bê tông lớn nhất ở một tầng là: 169,2 m³ (Xem khối lượng bê tông phần thân)

- Chọn máy bơm loại : BSA 1002 SV , có các thông số kỹ thuật sau:

+ Năng suất kỹ thuật : 30 (m³/h).

+ Dung tích phễu chứa : 250 (l).

+ Công suất động cơ : 3,8 (kW)

+ Đường kính ống bơm : 120 (mm).

+ Trọng lượng máy : 2,5 (Tấn).

+ Áp lực bơm : 75 (bar).

+ Hành trình pittông : 1000 (mm).

$$\rightarrow \text{Số máy cần thiết : } n = \frac{V}{N_u.T} = \frac{169,2}{30.8.0,85} = 0,82$$

- Vậy ta chỉ cần chọn 1 máy bơm.

9.1.2.2. Chọn cây chống cột:

- Sử dụng cây chống đơn kim loại LENEX. Dựa vào chiều dài và sức chịu tải ta chọn cây chống V1 của hãng LENEX có các thông số sau:

- Chiều dài lớn nhất : 3300mm

- Chiều dài nhỏ nhất : 1800mm

- Chiều dài ống trên : 1800mm

- Chiều dài đoạn điều chỉnh : 120mm

- Sức chịu tải lớn nhất khi l_{\min} : 2200kG

- Sức chịu tải lớn nhất khi l_{\max} : 1700kG

- Trọng lượng : 12,3kG

9.1.2.3. Chọn cần trục tháp:

. - Công trình có chiều cao lớn nên để vận chuyển vật tư phục vụ thi công ta phải sử dụng cần trục tháp.

- Cần trục tháp được chọn phải đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật thi công công trình: thi công được toàn bộ công trình, an toàn cho người và cần trục trong lúc thi công, kinh tế nhất.

- Các thông số để lựa chọn cần trục tháp:

- Tải trọng cần nâng: Q_{yc}

- Chiều cao nâng vật: H_{yc}

- Bán kính phục vụ lớn nhất: R_{yc}

*Tính khối lượng cầu lắp trong 1 ca.

- Theo tiến độ thi công thô trong ngày làm việc nặng nhất cần trục phải vận chuyển ván khuôn đầm sàn, cốt thép đầm sàn cho các phân đoạn khác nhau, do đó cần trục tháp được chọn phải có năng suất phù hợp với các công tác diễn ra trong cùng ngày đó.

- Cốt thép đầm, sàn: $Q_1 = 8,665$ T (Lấy giá trị trung bình)

- Ván khuôn đầm sàn: $S = 852,997$ m²

$$Q_2 = 852,997 \times \frac{48,84}{1000} = 26,51 \text{ (T)}$$

- Tổng khối lượng cầu lắp trong một ca:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 8,665 + 26,51 = 35,175 \text{ (T)}$$

*Tính chiều cao nâng hạ vật.

$$H^{yc} = H_{ct} + H_{at} + H_{ck} + H_t = 35,175 + 1 + 2 + 1,5 = 39,475 \text{ (m)}$$

Trong đó:

$H_{ct} = 33,9$ (m) Chiều cao của công trình đến đỉnh mái tầng kỹ thuật;

H_{at} : Khoảng cách an toàn; $H_{at} = 1$ m

H_{ck} : Chiều cao cầu kiện cầu lắp; $H_{ck} = 2$ m

H_t : Chiều cao thiết bị treo buộc; $H_t = 1,5$ m

*Tính tầm với của cần trục: R^y .

- Xác định khoảng cách đến hai điểm xa nhất ở các góc công trình:

$$R_{yc} = \sqrt{(B + S)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

Trong đó: $L = 56,4$ m: Chiều dài của nhà tính hết một ngoài nhà.

$B = 19,5$ m: Bề rộng của nhà.

Khoảng cách từ tâm quay của cần trục đến mép công trình.

$$S = r + a + b_0 + b_g = 3 + 1,5 + 0,3 + 1,2 = 6,0 \text{ m}$$

$r = 3$ m: Khoảng cách từ tâm cần trục tới các điểm tựa của cần trục trên nền.

$a = 1,5\text{m}$: Khoảng cách an toàn.

$b_g = 1,2\text{m}$: Chiều dài của dàn giáo.

$b_0 = 0,3\text{m}$: Khoảng cách từ giáo đến mép công trình.

Vậy: $R_{yc} \geq 38 \text{ (m)}$

- Ta chọn cần trục tháp có đối trọng trên cao má hiệu MD-305. .

* Các thông số kỹ thuật của cần trục:

- Chiều cao nâng lớn nhất: $H_{\max} = 77\text{(m)} > 38 \text{(m)}$.

- Tầm với lớn nhất: $R_{\max} = 40 \text{ m}$

- Trọng lượng nâng: $Q_{\max} = 10 \text{ Tấn}$, $Q_{\min} = 6,2\text{(T)}$

- Vận tốc nâng: $V_n = 60 \text{ m/phút}$ (lấy trung bình).

- Vận tốc quay: $V_n = \varphi = 0,6\text{(v/ph)} = 0,063 \text{ (rad/s)}$

- Vận tốc di chuyển xe con: $V_{dcx} = 27.5 \text{ m/phút}$.

* Các thông số kỹ thuật của cần trục tháp:

+ Chiều cao lớn nhất của cần trục: $H_{\max} = 57,5 \text{ (m)}$

+ Tầm với lớn nhất của cần trục: $R_{\max} = 30 \text{ (m)}$

+ Sức nâng của cần trục : $Q_{\max} = 5 \text{ (T)}$

+ Vận tốc nâng: $v = 40 \text{ (m/ph)} = 0.66 \text{ (m/s)}$

+ Vận tốc quay: 0.6 (v/ph)

+ Vận tốc xe con: $v_{xe \text{ con}} = 30 \text{ (m/ph)} = 0.5 \text{ (m/s)}$

Năng suất tính toán của cần trục chính là năng suất đổ bê tông của nó và được tính theo công thức: $N_s = 7.N_k.K_2.K_3 \text{ (m}^3\text{/ca)}$

Trong đó:

- N_k là năng suất kỹ thuật đổ bê tông của cần trục ($\text{m}^3\text{/h}$)

- K_2 là hệ số sử dụng cần trục theo thời gian. Với cần trục thòp $K_2 = 0,85$

- K_3 là hệ số sử dụng theo mức độ khó đổ của kết cấu.

$K_3 = 0,8$ với sàn vườn

$K_3 = 0,75$ với cột vácch

Tính năng suất kỹ thuật của cần trục tháp:

Năng suất kỹ thuật đổ bê tông của cần trục tính theo công thức: $N_k = Vx_n \times K_1$

Trong đó:

- V là dung tích thùng đựng vữa bê tông: $V = 1 \text{ m}^3 \cdot (0,8 - 1,0\text{m}^3)$

- K_1 : Hệ số sử dụng cần trục theo sức nâng với mã hàng cố định, lấy $K_1 = 1$

- n_k : là số lần đổ bê tông trong 1 giờ. $N_k = \frac{60}{T_{ck}}$

Với T_{ck} là thời gian 1 chu kỳ đổ bê tông (Phút): $T_{ck} = T_1 + T_2$

- T_1 là thời gian máy làm việc: $T_1 = T_{n\text{ông}} + T_{h\grave{a}} + T_{quay}$

$$T_{n\text{ông}} = \frac{S_n}{V_n} = \dots\dots \text{(phút)}$$

S_n là khoảng cách từ mặt đất đến sàn mái $S_n = 36,3$ (m)

$$T_{h\grave{a}} = T_{n\text{ông}} = \frac{H_{n\text{ang}}}{V_{n\text{ang}}} + (3 \div 4) = \frac{36,3}{60} \times 60 + 3 = 36,9(s) = 0,615 \text{ (phút)}$$

$$T_{quay} = 2 \cdot T_{quay} = \frac{2 \times \text{độ quay}}{360^\circ \times v_{quay}} = \frac{2 \times 180}{360 \times 0,63} = 1,6 \text{ (phút)} \text{ (Giả thiết quay } 180^\circ)$$

$$\Rightarrow T_1 = 0,615 + 0,615 + 1,6 = 2,83 \text{ (phút)}$$

- T_2 là thời gian múc và tháo cầu, thời gian trút vữa bê tông. Lấy $T_2 = 2$ phút

$$\rightarrow T_{ck} = T_{ck} = T_1 + T_2 = 2,83 + 2 = 4,83 \sim 5 \text{ (phút)}$$

$$n_k = \frac{60}{T_{quay}} = 60/5 = 12 \text{ (m\^e)}$$

Vậy: $N_k = V \cdot n_k \cdot K_1 = 1 \times 12 \times 1 = 12 \text{ (m}^3/\text{ca)}$.

- Năng suất sử dụng cần trục là:

$$N_s = 7 \times N_k \times K_2 \times K_3 = 7 \times 12 \times 0,85 \times 0,8 = 60,69 \text{ (m}^3/\text{ca)}$$

- Khối lượng tương ứng là: $Q = N_s \times 2,5 = 60,69 \times 2,5 = 151,725 > Q^{yc} = 33,59 \text{ (T/ca)}$.

2,5 - là trọng lượng rìong của bê tông.

Q^{yc} - Trọng lượng tương ứng với thể tích bê tông cần vận chuyển trong phân đoạn lớn nhất.

9.1.2.4. Chọn vận thăng vận chuyển.

Đối với một công trình thi công để đảm bảo an toàn đòi hỏi phải có 2 vận thăng:

+ Vận thăng vận chuyển vật liệu.

+ Vận thăng vận chuyển người lên cao.

-Vận thăng nâng vật liệu.

- Nhiệm vụ chủ yếu của vận thăng nâng vật liệu là vận chuyển các loại vật liệu rời gồm: gạch xây, vữa vữa, vữa trát, vữa láng nền, gạch lát nền phục vụ thi công.

Chọn thăng tải phụ thuộc vào các yếu tố sau:

+ Chiều cao lớn nhất cần nâng vật: Tính đến cốt sàn mái tầng kỹ thuật là 36,3m.

+ Tải trọng nâng đảm bảo thi công.

* Khối lượng gạch xây và vữa xây mỗi ngày:

Theo tính toán ở trên tổng khối lượng xây của tầng điển hình là $254,46\text{m}^3$ thực hiện trong 15 ngày (tự ấn định), mỗi ngày công tác xây là: $16,43\text{ m}^3$.

$$Q_{\text{gạch xây}} = 16,43 \times 1,8 = 29,57 \text{ Tấn}$$

(Gạch xây $q = 1,8\text{T/m}^3$).

* Khối lượng gạch lát mỗi ngày:

Tổng diện tích lát tầng điển hình là $626,9472\text{m}^2$, thực hiện trong 10 ngày, trung bình mỗi ngày $62,69472\text{ m}^2$ tương đương: $Q_{\text{gạch men}} = 62,69472 \times 44 = 2857,27\text{ KG} = 2,857\text{ Tấn}$. (Gạch men $q = 44\text{ kG/m}^2$).

* Khối lượng vữa lát nền mỗi ngày:

- Bề dày của vữa lát nền là 2cm -> Khối lượng vữa lát: $62,69472 \times 0,02 = 1,298\text{ m}^3$

$$\text{Tương đương } Q_{\text{vữa lót}} = 1,298 \times 1,8 = 2,33 \text{ Tấn}$$

* Khối lượng vữa trát mỗi ngày:

- Tổng diện tích trát trong của tầng điển hình là $2188,51\text{ m}^2$, dự kiến thực hiện trong 10 ngày, trung bình mỗi ngày $218,85\text{ m}^2$, bề dày lớp trát là $1,5\text{cm}$.

- Khối lượng vữa tương ứng $Q_{\text{vữa trát}} = 218,85 \times 0,015 \times 1,8 = 5,9\text{ Tấn}$.

(Vữa trát $q = 1,8\text{ T/m}^3$)

Vậy tổng khối lượng cần nâng:

$$Q^{y/c} = Q_{\text{gạch xây}} + Q_{\text{gạch men}} + Q_{\text{vữa lót}} + Q_{\text{vữa trát}} = 40,657 \text{ Tấn.}$$

Căn cứ vào chiều cao công trình và khối lượng vận chuyển trong ngày ta chọn các loại vận thăng sau:

- Máy TP- 9. vận chuyển vật liệu có các đặc tính:

Độ cao nâng: $H=35\text{m}$

Sức nâng: $Q = 0,5\text{ tấn}$

Tầm với: $R=1,3\text{m}$

Vận tốc nâng: $V_n=3\text{m/s}$

Công suất động cơ: $P = 2,5\text{kW}$

* Tính năng suất máy vận thăng: $N = Q.n.k.k_{tg} \text{ (T/ca)}$

Trong đó:

$N = 3600/T_{ck}$ Số lượt vận chuyển trong một giờ.

$T_{ck} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$

$t_1 = 30 \text{ (s)}$ Thời gian đưa vật vào thăng.

$t_2 = 25,2/3 = 8,4 \text{ (s)}$ Thời gian nâng hạ hàng.

$t_3 = 30 \text{ (s)}$ Thời gian chuyển hàng

$t_4 = 8,4 \text{ (s)}$ Thời gian hạ hàng.

$$T_{ck} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 = 76,8(s)$$

$$\rightarrow n = 3600/76,8 = 47 \text{ (lần/h)}$$

$k = 0,65$: Hệ số sử dụng tải trọng.

$k_{tg} = 0,6$: Hệ số sử dụng thời gian.

- Năng suất thực:

$$N = 0,5 \times 47 \times 0,65 \times 0,6 = 9,16 \text{ (Tấn/h)}$$

$$N_{ca} = 7 \times 9,16 = 64,12 \text{ (Tấn/ca)} > Q^{y/c} = 40,657 \text{ Tấn.}$$

- Chọn 1 máy vận thăng để vận chuyển vật liệu phục vụ thi công.

9.1.2.5. Chọn máy trộn vữa.

+ Khối lượng vữa xây 1 ca:

Một ca cần thực hiện xây $16,43 \text{ m}^3$ tường, theo định mức xây tường cứ 1 m^3 tường cần $0,29 \text{ m}^3$ vữa.

$$\rightarrow \text{Khối lượng vữa xây tường trong 1 ca là: } 16,43 \times 0,29 = 4,76 \text{ m}^3.$$

+ Khối lượng vữa lát nền trong 1 ca:

Mỗi ca lát $64,938 \text{ m}^2$ nền, bề dày vữa lát là 2cm.

$$\rightarrow \text{Khối lượng vữa lát nền: } 64,938 \times 0,02 = 1,298 \text{ m}^3$$

+ Khối lượng vữa trát trong 1 ca:

Một ngày trát $211,85 \text{ m}^2$, bề dày lớp trát là 1,5cm.

$$\rightarrow \text{Khối lượng vữa trát trong một ca là: } 211,85 \times 0,015 = 3,17 \text{ m}^3.$$

Vậy tổng khối lượng vữa cần trộn trong một ngày là:

$$V^{y/c} = 4,76 + 1,298 + 3,17 = 9,228 \text{ (m}^3\text{)}$$

- Chọn loại máy trộn vữa BS -100 có các thông số kỹ thuật sau:

Bảng đặc tính kỹ thuật của máy trộn vữa

Các thông số	Đơn vị	Giá trị
Dung tích hình học	l	$V_{tr}=215(\text{lít})$
Dung tích xuất liệu	l	$V_{xl}=100(\text{lít})$
Tốc độ quay	Vòng/phút	$N_q=28\text{vòng/phút}$
Công suất động cơ	kW	$N_{đc}=1,5\text{kW}$
Chiều dài, rộng, cao	m	dài 1,25m ; rộng 1,75m
Trọng lượng	T	$G=0,22(\text{t})$

- Tính năng suất máy trộn vữa theo công thức: $N = V \times k_{xl} \times n \times k_{tg}$.

Trong đó: $k_{xl} = 0,75$ hệ số xuất liệu.

n: số mẻ trộn thực hiện trong 1 giờ: $n = 3600/T_{ck}$

Cú: $T_{ck} = t_{đổ vào} + t_{trộn} + t_{đổ ra} = 20 + 150 + 20 = 190(s)$

- Số mẻ trộn thực hiện trong 1 giờ: $n = 3600/190 = 19$ (mẻ/h)

$k_{tg} = 0,88$ là hệ số sử dụng thời gian.

Vậy năng suất của máy trộn là:

$$N = 0,325 \times 0,75 \times 19 \times 0,88 = 3,7 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

- Năng suất 1 ca máy trộn được: $N_{ca} = 7 \times 3,7 = 25,9 \text{ (m}^3/\text{ca)} > V^{yc} = 9,228 \text{ (m}^3)$

Vậy máy trộn vữa BS__100 đảm bảo năng suất yêu cầu.

9.1.2.6. Chọn máy đầm bê tông.

Dùng máy đầm dùi để đầm bê tông, lõi, vách, cột, dầm và máy đầm bàn để đầm bê tông sàn và cầu thang. Căn cứ vào khối lượng bê tông thi công trong một ngày mà quyết định chọn máy đầm bê tông thích hợp.

- Chọn máy đầm dùi.

Chọn máy đầm dùi phục vụ công tác bê tông cột, lõi, dầm.

Khối lượng bê tông cột, lõi, cần đầm lớn nhất trong một ca làm việc là: 50,99 (m³/ca).

Khối lượng bê tông dầm, sàn (trong phân đoạn lớn nhất): 161,34 (m³/ca).

Chọn máy đầm dùi loại: U-50, có các thông số kỹ thuật như sau:

+ Thời gian đầm bê tông:	30	s
+ Bán kính tác dụng:	30	cm.
+ Chiều sâu lớp đầm:	25	cm.
+ Bán kính ảnh hưởng:	60	cm.

Năng suất máy đầm xác định theo công thức: $N = 2 \times k \times r_0^2 \times d \times 3600 / (t_1 + t_2)$

Trong đó:

r_0 : Bán kính ảnh hưởng của đầm; $r_0 = 60\text{cm} = 0,6\text{m}$.

d: Chiều dày lớp bê tông cần đầm; $d = 0,2 \div 0,3\text{m}$

t_1 : Thời gian đầm bê tông; $t_1 = 30\text{s}$

t_2 : Thời gian di chuyển đầm; $t_2 = 6\text{s}$

k: Hệ số sử dụng $k = 0,85$

- Năng suất làm việc của máy trong 1 giờ:

$$N = 2 \times 0,85 \times 0,6^2 \times 0,25 \times 3600 / (30 + 6) = 15,3 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

- Năng suất làm việc của máy trong 1 ca:

$$N_{ca} = 15,3 \times 7 = 107,1 \text{m}^3/\text{ca}.$$

Chọn 2 máy đầm để phục vụ cho việc đầm bê tông.

Vậy để đầm bê tông cột, vách, lõi ta chọn dụng 2 máy đầm dùi loại U-50

* *Chọn máy đầm bàn*

Chọn máy đầm bàn phục vụ cho công tác thi công bê tông sàn.

- Khối lượng thi công bê tông đầm, sàn một ca lớn nhất là: $161,34 \text{m}^3$.

Chọn máy đầm U7, có các thông số kỹ thuật sau:

+ Thời gian đầm một chỗ: 50 (s)

+ Bán kính tác dụng của đầm: $20 \div 30 \text{cm}$.

+ Chiều dày lớp đầm: $10 \div 30 \text{cm}$.

+ Năng suất $5 \div 7 \text{m}^3/\text{h}$, hay $28 \div 39,2 \text{m}^3/\text{ca}$.

Vậy với khối lượng bê tông là $161,34 \text{m}^3$, ta chọn 2 máy đầm bàn U7 để phục vụ thi công.

9.1.2.7. *Chọn ô tô chở bê tông thương phẩm.*

Chọn xe vận chuyển bê tông loại SB - 92B có các thông số kỹ thuật sau:

+ Dung tích thùng trộn: $q = 10 \text{m}^3$, lấy $q_{tt} = 10 \text{m}^3$

+ Ô tô cơ sở: KAMAZ - 5511

+ Dung tích thùng nước: $0,75 \text{m}^3$

+ Công suất động cơ: 40KW

+ Tốc độ quay thùng trộn: (9 - 14,5) vũng/phút.

+ Độ cao đổ vật liệu vào: 3,5m

+ Thời gian đổ bê tông ra: $t = 10$ phút

+ Trọng lượng xe (có bê tông): 21,85T.

+ Vận tốc trung bình: $v = 30 \text{ km/h}$.

Giả thiết trạm trộn cách công trình 10km. Ta chú chu kỳ làm việc của xe:

$$T_{ck} = T_{nhận} + 2 \cdot T_{chạy} + T_{đổ} + T_{chờ}$$

Trong đó: $T_{nhận} = 10$ phút; $T_{đổ} = 30$ phút; $T_{chờ} = 10$ phút.

$$T_{chạy} = (10/30) \times 60 = 20 \text{ phút}.$$

$$\Rightarrow T_{ck} = 10 + 2 \times 20 + 30 + 10 = 90 \text{ (phút)}$$

- Số chuyến xe, 1 xe chạy trong 1 ca.

$$m = 7 \times 0,85 \times 60/T_{ck} = 7 \times 0,85 \times 60/90 = 4 \text{ (chuyến)}$$

(0,85: Hệ số sử dụng thời gian).

- Số xe chở bê tông cần thiết là: $n = 161,34 / (10 \times 4) \approx 4$ (chiếc).

Để đảm bảo việc cung cấp bê tông cho quá trình thi công được liên tục, ta chọn 4 xe ô tô để vận chuyển bê tông, mỗi xe chạy 4 chuyến

9.1.3. Tóm tắt biện pháp kỹ thuật thi công phần thân

9.1.3.1. Biện pháp thi công cột.

-Xác định tim trục cột.

Dùng hai máy kinh vĩ đặt theo hai phương vuông góc để định vị vị trí tim của cột, các mốc đặt ván khuôn, sơn và đánh dấu các vị trí này để các tổ đội thi công dễ dàng xác định chính xác các mốc, vị trí yêu cầu.

-Lắp dựng cốt thép

Yêu cầu của cốt thép dùng là:

+Cốt thép phải được dùng đúng số hiệu, chủng loại đường kính, kích thước số lượng và vị trí.

+Cốt thép phải sạch, không han rỉ không dính bẩn đặc biệt là dầu mỡ.

+Khi gia công : Cắt , uốn, kéo hàn cốt thép tránh không làm thay đổi tính chất cơ lý của cốt thép.

-Lắp dựng cốt thép: Cốt thép được gia công ở phía dưới, cắt uốn theo đúng hình dáng và kích thước thiết kế, xếp đặt theo từng chủng loại, buộc thành bó để thuận tiện cho cần cẩu vận chuyển lên vị trí cần lắp đặt.

-Để thi công cột thuận tiện, quá trình buộc cốt thép phải được tiến trước khi lắp ván khuôn, cốt thép buộc bằng các dây thép mềm $d=1\text{mm}$, các khoảng nối phải đúng kỹ thuật. Phải dùng các cion kê bằng bê tông nhằm đảm bảo vị trí và khoảng cách lớp bảo vệ bê tông cho cốt thép.

-Nối cốt thép buộc hoặc hàn theo tiêu chuẩn thiết kế. Trong một mặt cắt ngang không nối quá 25% diện tích tổng cộng của cốt thép chịu lực với thép tròn trơn và không quá 50% với thép có gờ. Chiều dài nối buộc theo TCVN-445393 và không nhỏ hơn 250mm với cốt thép chịu kéo và 20mm với cốt thép chịu nén.

Việc lắp dựng cốt thép phải đảm bảo :

+Các bộ phận lắp dựng trước không gây ảnh hưởng cản trở đến các bộ phận lắp dựng sau

+Có biện pháp giữ ổn định vị trí cốt thép, đảm bảo không biến dạng trong quá trình thi công.

+Sau khi lồng và buộc xong cốt đai , cố định tạm ta lắp ván khuôn cột.

-Ghép ván khuôn cột.

Yêu cầu chung :

+Đảm bảo đúng hình dáng, kích thước theo yêu cầu thiết kế.

+Đảm bảo độ bền vững ổn định khi thi công .

+Đảm bảo độ kín khít khi thi công , tháo dỡ dễ dàng.

Biện pháp: Do lắp ván khuôn sau khi đặt cốt thép nên trước khi ghép ván khuôn cần làm vệ sinh chân cột .

+Ván khuôn cột được gia công theo từng mảng theo kích thước cột. Ghép hộp 3 mặt, luôn hộp ván khuôn vào hộp đã được đặt cốt thép, sau đó lắp tiếp mặt còn lại.

+Dùng công để cố định hộp ván, khoảng cách các công theo tính toán.

+Điều chỉnh lại vị trí tim cột và ổn định cột bằng các thanh chống xiên và các dây neo.

- Công tác bê tông cột

Trước khi đổ bê tông cột ta kiểm tra lại lần cuối ván khuôn, cốt thép cột, và làm vệ sinh sạch sẽ. Phải tưới nước xi măng ở dưới chân cột để tạo sự bám dính tốt.

Bê tông dùng là bê tông thương phẩm mua của các công ty bê tông được chở đến công trường bằng xe chuyên dùng, vì vậy để đảm bảo việc đổ bê tông được liên tục kịp thời phải khảo sát trước tuyến đường tối ưu cho xe đổ bê tông đi. Ngoài vì công trình thi công trong thành phố nên thời điểm đổ bê tông phải được tính toán trước sao cho việc thi công bê tông không bị ngừng, ngắt đoạn do ảnh hưởng của các phương tiện giao thông đi lại cản trở sự vận chuyển bê tông. Đặc biệt tránh những giờ cao điểm hay gây tắc đường.

Việc vận chuyển, đổ bê tông tại công trường được thực hiện bằng cần trục tháp có nhược điểm là tốc độ chậm năng suất thấp. Do đó muốn sử dụng việc đổ bê tông bằng cần trục tháp phải tổ chức thật tốt công tác chuẩn bị phải đầy đủ không để cần trục phải chờ đợi.

Tại đầu tập kết vữa bê tông : Vữa bê tông được xe chở bê tông chở đến và đổ vào thùng chứa vữa(dung tích 0,5-2m³).Sử dụng ít nhất 2 thùng chứa vữa để trong khi cần cầu thùng này thì nạp vữa vào cho thùng kia. Khi cần cầu hạ thùng thứ nhất xuống thì thùng thứ hai đã sẵn sàng có thể móc cầu vào và cầu được luôn, không phải chờ đợi.

Tại đầu đổ bê tông: Phải có sự nhịp nhàng giữa người đổ bê tông và người lái cầu. Đầu tiên là định vị trí đổ bê tông thùng vữa vừa cầu lên, sau đó là cách đổ như thế nào, đổ một chỗ hay nhiều vị trí, đổ dày hay mỏng , phạm vi đổ vữa bê tông, việc này được thực hiện bởi một người hướng dẫn cần cầu.

Thùng chứa vữa bê tông có cơ chế nạp bê tông và đổ bê tông riêng biệt, điều khiển dễ dàng .

Để tăng khả năng thao tác và đưa bê tông xuống gần vị trí đổ, tránh cho bê tông bị phân tầng khi rơi tự do từ độ cao hơn 2,5m xuống, nạp thêm các thiết bị như phễu , ống vòi voi, ống vải bạt cao su.

Bê tông được đổ thành lớp ,chiều dày mỗi lớp 30-40 cm, đầm kỹ bằng đầm dùi sau đó mới đổ bê tông tiếp.

Khi đổ cũng như khi đầm bê tông cần chú ý không gây va đập là sai lệch cốt thép.

Khi đổ bê tông xong cần làm vệ sinh sạch sẽ thùng chứa bê tông để chuẩn bị cho lần đổ sau.

Chú ý phải kiểm tra chất lượng và độ sụt của bê tông trước khi dùng.

- Công tác tháo ván khuôn cột

-Ván khuôn cột là ván khuôn không chịu lực do đó đổ bê tông được 2-3 ngày ta tiến hành tháo ván khuôn cột.

Tháo ván khuôn cột xong mới lắp ván khuôn dầm sàn nên khi tháo ván khuôn cột ta để lại một phần phía trên đầu cột để liên kết với ván khuôn dầm như trong thiết kế.

Ván khuôn được tháo theo nguyên tắc “Cái lắp sau thì tháo trước , cái nào lắp trước thì tháo sau”.

Chú ý cần nghiên cứu kỹ sự truyền lực trong hệ ván khuôn để tháo lắp được an toàn.

9.1.3.2. Biện pháp thi dầm sàn.

Lắp dựng ván khuôn dầm sàn.

-Lắp dựng hệ thống giáo chống đỡ xà gồ, cốp-xê để điều chỉnh cao độ cho chính xác.

-Xà gồ được đặt một lớp . Lắp đặt xà gồ với khoảng cách là 60 cm.

-Dùng các tấm ván khuôn thép định hình đặt lên xà gồ rồi liên kết các tấm đó lại.

-Trong quá trình lắp ghép ván sàn cần chú ý độ kín khít của ván.Những chỗ thiếu cần bổ xung các tấm ván thép nhỏ hay gỗ và chú ý chống đỡ chắc chắn.

-Kiểm tra và điều chỉnh cao trình sàn nhờ hệ thống nêm điều chỉnh ở đầu giáo.

Sau đó tiến hành đặt các xà gồ, ván đáy, ván thành, ván sàn.

Công tác cốt thép dầm, sàn.

-Lắp thép dầm kết hợp với lắp dựng ván khuôn dầm.Sau khi đặt xong ván đáy thì tiến hành lắp cốt thép dầm, buộc đai xong mới lắp ván thành.

-Công việc lắp ván khuôn và cốt thép sàn được tiến hành tuần tự sau khi xong ván thành dầm.Để bảo đảm chiều dày lớp bảo vệ và định vị khung cốt thép, ta dùng các con kê bằng bê tông đúc sẵn có chiều dày bằng chiều dày lớp bảo vệ thiết kế và có râu thép mềm buộc cố định vào thép chủ.

-Giống như cốt thép cột khi thi công lắp đặt cốt thép dầm, sàn cần chú ý các yêu cầu sau:

-Đúng chủng loại thép, chất lượng thép theo thiết kế.

-Đúng số lượng theo thiết kế.

-Đảm bảo khoảng cách cốt thép, vị trí thép , chiều dài thép, chiều dài neo buộc như thiết kế.

Công tác bê tông dầm, sàn.

-Trước khi đổ bê tông cần kiểm tra lại xem cốt thép đã đủ số lượng, đúng chủng loại, đúng vị trí hay chưa, vệ sinh cốt thép, tưới nước Cho ẩm bề mặt ván khuôn (đối với ván khuôn gỗ),đánh gỉ (đối với ván khuôn thép).

-Đổ bê tông bằng máy bơm trong 1 ngày đổ toàn bộ khối lượng 1 tầng.Đảm bê tông sàn bằng đầm bàn, đầm bê tông đầm bằng đầm dùi.

-Việc ngừng bê tông phải đảm bảo đúng mạch ngừng thiết kế.

-Trước khi đổ bê tông phân khu tiếp theo cần làm vệ sinh mạch ngừng, làm nhám, tưới nước xi măng để tăng độ dính kết rồi mới đổ bê tông.

-Trong quá trình đổ và đầm cần gõ vào thành ván khuôn để bê tông lấp đầy vào khuôn,tránh tình trạng rỗ mặt bê tông.

-Khi đổ bê tông đầm, sàn cần chú ý đầm kỹ các vị trí nút khung vì ở đây thép rất dày và bê tông khó vào hết các góc khuôn.

Công tác bảo dưỡng bê tông:

-Bê tông sau khi đổ phải có quy trình bảo dưỡng hợp lý.

-Bê tông mới đổ xong phải được che không bị ảnh hưởng bởi mưa, nắng và phải được giữ ẩm thường xuyên.

-Sau khi đổ bê tông nếu trời quá nắng hoặc khô thì phải phủ ngay lên trên mặt kết cấu một lớp giữ độ ẩm như bao tải, mùn cưa, rơm, rạ, cát hoặc vỏ bao xi măng.

-Đổ bê tông sau 4 ÷7 giờ tiến hành tưới nước bảo dưỡng. Trong hai ngày đầu cứ 2 ÷ 3 giờ tưới nước một lần, sau đó cứ 3÷10 giờ tưới một lần tùy theo điều kiện thời tiết. Bê tông phải được bảo dưỡng giữ ẩm ít nhất 7 ngày đêm.

Tuyệt đối tránh gây rung động và va chạm sau khi đổ bê tông. Trong quá trình bảo dưỡng nếu phát hiện bê tông có khuyết tật phải xử lý ngay. Đổ bê tông sàn sau hai ngày mới được lên trên làm các công việc tiếp theo, tránh gây va chạm mạnh trong quá trình thi công để không làm ảnh hưởng tới chất lượng bê tông.

Công tác tháo ván khuôn đầm, sàn:

Độ dính của vữa bê tông vào ván khuôn tăng theo thời gian, vì vậy phải tháo ván khuôn khi bê tông đạt cường độ cần thiết.

- Ván khuôn cột được tháo sau 2 ngày khi bê tông đạt cường độ 25 kG/cm².

- Thời gian tháo ván khuôn chịu lực cho phép khi bê tông đạt cường độ theo tỷ lệ phần trăm so với cường độ thiết kế như sau: với đầm, sàn nhịp nhỏ hơn 8 m thì cho phép tháo khi bê tông đạt 70 % cường độ thiết kế. Với giả thiết nhiệt độ môi trường là 25⁰C, tra *biểu đồ biểu thị sự tăng cường độ của bê tông theo thời gian và nhiệt độ* ta lấy thời gian tháo ván khuôn chịu lực của sàn là 14 ngày.

Theo quy định về thi công nhà cao tầng phải luôn có một tầng giáo chống. Do đó thời gian tháo ván khuôn chịu lực phụ thuộc vào tốc độ thi công công trình.ở đây, ta tiến hành đồng thời việc tháo ván khuôn chịu lực và không chịu lực của đầm sàn.

-Ván khuôn được tháo lắp tuân thủ theo đúng trình tự đảm bảo an toàn lao động.Với ván gỗ ép cần cẩn thận để tận dụng cho các lần sau.

-Ván khuôn được chuyển lên tầng trên bằng cần trục tháp, vì vậy cần cấu tạo một sàn công tác nhô ra khỏi công trình. Tập kết ván khuôn và dàn giáo ở sàn công tác và chuyển lên tầng trên.

Biện pháp thi công phần mái.

-Sau khi đổ xong bê tông chịu lực sàn mái ta tiến hành xây tường mái và tận dụng tường mái làm tường chắn để thi công bê tông xi tạo dốc.

-Bê tông xi được tạo dốc về phía thu nước theo độ dốc thiết kế (2%). Sau khi đổ bê tông xi được vài ngày ta tiến hành đặt cốt thép của lớp bê tông chống thấm, biện pháp lắp đặt và đổ bê tông chống thấm giống như đổ bê tông đầm sàn.

-Sau đó tiếp tục là các công tác lát gạch lá nem, trát và sơn tường mái. Các công việc này phải được hoàn thành trước khi quét sơn tầng mái để tránh làm bẩn tường phía dưới.

CHƯƠNG 10 :TỔ CHỨC THI CÔNG

10.1 .Lập tiến độ thi công

10.1.1 Vai trò, ý nghĩa của việc lập tiến độ thi công

- Xây dựng dân dụng và công nghiệp cũng như các ngành sản xuất khác muốn đạt được những mục đích đề ra phải có một kế hoạch sản xuất cụ thể. Một kế hoạch sản xuất được gắn liền với một trục thời gian người ta gọi đó là kế hoạch lịch hay tiến độ.

- Cụ thể hơn tiến độ là kế hoạch sản xuất được thể hiện bằng biểu đồ; nội dung bao gồm các số liệu tính toán, các giải pháp được áp dụng trong thi công bao gồm: công nghệ, thời gian, địa điểm, vị trí và khối lượng các công việc xây lắp và thời gian thực hiện chúng. Có hai loại tiến độ trong xây dựng là tiến độ tổ chức xây dựng do cơ quan tư vấn thiết kế lập và tiến độ thi công do đơn vị nhân thầu lập. Trong phạm vi đồ án, tiến độ được lập là tiến độ thi công.

- Tiến độ có vai trò hết sức quan trọng trong tổ chức thi công, vì nó hướng tới các mục đích sau:

+ Kết thúc và đưa vào các hạng mục công trình từng phần cũng như tổng thể vào hoạt động đúng thời hạn định trước.

+ Sử dụng hợp lý máy móc thiết bị

+ Giảm thiểu thời gian ứ đọng tài nguyên chưa sử dụng

+ Lập kế hoạch sử dụng tối ưu về cơ sở vật chất kỹ thuật phục vụ xây dựng

+ Cung cấp kịp thời các giải pháp có hiệu quả để tiến hành thi công công trình

+ Tập trung sự lãnh đạo vào các công việc cần thiết

+ Dễ tiến hành kiểm tra tiến trình thực hiện công việc và thay đổi có hiệu quả

- *Quy trình lập tiến độ thi công*

- Tiến độ thi công là tài liệu thiết kế lập trên cơ sở biện pháp kỹ thuật thi công đã nghiên cứu kỹ nhằm ổn định: trình tự tiến hành các công tác, quan hệ ràng buộc giữa các dạng công tác với nhau, thời gian hoàn thành công trình, đồng thời xác định cả nhu cầu về nhân tài, vật lực cần thiết cho thi công vào những thời gian nhất định

- Thời gian xây dựng mỗi loại công trình lấy dựa theo những số liệu tổng kết của nhà nước, hoặc đã được quy định cụ thể trong hợp đồng giao thầu; tiến độ thi công vạch ra là nhằm đảm bảo hoàn thành công trình trong thời gian đó với mức độ sử dụng vật liệu, máy móc nhân lực hợp lý.

- Để tiến độ được lập thoả mãn nhiệm vụ đề ra, người cán bộ kỹ thuật có thể tiến hành theo quy trình sau đây:

10.1.1.1 Phân tích công nghệ thi công

- Dựa trên thiết kế công nghệ, kiến trúc và kết cấu công trình để phân tích khả năng thi công công trình trên quan điểm chọn công nghệ thực hiện các quá trình xây lắp hợp lý và sự cần thiết máy móc và vật liệu phục vụ thi công.

- Phân tích công nghệ xây lắp để lập tiến độ thi công do cơ quan xây dựng công trình thực hiện có sự tham gia của các đơn vị dưới quyền.

10.1.1.2 Lập danh mục công việc xây lắp

- Dựa vào sự phân tích công nghệ xây dựng và những tính toán trong thiết kế sẽ đưa ra được một danh sách các công việc phải thực hiện. Tất cả các công việc này sẽ được trình bày trong tiến độ của công trình.

10.1.1.3 Xác định khối lượng công việc

- Từ bản danh mục công việc cần thiết ta tiến hành tính toán khối lượng công tác cho từng công việc một. Công việc này dựa vào bản vẽ thi công và thuyết minh của thiết kế. Khối lượng công việc được tính toán sao cho có thể dựa vào đó để xác định chính xác hao phí lao động cần thiết cho các công việc đã nêu ra trong bản danh mục.

10.1.1.4 Chọn biện pháp kỹ thuật thi công

- Trên cơ sở khối lượng công việc và điều kiện làm việc ta chọn biện pháp thi công. Trong biện pháp thi công ưu tiên sử dụng cơ giới sẽ rút ngắn thời gian thi công cũng tăng năng suất lao động và giảm giá thành. Chọn máy móc nên tuân theo nguyên tắc “cơ giới hoá đồng bộ”. Sử dụng biện pháp thi công thủ công trong trường hợp điều kiện thi công không cho phép cơ giới hoá, khối lượng quá nhỏ hay chi phí tốn kém nếu dùng cơ giới.

10.1.1.5 Chọn các thông số tiến độ(Nhân lực máy móc)

- Tiến độ phụ thuộc vào ba loại thông số cơ bản là công nghệ, không gian và thời gian. Thông số công nghệ là: số tổ đội (dây chuyền) làm việc độc lập, khối lượng công việc, thành phần tổ đội (biên chế), năng suất của tổ đội. Thông số không gian gồm vị trí làm việc, tuyến công tác và phân đoạn. Thông số thời gian gồm thời gian thi công công việc và thời gian đưa từng phần hay toàn bộ công trình vào hoạt động. Các thông số này liên quan với nhau theo quy luật chặt chẽ. Sự thay đổi mỗi thông số sẽ làm các thông số khác thay đổi theo và làm thay đổi tiến độ thi công.

10.1.1.6 Xác định thời gian thi công

- Thời gian thi công phụ thuộc vào khối lượng, tuyến công tác, mức độ sử dụng tài nguyên và thời hạn xây dựng công trình. Để đẩy nhanh tốc độ xây dựng, nâng cao hiệu quả cơ giới hoá phải chú trọng đến chế độ làm việc 2, 3 ca, những công việc chính được ưu tiên cơ giới hoá toàn bộ.

10.1.1.6 Lập tiến độ ban đầu

- Sau khi chọn giải pháp thi công và xác định các thông số tổ chức, ta tiến hành lập tiến độ ban đầu. Lập tiến độ bao gồm xác định phương pháp thể hiện tiến độ và thứ tự công nghệ hợp lý triển khai công việc.

10.1.1.7 Xác định chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật

- Tuỳ theo quy mô và yêu cầu của công trình mà đặt ra các chỉ tiêu về kinh tế kỹ thuật cần đạt được. Do việc đảm bảo đồng thời cả hai yêu tố trên là khó khăn nhưng việc lập tiến độ vẫn phải hướng tới mục tiêu đảm bảo thời gian thi công, chất lượng và giá thành công trình.

10.1.1.8 So sánh các chỉ tiêu của tiến độ vừa lập với chỉ tiêu đề ra

- Tính toán các chỉ tiêu của tiến độ ban đầu, so sánh chúng với hệ thống các chỉ tiêu đã đặt ra.

10.1.1.9 Tối ưu tiến độ theo các chỉ số ưu tiên

- Điều chỉnh tiến độ theo hướng tối ưu, thoả mãn các chỉ tiêu đã đặt ra và mang tính khả thi trong thi công thực tế.

10.1.1.10 Tiến độ chấp nhận và lập biểu đồ tài nguyên

- Kết thúc việc đánh giá và điều chỉnh tiến độ, ta có được 1 tiến độ thi công hoàn chỉnh và áp dụng nó để thi công công trình. Tài nguyên trong tiến độ có thể gồm nhiều loại: nhân lực, máy thi công, nguyên vật liệu chính... Tiến hành lập biểu đồ tài nguyên theo tiến độ đã đặt ra.

10.1.2 Triển khai các phần việc cụ thể trong lập tiến độ thi công công trình

10.1.2.1 Lập danh mục công việc :

- Tiến độ công trình được chia thành hai phần chính là tiến độ phần ngầm và tiến độ phần thân. Phần ngầm của công trình có khối lượng thi công tương đối lớn, phương pháp thi công ngầm đòi hỏi phải được tiến hành theo một trình tự thi công hợp lý của các công việc. Danh mục công việc chính trong phần thi công ngầm bao gồm:

- + Thi công cọc cho toàn công trình
- + Thi công bê tông đài, giằng móng .

- Danh mục công việc thi công phần thân tuân theo công nghệ thi công bê tông cốt thép toàn khối cho nhà cao tầng. Các công việc chính trong thi công phần thân của một tầng bao gồm:

- Gia công lắp dựng cốt thép cột, vách.
- Gia công lắp dựng ván khuôn cột, vách.
- Đổ bê tông cột, vách.
- Bảo dưỡng bê tông cột, vách.
- Tháo dỡ ván khuôn cột, vách.
- Gia công lắp dựng ván khuôn dầm, sàn, ván khuôn cầu thang.
- Đổ bê tông dầm, sàn, cầu thang.
- Bảo dưỡng bê tông dầm, sàn, cầu thang.
- Tháo dỡ ván khuôn dầm, sàn, cầu thang, xây tường

10.1.2.2 Xác định khối lượng công việc

- Trên cơ sở các công việc cụ thể đã lập trong bảng danh mục, ta tiến hành xác định khối lượng cho từng công việc đó. Khối lượng công việc được tính toán dựa trên các hồ sơ thiết kế kiến trúc, kết cấu đã có. Trong đồ án, khối lượng công việc được tính chính xác cho các phần việc liên quan đến nhiệm vụ thiết kế kết cấu và thi công. Một

số công việc khác do không có số liệu cụ thể và chính xác cho toàn công trình có thể lấy gần đúng.

- Khối lượng công tác đất: Đã được tính toán trong phần thuyết minh kỹ thuật thi công phần ngầm. Trên cơ sở các công việc cụ thể tiến hành tính toán chi tiết khối lượng cho các công việc đó. Kết quả chi tiết thể hiện trong bảng tính toán lập tiến độ.

- Khối lượng công tác bê tông, cốt thép, ván khuôn: Lập bảng tính toán chi tiết khối lượng cho các công việc đó trên cơ sở kích thước hình học đã có trong thiết kế kết cấu. Riêng công tác cốt thép, khối lượng được tính toán theo hàm lượng cốt thép giả thiết đã trình bày trong phần kỹ thuật thi công thân.

10.1.2.3 Lập bảng tính toán tiến độ

- Bảng tính toán tiến độ bao gồm danh sách các công việc cụ thể, khối lượng công việc, hao phí lao động cần thiết, thời gian thi công và nhân lực cần chi phí cho công việc đó. Trên cơ sở các khối lượng công việc đã xác định, hao phí lao động được tính toán theo “ Định mức dự toán xây dựng cơ bản “ ban hành theo quyết định 1776 năm 2007 của Bộ Xây Dựng. Thời gian thi công và nhân công cho từng công việc được chọn lựa trong mối quan hệ tỉ lệ nghịch với nhau, đảm bảo thời gian thi công hợp lý và nhân lực được điều hoà trên công trường.

10.1.2.4 Lập tiến độ ban đầu và điều chỉnh tiến độ

- Tiến độ ban đầu được lập trên cơ sở thứ tự thi công các công việc theo quy trình kỹ thuật thi công của từng hạng mục..

- Điều chỉnh tiến độ trên cơ sở các nguyên tắc đã nêu ở trên.

* Thể hiện tiến độ

- Có 3 cách thể hiện tiến độ là: Sơ đồ ngang, sơ đồ xiên và sơ đồ mạng. Sơ đồ ngang thường biểu diễn tiến độ công trình nhỏ và công nghệ đơn giản. Biểu đồ xiên chỉ thích hợp khi số lượng các công việc ít và tổ chức thi công theo dạng phân khu phân đoạn cụ thể. Sơ đồ mạng thể hiện tiến độ thi công những công trình lớn và phức tạp.

- Do việc lập tiến độ tổng thể cho công trình với phần ngầm thi công các công việc đa dạng, phần thân có danh mục công việc cố định nhưng khó phân chia cụ thể thành từng phân khu nhỏ, nên em chọn việc lập và thể hiện tiến độ theo sơ đồ ngang với sự trợ giúp của phần mềm Microsoft Project. Việc thể hiện tiến độ theo sơ đồ ngang cho ta cách nhìn nhận trực quan và đơn giản về thứ tự và thời gian thi công các công việc. Ngoài ra các mối quan hệ ràng buộc được thể hiện trên biểu đồ cũng giúp ta hình dung tốt về quy trình thi công cho từng hạng mục

- Biểu đồ tài nguyên: Tài nguyên thi công là nhân lực cần thiết để thi công các công việc được nhập trong quá trình lập tiến độ trong Project. Biểu đồ nhân lực cho tiến độ được máy tự tính theo dữ liệu về nhân công nhập cho từng công việc

10.1.3. Tính toán nhân lực phục vụ thi công.

Trong một công trình có nhiều bộ phận kết cấu mà mỗi bộ phận lại có thể có nhiều quá trình công tác tổ hợp nên (chẳng hạn một kết cấu bê tông cốt thép phải có các quá trình công tác như: đặt cốt thép, ghép ván khuôn, đúc bê tông, bảo dưỡng bê

tông, tháo dỡ cốp pha...). Do đó ta phải chia công trình thành những bộ phận kết cấu riêng biệt và phân tích kết cấu thành các quá trình công tác cần thiết để hoàn thành việc xây dựng các kết cấu đó và nhất là để có được đầy đủ các khối lượng cần thiết cho việc lập tiến độ.

Muốn tính khối lượng các quá trình công tác ta phải dựa vào các bản vẽ kết cấu chi tiết hoặc các bản vẽ thiết kế sơ bộ hoặc cũng có thể dựa vào các chỉ tiêu, định mức của nhà nước.

Có khối lượng công việc, tra định mức sử dụng nhân công hoặc máy móc, sẽ tính được số ngày công và số ca máy cần thiết, từ đó có thể biết được loại thợ và loại máy cần sử dụng.

Căn cứ vào bản vẽ kiến trúc và tra định mức dự toán xây dựng cơ bản tính được khối lượng công việc và số nhân công sử dụng trong công trình..

10.2. Thiết kế tổng mặt bằng

10.2.1 Đường trong công trường:

10.2.1.1 Sơ đồ vạch tuyến:

Để thuận tiện cho việc di chuyển của các loại xe trong công trường ta bố trí hệ thống giao thông đường 1 chiều xung quanh công trình.

10.2.1.2 Kích thước mặt đường:

Trong điều kiện bình thường, với đường 1 làn xe chạy thì các thông số của bề rộng đường lấy như sau:

- + Bề rộng đường: $b = 4,0$ (m)
- + Bề rộng lề đường: $c = 2.0,8 = 1,6$ (m)
- + Bề rộng nền đường: $B = b + c = 5,6$ (m)
- + Bán kính cong của đường ở chỗ góc lấy là $R = 6$ (m).
- + Độ dốc mặt đường: $i = 3\%$

10.2.1.3 Kết cấu đường:

- San đầm kỹ mặt đất, sau đó rải một lớp cát đen dày khoảng $15 \div 20$ (cm) đầm kỹ, xếp đá hộc dày khoảng $20 \div 30$ (cm), trên đá hộc rải đá 4×6 , lu đầm kỹ, biên rải đá mặt.

10.2.2 Xác định diện tích kho bãi chứa vật liệu:

Trong công trường có rất nhiều loại kho bãi khác nhau, chúng đóng một vai trò quan trọng trong việc đảm bảo dự trữ, cung cấp các loại vật tư đảm bảo cho việc thi công công trình đúng tiến độ.

Để xác định được lượng dự trữ hợp lý cho từng loại vật liệu, cần dựa vào các yếu tố sau đây:

- Lượng vật liệu sử dụng hàng ngày lớn nhất r_{\max} .
- Khoảng thời gian giữa những lần nhận vật liệu $t_1 = 0,5$ ngày
- Thời gian vận chuyển vật liệu từ nơi nhận đến công trường $t_2 = 1$ ngày.

- Thời gian thử nghiệm phân loại $t_3 = 0,5$ ngày
- Thời gian bốc dỡ và tiếp nhận vật liệu tại công trường $t_4 = 0,5$ ngày.
- Thời gian dự trữ đề phòng $t_5 = 2$ ngày.
- Số ngày dự trữ vật liệu là: $T_{dt} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5 = 4,5$ ngày

Khoảng thời gian dự trữ này nhằm đáp ứng được nhu cầu thi công liên tục, đồng thời dự trữ những lý do bất trắc có thể xảy ra trong quá trình thi công.

- Trên mặt bằng công trình cần tính diện tích kho ximăng, kho thép, cốppha, bãi chứa cát, gạch.

Diện tích kho bãi được tính theo công thức: $S = \alpha.F$

Trong đó :

S : Diện tích kho bãi kể cả đường đi lối lại.

F : Diện tích kho bãi chưa kể đường đi lối lại.

α : Hệ số sử dụng mặt bằng :

$\alpha = 1,5 - 1,7$ đối với các kho tổng hợp.

$\alpha = 1,4 - 1,6$ đối với các kho kín.

$\alpha = 1,1 - 1,2$ đối với các bãi lộ thiên chứa vật liệu thành đồng.

$$F = \frac{Q}{P}$$

Với Q : Lượng vật liệu hay cấu kiện chứa trong kho bãi; $Q = q.T$

q : Lượng vật liệu sử dụng trong một ngày.

T : Thời gian dự trữ vật liệu.

P : Lượng vật liệu cho phép chứa trong $1m^2$ diện tích có ích của kho bãi.

* Xác định lượng vật liệu sử dụng trong một ngày:

Do dùng bê tông thương phẩm nên lượng bê tông sản xuất tại công trường rất ít, chủ yếu dùng cho bê tông lót nên ta có thể bỏ qua.

Dự kiến khối lượng vật liệu lớn nhất khi đã có các công tác xây

Ta tính với tầng lớn nhất (như khi kiểm tra năng suất cần trực tháp) \Rightarrow Khối lượng vật liệu sử dụng trong 1 ngày là :

Loại công tác	Khối lượng	Đơn vị
Bê tông	38,12	m^3
Cốt thép	$18580/8=2322,5$	kg
Ván khuôn	$1415,07/14=101,08$	m^2
Xây	$145,9/7=20,84$	m^3

- Công tác xây tường:

Theo định mức xây tường vữa xi măng - cát vàng mác 50[#] ta có :

Gạch: 550 viên/1m³ tường

Vữa: 0,29 m³/1m³ tường

Thành phần vữa: Xi măng: 213,02 kG/1m³ vữa.

Cát vàng: 1,11 m³/1m³ vữa.

⇒ Số viên gạch: 550 × 20,84 = 11462 viên.

Khối lượng xi măng: 20,84 × 0,29 × 213,02 = 1287,4 kg .

Khối lượng cát: 20,84 × 0,29 × 1,11 = 6,71 m³

- Xác định diện tích kho bãi :

Dựa vào khối lượng vật liệu sử dụng trong ngày, dựa vào định mức về lượng vật liệu trên 1m² kho bãi và công thức trình bày ở trên ta tính toán diện tích kho bãi.

Bảng kết quả tính diện tích kho bãi

STT	Vật liệu	Đơn vị	q	Tg dự trữ (ngày)	Q=q.t	P (đvv/1m ²)	F=Q/P	α	S=α.F
1	Xi măng	T	1,287	4,5	5,8	1,3	4,5	1,5	6,75
2	Thép	T	2,32	4,5	10,44	3	3,48	1,5	5,22
3	Ván khuôn	m ²	101,08	4,5	454,86	45	10,11	1,5	15,17
4	Cát	m ³	6,71	4,5	30,2	1,8	16,78	1,2	20,14
5	Gạch xây	Viên	11462	4,5	51579	700	73,68	1,1	81,05

Vậy ta chọn diện tích kho bãi như sau :

- Kho xi măng 15 m².

- Riêng kho thép phải có chiều dài nhà từ 15m -20 m (do thép dài 11,7 m lên ta phải chọn kho có diện tích lớn) vậy chọn kho thép có diện tích 56 (m²), ngoài ra còn phải bố trí xương gia công thép.

- Kho ván khuôn 18 m².

- Bãi cát vàng 25 m².

- Bãi gạch xây 100m².

10.2.3 Tính toán dân số công trường:

- Số công nhân làm việc trực tiếp ở công trường (nhóm A):

Nhìn vào biểu đồ nhân lực ta thấy số lượng công nhân làm việc trên công trường lúc đông nhất là 162 người; tuy nhiên thực tế số nhân lực lớn này chỉ làm việc trong thời gian rất ngắn nên không thể dùng con số này để tính dân số của công trường. Theo tài liệu thiết kế tổng mặt bằng xây dựng của TS. Trịnh Quốc Thắng ta lấy số công nhân làm việc trực tiếp trên công trường theo cách tính trung bình: $A = N_{tb}$.

Trong đó: N_{tb} là quân số làm việc trực tiếp trung bình ở hiện trường.

$$N_{tb} = \frac{\sum N_i t_i}{\sum t_i} = \frac{\sum N_i t_i}{T_{xd}}$$

N_i : Số nhân công làm việc ở ngày thứ i.

T_{xd} : Tổng thời gian xây dựng công trình (458 ngày).

Dựa vào biểu đồ nhân lực ta xác định được: $N_{tb} = 48$ (Người).

- Số công nhân làm việc ở các xưởng sản xuất và phụ trợ (Nhóm B):

$$B = k\% \times A = 20\% \times 43 = 9 \text{ (người)}$$

- Số cán bộ kỹ thuật ở công trường (Nhóm C):

$$C = (4 \div 8)\% \times (A + B) = 8\% \times (43 + 9) = 4 \text{ (Người)}$$

- Số nhân viên hành chính (Nhóm D):

$$D = (5 \div 6)\% \times (A + B + C) = 5\% \times (43 + 9 + 4) = 3 \text{ (Người)}$$

- Số nhân viên phục vụ công cộng (căng tin, nhà ăn - Nhóm E):

$$E = (3 \div 5)\% \times (A + B + C + D) = 5\% \times (43 + 9 + 4 + 3) = 3 \text{ (Người)}$$

Tổng dân số trên công trường:

$$G = 1,06 \times (A + B + C + D + E) = 1,06 \times (43 + 9 + 4 + 3 + 3) = 66 \text{ (Người)}.$$

Trong đó lấy 2% : Nghỉ do ốm đau

4% : Nghỉ phép.

Giả thiết công nhân không mang theo gia đình vào sống ở công trường trong quá trình thi công, do đó có thể lấy tổng dân số công trường là $N = G = 66$ (Người).

10.2.4 Tính toán diện tích nhà tạm:

10.2.4.1 Nhà ở tập thể cho công nhân: Tiêu chuẩn $4m^2$ /Người

Do công trình thi công ngay trong thành phố nên phần lớn công nhân có thể tự lo chỗ ở, mặt khác để tiết kiệm chi phí xây dựng lán trại và điều kiện nên ta chỉ bố trí chỗ ở cho 25% số công nhân.

$$S_1 = 25\% \times 43 \times 4 = 43 \text{ m}^2.$$

10.2.4.2 Nhà làm việc của ban chỉ huy công trường: Tiêu chuẩn 4 m^2 /Người.

$$S_2 = 4 \times (C+D) = 4 \times (4 + 3) = 28 \text{ m}^2.$$

10.2.4.3 Nhà vệ sinh công trường: Tiêu chuẩn 25 Người / phòng 2,5m².

$$S_3 \geq \frac{66 \times 2.5}{25} = 7 \text{ m}^2$$

10.2.4.4 Nhà tắm công nhân: Tiêu chuẩn 25 Người / phòng 2,5m².

$$S_4 \geq \frac{66 \times 2.5}{25} = 7 \text{ m}^2$$

10.2.4.5 Phòng bảo vệ: 1 phòng bảo vệ chính tại cổng ra vào chính và 1 phòng bảo vệ phụ đặt tại cổng phụ. Diện tích mỗi phòng 9 m².

10.2.4.6 Trạm y tế: 12 m².

10.2.4.7 Nhà để xe cho cán bộ công nhân viên: 60 m².

10.2.4.8 Tính toán điện tạm thời cho công trình:

Thiết kế hệ thống cấp điện công trường là giải quyết mấy vấn đề sau:

- Tính công suất tiêu thụ của từng điểm tiêu thụ và của toàn bộ công trường .
- Chọn nguồn điện và bố trí mạng điện.
- Thiết kế mạng lưới điện cho công trường.

10.2.4.8.1 Tính toán công suất tiêu thụ điện trên công trường:

Tổng công suất điện cần thiết cho công trường tính theo công thức :

$$P_t = \alpha \left(\frac{K_1 \cdot \sum P_1}{\cos \varphi} + \frac{K_2 \cdot \sum P_2}{\cos \varphi} + K_3 \cdot \sum P_3 + K_4 \cdot \sum P_4 \right)$$

Trong đó: $\alpha = 1,1$ - Hệ số tổn thất điện toàn mạng .

$\cos \varphi = 0,65 - 0,75$ - Hệ số công suất.

K_1, K_2, K_3, K_4 - Hệ số nhu cầu sử dụng điện phụ thuộc vào số lượng các nhóm thiết bị.

+ Sản xuất và chạy máy: $K_1 = K_2 = 0,75$

+ Thắp sáng trong nhà: $K_3 = 0,8$

+ Thắp sáng ngoài nhà: $K_4 = 1$

- P_1 : Công suất danh hiệu của các máy tiêu thụ điện trực tiếp (máy hàn điện...)

+ Máy hàn: $P_1 = 20 \text{ kW}$

- P_2 : Công suất danh hiệu của các máy chạy động cơ điện :

+ Cần trục tháp: 36 kW (KB-504).

+ Máy vận thăng chở vật liệu TT-17: 3,8 kW

+ Máy vận thăng chở người TT-17: 3,8 kW

+ Máy trộn vữa SB-133: 4 kW

+ Máy đầm bê tông: 2 Đầm dùi U50: 1,4 kW

2 Đầm bàn U7: 0,7 kW

$$\Rightarrow P_2 = 36 + 3,8 + 3,8 + 4 + 2.1,4 + 2. 0,7 = 51,8 \text{ kW}$$

- P_3 , P_4 : Điện thấp sáng trong và ngoài nhà :

Lấy $P_3 = 15 \text{ kW}$; $P_4 = 6 \text{ kW}$

$$\Rightarrow P_t = 1,1 \left(\frac{0,75.51,8}{0,68} + \frac{0,75.20}{0,65} + 0,8.15 + 1.6 \right) = 103,2 \text{ kW}$$

Công suất phản kháng mà nguồn điện phải cung cấp :

$$Q_t = \frac{P_t}{\cos(\alpha_{tb})} = \frac{103,2}{0,67} = 154,02 \text{ kW}$$

$$\cos(\varphi_{tb}) = \frac{\sum P_i \cdot \cos\varphi_i}{\sum P_i} = \frac{51,8 \times 0,68 + 20 \times 0,65}{51,8 + 20} = 0,67$$

Công suất biểu kiến phải cung cấp cho công trường :

$$S_t = \sqrt{P_t^2 + Q_t^2} = \sqrt{103,2^2 + 154,02^2} = 185,38 \text{ kVA}$$

Lựa chọn máy biến áp: (60% ÷ 80%) $S_{\text{chọn}} > S_t = 185,38 \text{ kVA}$

\Rightarrow Chọn máy biến áp ba pha làm nguội bằng dầu do Nga sản xuất có công suất định mức là 250 kVA.

10.2.4.8.2 Thiết kế mạng lưới điện:

Chọn vị trí góc ít người qua lại trên công trường đặt trạm biến áp.

Mạng lưới điện sử dụng bằng dây cáp bọc, nằm phía ngoài đường giao thông xung quanh công trình. Điện sử dụng 3 pha, 3 dây. Tại các vị trí dây dẫn cắt đường giao thông bố trí dây dẫn trong ống nhựa chôn sâu 1m. Mạng điện động lực được thiết kế theo mạch hở để tiết kiệm dây dẫn. Từ trạm biến áp dùng dây cáp để phân phối điện tới các phụ tải động lực, cần trục tháp, máy trộn vữa... Mỗi phụ tải được cấp một bảng điện có cầu dao và role bảo vệ riêng. Mạng điện phục vụ sinh hoạt cho các nhà làm việc và chiếu sáng được thiết kế theo mạch vòng kín và dây điện là dây bọc căng trên các cột gỗ có sứ cách điện, chiều cao của dây 5m so với mặt đất. (Sơ đồ cụ thể trên bản vẽ tổng mặt bằng thi công).

+ Tính toán tiết diện dây dẫn :

- Đảm bảo độ sụt điện áp cho phép.
- Đảm bảo cường độ dòng điện.
- Đảm bảo độ bền của dây.

Chọn dây dẫn điện là loại dây đồng tiết diện 50 mm^2 , cường độ cho phép $[I] = 335 \text{ A}$.

Kiểm tra:

$$I = \frac{P}{\sqrt{3} \cdot U_d \cdot \cos\varphi} = \frac{115 \cdot 10^3}{1,73 \cdot 380 \cdot 0,75} = 233A < \boxed{\quad}$$

Vậy dây dẫn đủ khả năng chịu tải dòng điện .

10.2.4.9 Tính toán cung cấp nước tạm cho công trình.

* Một số nguyên tắc chung khi thiết kế hệ thống cấp nước:

- Cần xây dựng trước một phần hệ thống cấp nước cho công trình sau này, để sử dụng tạm cho công trường.

- Cần tuân thủ các qui trình, các tiêu chuẩn về thiết kế cấp nước cho công trường xây dựng.

- Chất lượng nước, lựa chọn nguồn nước, thiết kế mạng lưới cấp nước.

Các loại nước dùng trong công trình gồm có :

+ Nước dùng cho sản xuất: Q_1

+ Nước dùng cho sinh hoạt ở công trường: Q_2

+ Nước dùng cho sinh hoạt tại khu lán trại: Q_3

+ Nước dùng cho cứu hoả: Q_{ch}

10.2.4.9.1 Lưu lượng nước dùng cho sản xuất Q_1 :

a/ Lưu lượng nước tổng cộng dùng cho công trình :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$$

Trong đó :

* Q_1 : lưu lượng nước sản xuất : $Q_1 = \sum S_i \cdot A_i \cdot k_g / 3600 \cdot n$ (lít / s)

– S_i : khối lượng công việc ở các trạm sản xuất .

– A_i : định mức sử dụng nước tính theo đơn vị sử dụng nước .

– k_g : hệ số sử dụng nước không điều hòa . Lấy $k_g = 1,5$.

– n : số giờ sử dụng nước ngoài công trình, tính cho một ca làm việc, $n = 8h$.

Bảng tính toán lượng nước phục vụ cho sản xuất :

Dạng công tác	Khối lượng	Tiêu chuẩn dùng nước	$Q_{SX(i)}$ (lít / s)	Q_1 (lít / s)
Trộn vữa xây	8,91m ³	300 l/ m ³ vữa	0,278	
Trộn bê tông	23,69 m ³	300 l/ m ³ vữa	0,129	0,693
Bảo dưỡngBT	120,84 m ²	1,5 l/ m ² sàn	0,036	
Công tác khác			0,25	

* Q_2 : lưu lượng nước dùng cho sinh hoạt trên công trường :

$$Q_2 = k_g \cdot \frac{N \cdot B}{3600 \cdot n}$$

Trong đó : – N : số công nhân vào thời điểm cao nhất có mặt tại công trường .

Theo biểu đồ nhân lực: N= 130 người .

– B : lượng nước tiêu chuẩn dùng cho 1 công nhân ở công trường.

$$B = 15 \text{ (l / người .)}$$

– k_g : hệ số sử dụng nước không điều hòa . $k_g = 2,0$.

Vậy : $Q_2 = 130 \cdot 15 \cdot 2,0 / 3600 \cdot 8 = 0,11 \text{ (l/s)}$

* Q_3 : lưu lượng nước dùng cho sinh hoạt ở lán trại :

$$Q_3 = k_g \cdot k_{ng} \cdot \frac{N_c \cdot B}{3600 \cdot 24}$$

Trong đó : – N_c : số người nội trú tại công trường = 30% tổng dân số trên công trường

$$N_c = 30\% \cdot 66 = 20 \text{ (người).}$$

– B : lượng nước tiêu chuẩn dùng cho 1 người ở lán trại : B =25 (l / người) .

– k_g : hệ số sử dụng nước không điều hòa , $k_g = 1,5$.

– k_{ng} : hệ số xét đến sự không điều hòa người trong ngày. $k_{ng} = 1,5$.

Vậy : $Q_3 = \frac{20 \times 25 \times 1,5 \times 1,5}{3600 \times 24} = 0,013 \text{ l / s}$

Q_4 : lưu lượng nước dùng cho cứu hỏa : $Q_4 = 3 \text{ (l/s)}$.

–Như vậy : tổng lưu lượng nước :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 0,693 + 0,11 + 0,013 + 3 = 3,816 \text{ l/s.}$$

10.2.4.9.2 Thiết kế mạng lưới đường ống dẫn :

–Đường kính ống dẫn tính theo công thức :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times v \times 1000}} = \sqrt{\frac{4 \times 3,816}{3,14 \times 1,5 \times 1000}} = 56,93 \text{ (mm)}$$

Vậy chọn đường ống chính có đường kính D= 60 mm.

– Mạng lưới đường ống phụ : dùng loại ống có đường kính D = 30 mm.

– Nước lấy từ mạng lưới thành phố , đủ điều kiện cung cấp cho công trình .

10.2.5 Bố trí tổng mặt bằng xây dựng:

10.2.5.1 Nguyên tắc bố trí:

- Tổng chi phí là nhỏ nhất.

- Tổng mặt bằng phải đảm bảo các yêu cầu:
- + Đảm bảo an toàn lao động.
- + An toàn phòng chống cháy, nổ.
- + Điều kiện vệ sinh môi trường.
- Thuận lợi cho quá trình thi công.
- Tiết kiệm diện tích mặt bằng.

10.2.5.2 Bố trí TMBXD:

10.2.5.2.1 Đường xá công trình:

- Để đảm bảo an toàn và thuận tiện cho quá trình vận chuyển, vị trí đường tạm trong công trường không cản trở công việc thi công, đường tạm chạy bao quanh công trình, dẫn đến các kho bãi chứa vật liệu.

10.2.5.2.2 Mạng lưới cấp điện:

- Bố trí đường dây điện dọc theo các biên công trình, sau đó có đường dẫn đến các vị trí tiêu thụ điện. Như vậy sẽ tiết kiệm được chiều dài đường dây và cũng ít cắt các đường giao thông.

10.2.5.2.3 Mạng lưới cấp nước:

Dùng sơ đồ mạng nhánh cụt, có xây một số bể chứa tạm để phòng mất nước. Như vậy thì chiều dài đường ống ngắn nhất và lưu lượng nước chảy mạnh.

10.2.5.2.4 Bố trí kho, bãi:

- Kho bãi cần được bố trí gần đường tạm, cuối hướng gió, dễ quan sát và quản lý.

- Những cấu kiện công kênh (Ván khuôn, thép) không cần xây tường mà chỉ cần làm mái bao che.

- Những vật liệu như xi măng, chất phụ gia, sơn, vôi ... cần bố trí trong kho khô ráo.

- Bãi để vật liệu khác: gạch, cát, đá cần che, chặn để không bị dính tạp chất, không bị cuốn trôi khi trời mưa .

10.2.5.2.5 Bố trí nhà tạm:

- Nhà tạm bố trí đầu hướng gió, nhà làm việc bố trí gần công ra vào công trường để tiện giao dịch.

- Nhà bếp, vệ sinh: bố trí cuối hướng gió.

PHẦN II

KẾT CẤU



Nhiệm vụ :

1. Giải pháp kết cấu .
2. Tính toán khung trục 3.
3. Tính toán móng khung trục 3.
4. Tính toán móng sàn tầng điển hình.
5. Tính toán thang bộ tầng điển hình.

Bản vẽ kèm theo :

6. 1 Bản vẽ kết cấu khung .
7. 1 Bản vẽ kết cấu móng.
8. 1 Bản vẽ sàn tầng điển hình.
9. 1 Bản vẽ thang.

SINH VIÊN THỰC HIỆN : **NGUYỄN VĂN QUANG**
MÃ SỐ SINH VIÊN : **1351040073**
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : **TH.S TRẦN DŨNG**

Chương 2: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.1 Sơ bộ phương án kết cấu:

2.1.1 Phân tích các dạng kết cấu khung :

Đối với việc thiết kế công trình, việc lựa chọn giải pháp kết cấu đóng một vai trò rất quan trọng, bởi vì việc lựa chọn trong giai đoạn này sẽ quyết định trực tiếp đến giá thành cũng như chất lượng công trình. Có nhiều giải pháp kết cấu có thể đảm bảo khả năng làm việc của công trình do vậy để lựa chọn được một giải pháp kết cấu phù hợp cần phải dựa trên những điều kiện cụ thể của công trình.

Hệ kết cấu khung chịu lực: Là hệ kết cấu không gian gồm các khung ngang và khung dọc liên kết với nhau cùng chịu lực. Để tăng độ cứng cho công trình thì các nút khung là nút cứng. Ưu điểm là tạo được không gian rộng, dễ bố trí mặt bằng và thỏa mãn các yêu cầu chức năng. Nhược điểm là độ cứng ngang nhỏ, tỷ lệ thép trong các cấu kiện thường cao. Hệ kết cấu này phù hợp với những công trình chịu tải trọng ngang nhỏ.

Hệ kết cấu vách chịu lực: Đó là hệ kết cấu bao gồm các tấm phẳng thẳng đứng chịu lực. Hệ này chịu tải trọng đứng và ngang tốt áp dụng cho nhà cao tầng. Tuy nhiên hệ kết cấu này ngăn cản sự linh hoạt trong việc bố trí các phòng.

Hệ kết cấu hỗn hợp khung - vách - lõi chịu lực: Về bản chất là sự kết hợp của 2 hệ kết cấu đầu tiên. Vì vậy nó phát huy được ưu điểm của cả 2 giải pháp đồng thời khắc phục được nhược điểm của mỗi giải pháp trên. Thực tế giải pháp kết cấu này được sử dụng rộng rãi do những ưu điểm của nó. Tùy theo cách làm việc của khung mà khi thiết kế người ta chia ra làm 2 dạng sơ đồ tính: sơ đồ giằng và sơ đồ khung giằng. Sơ đồ giằng: Khi khung chỉ chịu tải trọng theo phương đứng ứng với diện chịu tải, còn tải ngang và một phần tải đứng còn lại do vách và lõi chịu. Trong sơ đồ này các nút khung được cấu tạo khớp, cột có độ cứng chống uốn nhỏ. Sơ đồ khung giằng: Khi khung cũng tham gia chịu tải trọng đứng và ngang cùng với lõi và vách. Với sơ đồ này các nút khung là nút cứng.

2.1.2 Phương án lựa chọn :

Kết cấu bê tông cốt thép là một trong những hệ kết cấu chịu lực được dùng nhiều nhất trên thế giới. Các nguyên tắc quan trọng trong thiết kế và cấu tạo kết cấu bê tông cốt thép liên khối cho nhà nhiều tầng có thể tóm tắt như sau:

- Kết cấu phải có độ dẻo và khả năng phân tán năng lượng lớn (Kèm theo việc giảm độ cứng ít nhất).
 - Dầm phải bị biến dạng dẻo trước cột.
 - Phá hoại uốn phải xảy ra trước phá hoại cắt.
 - Các nút phải khoẻ hơn các thanh (cột và dầm) qui tụ tại đó.
- Việc thiết kế công trình phải tuân theo những tiêu chuẩn sau:
- Vật liệu xây dựng cần có tỷ lệ giữa cường độ và trọng lượng càng lớn càng tốt .

- Tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể khắc phục được tính chịu lực thấp của vật liệu hoặc kết cấu .
- Tính thoái biến thấp nhất là khi chịu tải trọng lặp.
- Tính liên khối cao: Khi bị dao động không nên xảy ra hiện tượng tách rời các bộ phận công trình.
- Giá thành hợp lý: Thuận tiện cho khả năng thi công ...

Hình dạng mặt bằng nhà: Sơ đồ mặt bằng nhà phải đơn giản, gọn và độ cứng chống xoắn lớn: Không nên để mặt bằng trải dài; hình dạng phức tạp; tâm cứng không trùng với trọng tâm của nó và nằm ngoài đường tác dụng của hợp lực tải trọng ngang.

Hình dạng nhà theo chiều cao: Nhà phải đơn điệu và liên tục, tránh thay đổi một cách đột ngột hình dạng nhà theo chiều cao. Hình dạng phải cân đối: Tỷ số chiều cao trên bề rộng không quá lớn.

Độ cứng và cường độ: Theo phương đứng nên tránh sự thay đổi đột ngột của sự phân bố độ cứng và cường độ trên chiều cao nhà. Theo phương ngang tránh phá hoại do ứng suất tập trung tại nút.

Đối với việc thiết kế công trình, việc lựa chọn giải pháp kết cấu đóng một vai trò rất quan trọng, bởi vì việc lựa chọn trong giai đoạn này sẽ quyết định trực tiếp đến giá thành cũng như chất lượng công trình. Có nhiều giải pháp kết cấu có thể đảm bảo khả năng làm việc của công trình do vậy để lựa chọn được một giải pháp kết cấu phù hợp cần phải dựa trên những điều kiện cụ thể của công trình.

Phương án lựa chọn: Sự kết hợp của giải pháp kết cấu khung – vách - lõi cùng chịu lực tạo ra khả năng chịu tải cao hơn cho công trình. Với công trình nhà trường học thấp tầng.

Phương án khung BTCT chịu lực là hợp lý hơn cả.

Công trình có chiều dài lớn so với chiều rộng ($H > 2B$) thì ta nên chọn hệ khung phẳng để tính toán vì tính toán khung phẳng đơn giản hơn và tăng độ an toàn cho công trình...

*TÍNH KHUNG TRỤC 3

Khung là kết cấu hệ thanh, bao gồm các thanh ngang gọi là dầm, các thanh đứng gọi là cột, đôi khi có cả những thanh xiên. Các thanh được liên kết tại các nút khung.

Khung là loại kết cấu rất phổ biến, sử dụng làm kết cấu chịu lực chính trong hầu hết các công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp. Khung có thể thi công toàn khối hoặc lắp ghép. Kết cấu khung BTCT toàn khối được sử dụng rộng rãi nhờ những ưu điểm: Đa dạng, linh động về tạo dáng kiến trúc, độ cứng công trình lớn.

- Công trình: Nhà điều hành sản xuất giày da Hải Phòng; với kết cấu chịu lực chính là hệ khung bê tông cốt thép toàn khối.

- Căn cứ vào bước cột, nhịp của dầm khung ngang, ta nhận thấy phương chịu lực của nhà theo phương ngang là hợp lý và phương dọc nhà có số lượng cột nhiều hơn phương ngang nhà, như vậy sẽ ổn định theo phương ngang là phương nguy hiểm hơn để tính toán.

- Sơ đồ tính khung là khung phẳng theo phương ngang nhà, dựa vào bản vẽ thiết kế kiến trúc ta xác định được hình dáng của khung (nhịp, chiều cao tầng), kích thước tiết diện cột, đảm được tính toán chọn sơ bộ, liên kết giữa các cấu kiện là cứng tại nút, liên kết nóng với chân cột là liên kết ngàm.

-Dựa vào tải trọng tác dụng lên sàn (Tĩnh tải, hoạt tải) các cấu kiện và kích thước ô bản ta tiến hành tính toán nội lực, từ đó tính toán số lượng cốt thép cần thiết cho mỗi loại cấu kiện và bố trí cốt thép cho hợp lý đồng thời tính toán chất tải lên khung. Khung trục 2 là khung có 3 nhịp – 9 tầng. Sơ đồ khung bố trí qua trục A,B,C,D

$$\text{Nhịp BC} = 3,3\text{m} ; \text{nhịp AB=CD} = 6,6\text{m}$$

Tải trọng tác dụng lên khung bao gồm:

--Tĩnh tải.

--Hoạt tải sàn.

--Hoạt tải gió.

2.1.3 Kích thước sơ bộ của kết cấu và vật liệu :

2.1.3.1 Chọn loại vật liệu sử dụng :

- Bê tông cấp độ bền B25 có: $R_b = 14,5 \text{ MPa} = 145 \text{ KG/cm}^2$;

$$R_{bt} = 1.15 \text{ MPa} = 11.5 \text{ KG/cm}^2.$$

- Thép có $\Phi < 10$ dùng thép AI có $R_s = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$

$$R_{sw} = 175 \text{ MPa} = 1750 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{scw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$$

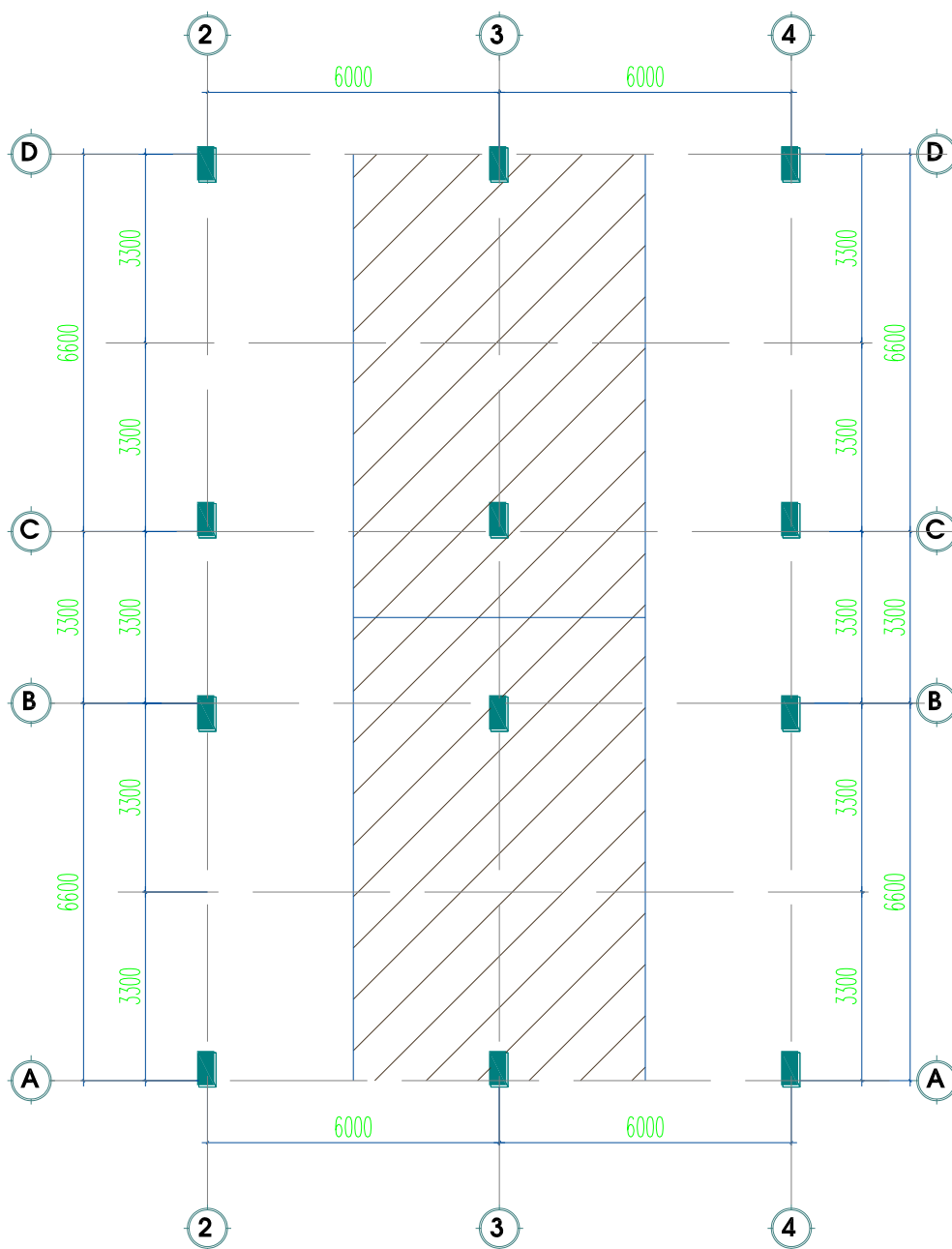
- Thép có $\Phi \geq 10$ dùng thép AII có $R_s = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$

$$R_{sw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{sc} = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$$

2.1.3.2 Kích thước sơ bộ cột :

Sơ đồ truyền tải vào cột:



Xét tỉ số chiều dài theo hai phương của công trình:

$$\frac{L}{B} = \frac{6.6}{6} = 1.1 < 2$$

⇒ Kết cấu của nhà làm việc theo phương ngang là chủ yếu. Do đó lựa chọn cột có tiết diện chữ nhật.

Việc tính toán lựa chọn được tiến hành theo công thức:

$$A_{\text{cột}} = \frac{N}{R_n} \cdot k$$

Trong đó:

$$N = F.q.n$$

- N : tải trọng tác dụng lên đầu cột.

- F : diện tích chịu tải của cột, diện tích này gồm hai loại là trên đầu cột biên và trên đầu cột giữa.

- q : tải trọng phân bố đều trên sàn được lấy theo kinh nghiệm ($q = 1200\text{kg/m}^2$).

- n : số tầng nhà trong phạm vi mà dồn tải trọng về cột.

- $A_{\text{cột}}$: diện tích yêu cầu của tiết diện cột.

- R_b : cường độ chịu nén của bê tông cột. Bê tông B25 có $R_b = 14,5\text{MPa} = 145\text{kG/cm}^2 = 1150\text{ t/m}^2$

K = (1,2-1,5) hệ số kể đến sự ảnh hưởng của mô men

- Chọn sơ bộ kích thước cột cho cột trục A , B ,C,D :

- Cột trục A = D

$$A_{\text{cột A}} = \frac{F.q.n}{R_b} = \frac{(3,3 \times 6) \times 9 \times 1,2}{1450} \times 1,2 = 0,147(\text{m}^2)$$

$$N = 3,3.6.9.1,2 = 182 (T)$$

Chọn tiết diện cột: 0,5x0,3(m) có $A = 0,15\text{m}^2$ cho tầng trệt đến tầng 3

Chọn tiết diện cột: 0,4x0,3(m) có $A = 0,12\text{m}^2$ cho tầng 4 đến tầng 8

- Cột trục B = C

$$A_{\text{cột B}} = \frac{F.q.n}{R_b} = \frac{(3,3+1,5) \times 6 \times 9 \times 1,2}{1450} \times 1,2 = 0,20(\text{m}^2)$$

$$N = (3,3+1,5).6.9.1,2 = 264,4 (T)$$

Chọn tiết diện cột: 0,7x0,3(m) có $A = 0,21\text{ m}^2$ cho tầng trệt đến tầng 3

Chọn tiết diện cột: 0,6x0,3(m) có $A = 0,18\text{ m}^2$ cho tầng 4 đến tầng 8

2.1.3.3 Chọn tiết diện dầm khung :

Tiết diện dầm khung phụ thuộc chủ yếu vào nhịp, độ lớn của tải trọng đứng, tải trọng ngang, số lượng nhịp và chiều cao tầng, chiều cao nhà. Chọn kích thước dầm khung theo công thức kinh nghiệm:

2.1.3.3.1- Tiết diện dầm ngang trong phòng: (Dầm chính)

Nhịp dầm $L_1 = 660\text{ cm}$;

$$\Rightarrow h_{\text{dc}} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) \times L_1 = 66\text{cm} \div 55\text{cm}$$

\Rightarrow Chọn chiều cao dầm chính $h_{\text{dc}} = 60\text{cm}$

Chiều rộng dầm chính:

$$b_{dc} = (0,25 \div 0,5)h_{dc} = (0,25 \div 0,5) * 60 = 16,25 \text{ cm} \div 30,0 \text{ cm}$$

=> Chọn bề rộng dầm chính $b_{dc} = 30 \text{ cm}$.

Vậy với dầm chính trong phòng chọn: $h_{dc} = 60 \text{ cm}$.

$$b_{dc} = 30 \text{ cm}.$$

Nhịp dầm $L_2 = 330 \text{ cm}$;

$$\Rightarrow h_{dc} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right) \times L_2 = 27,5 \text{ cm} \div 33 \text{ cm}$$

=> Chọn chiều cao dầm chính $h_{dc} = 30 \text{ cm}$

Chiều rộng dầm chính:

$$b_{dc} = (0,25 \div 0,5)h_{dc} = (0,25 \div 0,5) * 30 = 7,5 \text{ cm} \div 15 \text{ cm}$$

=> Chọn bề rộng dầm chính $b_{dc} = 30 \text{ cm}$.

Vậy với dầm chính hành lang: $h_{dc} = 40 \text{ cm}$.

$$b_{dc} = 30 \text{ cm}$$

2.1.3.3.2- Tiết diện dầm dọc trong phòng (dầm phụ):

Nhịp dầm $L_2 = 6 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_{dp} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{16}\right) \times L_2 = 37,5 \text{ cm} \div 50 \text{ cm}$$

=> Chọn $h_{dp} = 40 \text{ cm}$; Chọn chiều rộng dầm : $b_{dp} = 22 \text{ cm}$

Vậy chọn chung cho dầm phụ trong phòng : $h_{dp} = 40 \text{ cm}$.

$$b_{dc} = 22 \text{ cm}.$$

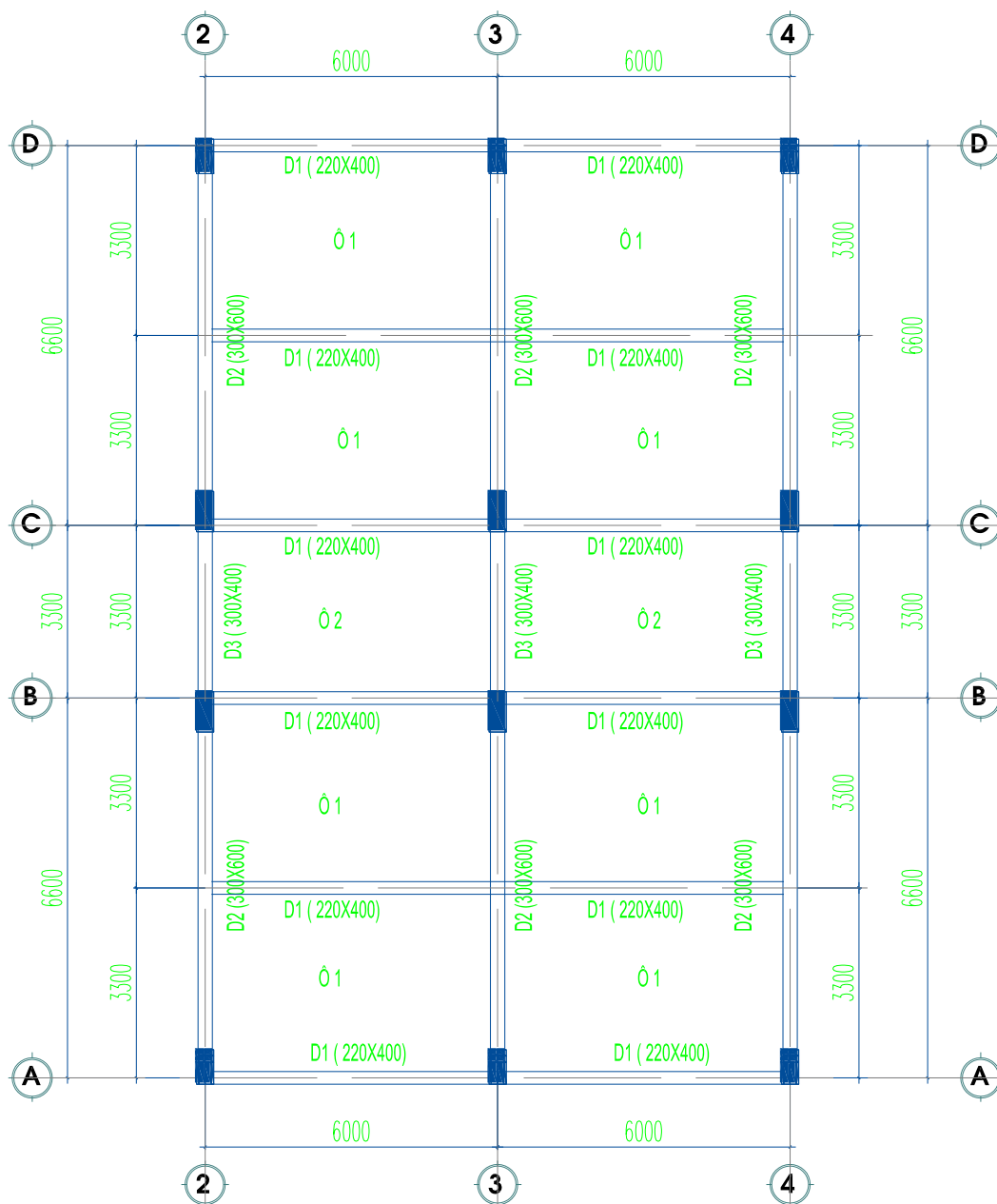
2.1.3.4 Kết cấu sàn :

Kích thước sàn trong phòng là $6,6 \times 6 \text{ m}$; Sàn hành lang là $3,3 \times 6 \text{ m}$, chọn giải pháp sàn bê tông toàn khối kết hợp với các hệ dầm chính và dầm phụ đảm bảo về mặt kiến trúc chịu lực và kinh tế.

Chọn kích thước chiều dày sàn trong phòng:

Chiều dày sàn phải thoả mãn điều kiện về độ bền, độ cứng và kinh tế.

Mặt bằng khung K2:



- Với kích thước $l_2 = 6\text{m}$; $l_1 = 3,3\text{m}$.

Xét tỷ số $l_2 / l_1 = 6/3,3 = 1.81 < 2 \Rightarrow$ Sàn là dạng bản kê 4 cạnh

Chọn chiều dày sàn theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \times l_1$$

Với D - Hệ số phụ thuộc tải trọng tác dụng lên bản, $D = 0,8 \div 1,4$

m - Hệ số phụ thuộc liên kết của bản. Với bản kê 4 cạnh $m = 35 \div 45$

l_1 - Nhịp bản $l_1 = 3,3\text{m}$

$$h_b = \frac{1,1}{42} \times 330 = 8.64 \text{ (cm)}$$

Vậy ta chọn chiều dày bản sàn cho các ô bản trong phòng và hành lang toàn công trình là : $h_s = 10 \text{ (cm)}$

2.2 Tính toán tải trọng:

2.2.1 Tính tải sàn.

Bảng 2.1 : Ô sàn 1

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Gạch lát sàn ceramic	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				351		402.3

Bảng 2.2 : Ô sàn 2

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Gạch lát sàn ceramic	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				351		402.3

Bảng 2.3 : Ô sàn sê nô

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Lớp vữa láng mặt, B5	0.01	1800	18	1.1	19.8
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.02	1800	36	1.3	46.8
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tính tải				331		376.7

Bảng 2.4 : Ô sàn phòng vệ sinh

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
1	Gạch lát sàn ceramic	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Hệ thống ống và cát đen	0.19	1800	342	1.1	376.2
4	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
5	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tính tải				693		778.5

Bảng 2.5 : Ô sàn mái

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Gạch lá nem	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	BT xi ,B3.5	0.04	2500	100	1.1	110
4	BT chống thấm, B15	0.05	2500	125	1.1	137.5
5	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
6	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tính tải				540		603

Bảng 2.6: Ô sàn sảnh mái

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Gạch lá nem	0.01	2000	20	1.1	22
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.03	1800	54	1.3	70.2
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
5	Hệ thống trần thạch cao			40	1.3	52
Tổng tính tải				391		454.3

Bảng 2.7: Bản thang

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Đá granit	0.02	2000	40	1.1	44
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	Bậc xây gạch	0.15	1800	270	1.1	297
4	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
5	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				605		674.5

2.2.2 Tải trọng tường xây

Tường bao chu vi nhà, tường ngăn trong các phòng học, tường nhà vệ sinh dày 220 mm được xây bằng gạch có $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$.

Chiều cao tường được xác định: $h_t = H - h_d$

Trong đó:

- + h_t : chiều cao tường .
- + H: chiều cao tầng nhà.
- + h_d : chiều cao dầm trên tường tương ứng.

Ngoài ra khi tính trọng lượng tường, ta cộng thêm hai lớp vữa trát dày 2cm/lớp. Một cách gần đúng, trọng lượng tường được nhân với hệ số 0,8 kể đến việc giảm tải trọng tường do bố trí cửa sổ kính.

Bảng 2.8: Tường xây tầng trệt (tường xây gạch đặc ,dày 220,cao 2,4m)

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 2.4m			2.4	1123.2		1270.08
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	898.56		1016.06

Bảng 2.9: Tường xây tầng 1
Tường xây gạch đặc ,dày 220 ,cao 3,9 m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.9m			3.9	1825.2		2063.88
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1460.16		1651.10

Tường xây gạch đặc dày 110, cao 3.9m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.11	1800	198	1.1	217.8
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				270		311.4
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.9m			3.9	1053		1214.46
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	842.4		971.568

Tường xây gạch đặc dày 220, cao 4,1m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 4.1m			4.1	1918.8		2169.72
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1535.04		1735.78

Bảng 2.10: Tường xây tầng 2 đến tầng 8

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.0m			3	1404		1587.6
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1123.2		1270.08

Tường xây gạch đặc dày 110, cao 3,0m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT Tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.11	1800	198	1.1	217.8
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				270		311.4
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.0m			3	810		934.2
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	648		747.36

Tường xây gạch đặc dày 220, cao 3,2m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.2m			3.2	1497.6		1693.44
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1198.08		1354.75

Bảng 2.11: Tường xây tầng mái
Tường tum mái dày 220, cao 1,4m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 1.4m			1.4	655.2		740.88
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	524.16		592.704

Tường tum mái dày 220, cao 1,6m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 1.6m			1.6	748.8		846.72
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	599.04		677.376

Tường tum mái dày 220, cao 3,0m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.0m			3	1404		1587.6
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1123.2		1270.08

Tường tum mái dày 220, cao 3,2m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.22	1800	396	1.1	435.6
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				468		529.2
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 3.2m			3.2	1497.6		1693.44
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	1198.08		1354.752

Tường sê nô dày 110 , cao 1.1m

STT	Các lớp tường	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.04	1800	72	1.3	93.6
2	Gạch xây	0.11	1800	198	1.1	217.8
Tổng tải tường phân bố trên 1m dài				270		311.4
Tổng tải tường phân bố trên chiều cao 1.1m			1.1	297		342.54
Tải trọng tường có cửa (tính đến hệ số 0.8)			0.8	237.6		274.032

Giăng tường sê nô dày 100mm

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
1	2 lớp trát	0.03	1800	54	1.3	70.2
2	Giăng BTCT	0.1	2500	250	1.1	275
Tổng				304		345.2

2.2.3 Hoạt tải sàn

Dựa vào công năng sử dụng của các phòng và của công trình trong mặt bằng kiến trúc và theo TCXD 2737-95 về tiêu chuẩn tải trọng và tác động ta có số liệu hoạt tải như sau:

STT	Các phòng chức năng	TT tiêu chuẩn KG/m ²	Phần tải dài hạn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Phòng làm việc	200	100	1.2	240
2	Phòng vệ sinh	200	70	1.2	240
3	Sảnh, hành lang, cầu thang	300	100	1.2	360
4	Gra để xe	500	180	1.2	600
5	Mái bằng có sử dụng	150	50	1.3	195
6	Phòng giải lao (tiền phòng)	300	100	1.2	360
7	Mái bê tông không có người sử dụng	75		1.3	97.5
8	Bản thang , bản chiếu nghỉ	300	100	1.2	360

2.2.4 Tải trọng tác dụng vào khung trục 3

2.2.4.1 - Tính tải tác dụng vào khung:

Tính tải phân bố tác dụng lên khung

Gồm 3 phần: + Tính tải từ bản sàn truyền vào.

+ Trọng lượng bản thân dầm khung.

+ Tải trọng của tường ngăn.

- Để đơn giản ta quy đổi tải phân bố hình thang và hình tam giác vào dầm khung về dạng phân bố đều theo công thức

+ Tải dạng tam giác có lực phân bố lớn nhất tại giữa nhịp, tải phân bố đều tương

$$\text{đương là : } q^{td} = \frac{5}{8} \times \frac{L_1 \times q''}{2}$$

2.2.4.1.1. Tải trọng tính truyền từ bản sàn lên dầm khung:

Sàn hành lang 3,3 x 6 m và sàn trong phòng 3,3 x 6 m, nên xác định tải trọng đứng từ gần sàn truyền lên dầm khung gần đúng theo nguyên tắc phân tải “đường phân giác”. Khi đó tải truyền lên phương cạnh ngắn có dạng tam giác, phương cạnh dài có dạng hình thang.

2.2.4.1.2 Trọng lượng bản thân dầm khung

Tính trực tiếp dựa vào tiết diện dầm và trọng lượng riêng BTCT : $g = \delta \cdot b \cdot h \cdot n$

với $n = 1,1$; $\delta = 2500 \text{ kg/m}^3$; b, h - kích thước tiết diện dầm

2.2.4.1.3 Tải trọng tường ngăn

Coi tải trọng tường truyền hết lên dầm dưới dạng phân bố đều trị số tải phân bố đều tính theo công thức.

$$g = g_t \cdot h_t \cdot k_c$$

g_t - tải trọng trên 1 m^2 tường đã tính trong phần tính tải đơn vị

h_t - chiều cao tường, tính bằng m

k_c - hệ số giảm tải trọng do lỗ cửa, lấy $k_c = 0,8$

2.2.4.1.4 Tải trọng tập trung

Tải trọng tập trung lên khung ngang thông qua hệ thống dầm dọc và dầm phụ, bao gồm các loại tác dụng sau.

* Trọng lượng bản thân dầm dọc (hoặc dầm phụ):

$$G_1 = g_d \cdot l$$

* Trọng lượng tường xây trên dầm:

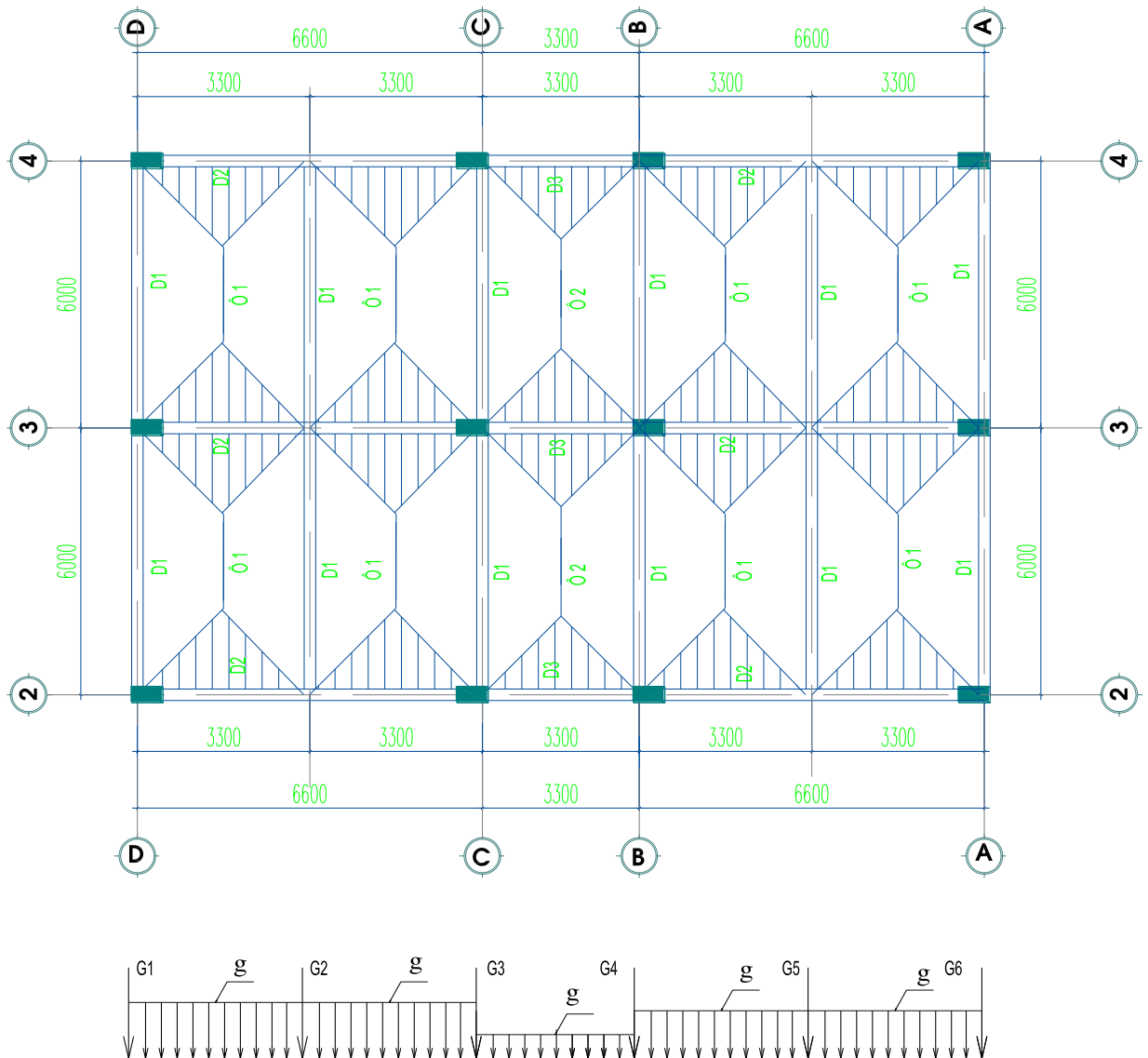
$$G_2 = g_t \cdot H_t \cdot k_c \cdot l$$

* Trọng lượng bản thân cột:

$$G_3 = g_c \cdot H_c$$

* Tải tập trung do sàn truyền vào:

$$G_4 = \frac{(g_{st1} \cdot S_{st1} + g_{st2} \cdot S_{st2} + g_{sp1} \cdot S_{sp1} + g_{sp2} \cdot S_{sp2})}{2}$$



Sơ đồ truyền tải lên khung trục 3

Bảng tính tĩnh tải phân bố tác dụng lên khung tầng 1

Dầm	Loại tải trọng và cách tính	Giá trị
g_{CD}	Do tĩnh tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*402.3*2*(3.3-0.22)/2$	774.42
	Do tải trọng tường ngăn cao 3,9m + 2 lớp trát :	
	2063.88	2063.88
Tổng	đơn vị (kG/m)	2838,3
g_{AB}	Do tĩnh tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*402.3*(3.3-0.22)/2$	774,42
	Do tải trọng tường ngăn cao 3,9m + 2 lớp trát :	
	2063.88	2063.88
Tổng	đơn vị (kG/m)	2838,3
g_{BC}	Do tĩnh tải sàn văn phòng làm việc Ô 2 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*402.3*(3.3-0.22)/2$	774.42
Tổng	đơn vị (kG/m)	774,42

Tĩnh tải tập trung tầng 1

Điểm	Loại tải trọng và cách tính (KG)	Giá trị
G1	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 4.1m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	9893.88
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		15520,7
G2	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G3	Do tải trọng dầm dọc D1 :	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1161.6
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.9m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	8331.696
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247,39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	5154.6
Tổng		17988.1
G4	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4

	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.9m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	8331.696
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		18205.9
G5	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G6	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 4.1m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1735.77*(6-0.3)/2$	9893.88
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		15520,1

Bảng tính tải phân bố tác dụng lên tầng 2 đến tầng 7 khung trục 2

Dầm	Loại tải trọng và cách tính	Giá trị
g ^{CD}	Do tính tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác tác	
	qui về hcn . Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$2*5/8*402.3*(3.3-0.22)/2$	774.42

	Do tải trọng tường ngăn cao 3,0m + 2 lớp trát :	
	1587.6	1587.6
Tổng		2362
g_{AB}	Do tính tải sàn văn phòng làm việc Ô 1 có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*402.3*(3.3-0.22)/2$	774,42
	Do tải trọng tường ngăn cao 3,0m + 2 lớp trát :	
	1587,6	1587,6
Tổng	đơn vị (kG/m)	2362.02
g_{BC}	Do tính tải sàn văn phòng làm việc Ô 2 có dạng tam giác tác	
	qui về hcn . Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*402.3*(3.0-0.22)/2$	698,99
Tổng	đơn vị (kG/m)	698,99

Tính tải tập trung tầng 2 đến tầng 7

Điểm	Loại tải trọng và cách tính (KG)	Giá trị
G1	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3,2 m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		13348,9
G2	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G3	Do tải trọng dầm dọc D1 :	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(5.1-0.3)/2$	1161.6
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.2m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		17378,5
G4	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	

	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.2m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
	Do tải trọng sàn Ô 2 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		17596,3
G5	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*2*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	8494.62
Tổng		9874
G6	Do tải trọng dầm dọc D1 (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng tường tác dụng cao 3.2m. (kể đến hệ số 0.8):	
	$2*1354.752*(6-0.3)/2$	7722.08
	Do tải trọng sàn Ô 1 dạng hình thang	
	$0.824*402.3*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	4247.39
Tổng		13348.8

Tính tải tác dụng lên tầng mái (tầng 8)

Bảng tính tải phân bố lên tầng mái

Dầm	Loại tải trọng và cách tính	Giá trị
$g_{AB}=g_{CD}$	Do tính tải sàn mái có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*603*(3.3-0.22)/2$	1160,77

Tổng (làm tròn) : Đơn vị (kG/m)		1160,77
g_{BC}	Do tính tải sàn mái có dạng tam giác	
	. Có giá trị lớn nhất ở giữa dầm là :	
	$5/8*2*603*(3.0-0.22)/2$	1047,5
Tổng (làm tròn) : Đơn vị (kG/m)		1047,5

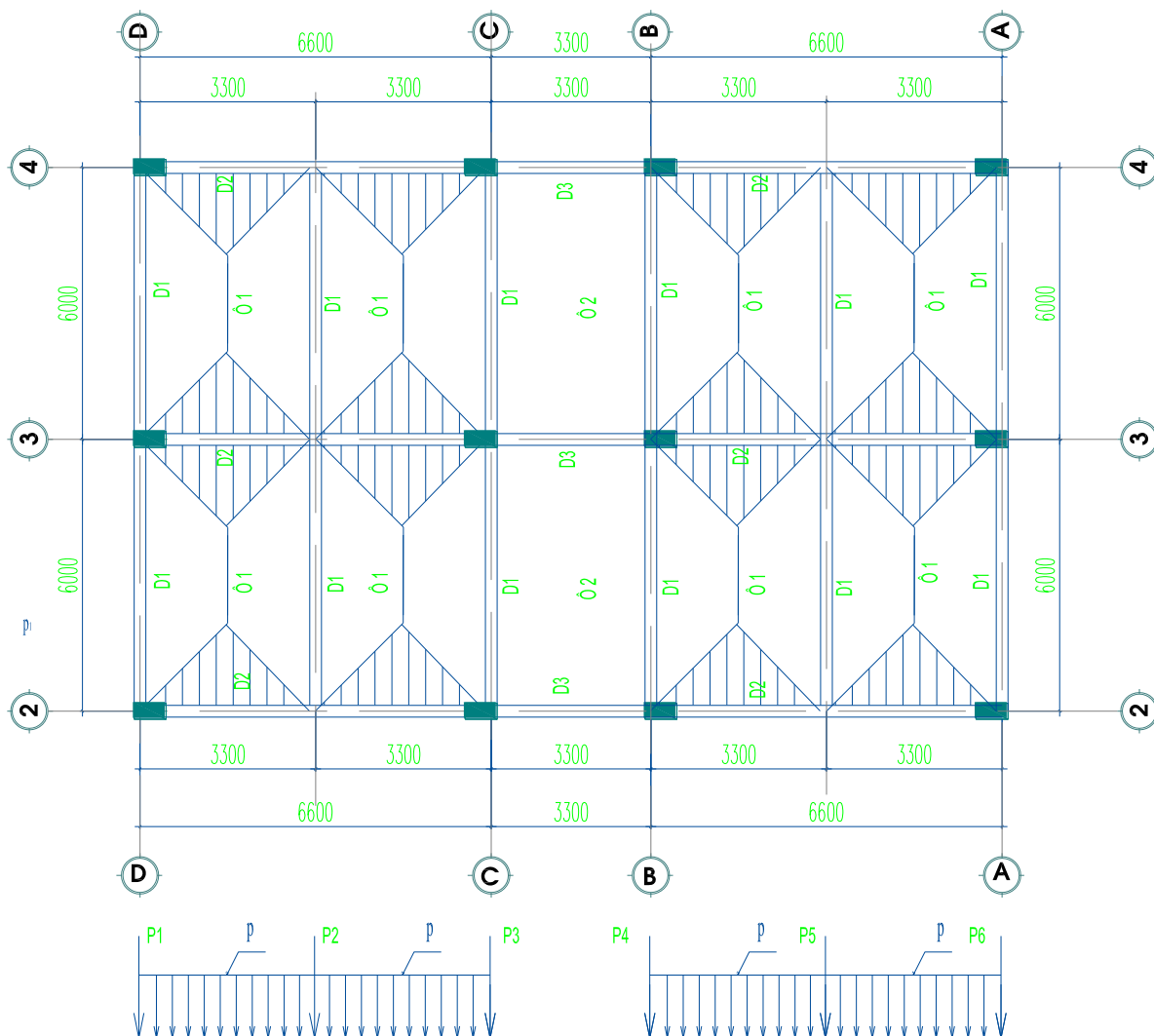
Tính tải trọng tập trung lên tầng mái

Điểm	Loại tải trọng và cách tính	Giá trị
G1=G6	Do dầm dọc D1 (400x220)	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn mái dạng hình thang	
	$0.824*603*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	6590.39
	Do tải trọng sàn sê nô hình chữ nhật	
	$353.3*6*(0.56-0.11)$	953.91
	Do tải trọng tương sê nô cao 1.1m truyền vào	
	$(342.54+345.2)*6$	4126.44
Tổng	đơn vị : KG	13050,1
G2=G5	Do tải trọng dầm dọc D1 : (220x400):	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn mái dạng hình thang	
	$0.824*2*603*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	13180.57
Tổng		14560
G3=G4	Do tải trọng dầm dọc D1 :	
	$2*2500*1.1*0.22*0.4*(6-0.3)/2$	1379.4
	Do tải trọng sàn mái dạng hình thang	
	$0.824*2*603*(2.62+5.7)*(3.3-0.22)/2$	13180.57

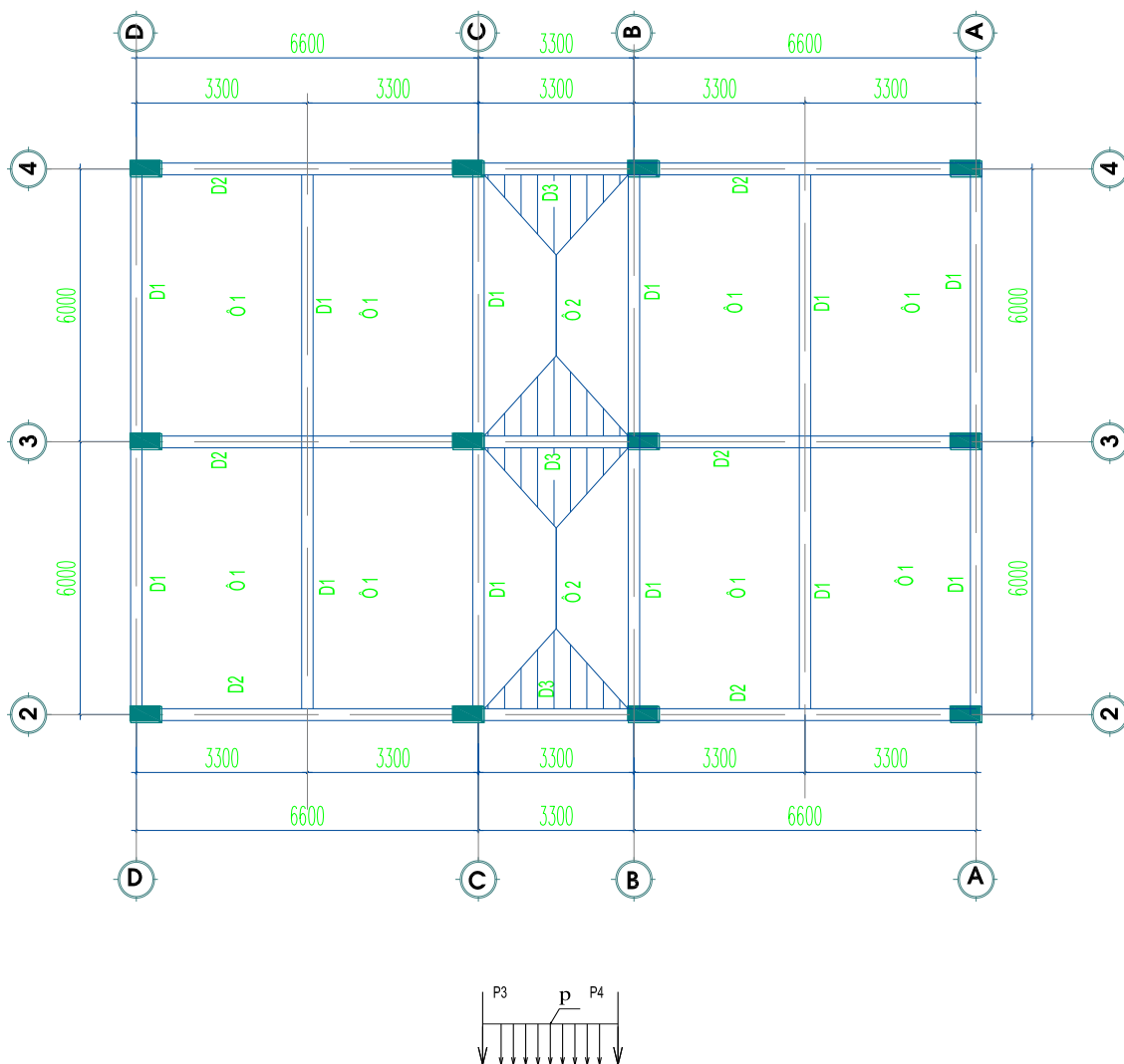
Tổng	14560
------	-------

2.2.4.2 – Hoạt tải tác dụng vào khung trục 3

Sơ đồ truyền hoạt tải 1 lên khung trục 3



Sơ đồ truyền hoạt tải 1 lên khung trục 3



Sơ đồ truyền hoạt tải 2 lên khung trục 3

Bảng tính hoạt tải phân bố sàn tầng 1 đến tầng 7

Dầm	Cách tính	Giá trị
$p_{AB}=p_{CD}$	Do hoạt tải Ô 1 truyền vào $240*(3.3-0.22)*5/8$	462
Tổng	đơn vị : (KG/m)	462
p_{BC}	Do hoạt tải Ô 2 truyền vào $360*(3-0.22)*5/8$	625.5
Tổng	đơn vị : (KG/m)	625.5

Bảng tính hoạt tải tác dụng tập trung lên tầng 1 đến tầng 7

Điểm	Cách tính	Giá trị
$P1=P6$	Hoạt tải Ô 1 hình thang qui về hình chn $240*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	1475.55
$P2=P5$	Hoạt tải sàn Ô 1 hình thang qui về hình chữ nhật $2*240*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	3471.87
$P3=P4$	Hoạt tải do Ô sàn 2 dạng hình thang qui về hình chữ nhật $360*0.853*5.7*(3.0-0.22)/2$	2432.99

Bảng tính hoạt tải mái phân bố lên mái

Dầm	Cách tính	Giá trị
$p_{AB}=p_{CD}$	Do hoạt tải mái Ô 1 mái bằng BTCT	

	không có người sử dụng dạng tam giác qui về hình chữ nhật $97.5*(3.3-0.22)*5/8$	187.6875
Tổng	đơn vị : KG/m	187.6875
p_{BC}	Do hoạt tải mái Ô 2 mái bằng BTCT không có người sử dụng dạng tam giác qui về hình chữ nhật $97.5*(3.3-0.22)*5/8$	187.6875
Tổng	đơn vị : KG/m	187.6875

Bảng tính hoạt tải tập trung lên tầng mái

Điểm	Cách tính	Giá trị
P1=P6	Do hoạt tải mái Ô 1 dạng hình thang qui về hình chữ nhật $97.5*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	705.23
P2=P5	Do hoạt tải mái Ô 2 dạng hình thang qui về hình chữ nhật $2*97.5*0.824*5.7*(3.3-0.22)/2$	1410.44
P3=P4	Do hoạt tải mái Ô2 BTCT không người sử dụng dạng hình thang qui về hình chữ nhật $97.5*0.853*5.7*(3.0-0.22)/2$	1054.29

2.2.5.4. Tải trọng gió tác dụng lên công trình:

Tải trọng gió được tính theo TCVN 2737 - 1995.

+ Căn cứ vào mục đích sử dụng và chiều cao của công trình là 32,7m (tính từ mặt đất tự nhiên) nên chỉ xét đến thành phần tĩnh của tải trọng gió mà không xét đến tác dụng động của tải trọng gió.

+ Thành phần tĩnh của gió phân bố ở độ cao H:

$$W = n \cdot W_o \cdot k \cdot c \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Trong đó: - Hệ số độ tin cậy: $n = 1,2$

- Công trình được xây dựng tại Hải Phòng thuộc vùng áp lực gió II-A, tra bảng :
ta có giá trị áp lực gió: $W_o = 155 \text{ kG/m}$.

-c: hệ số khí động đối với mặt đón gió và hút gió: $C_d = 0,8$; $C_h = -0,6$.

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

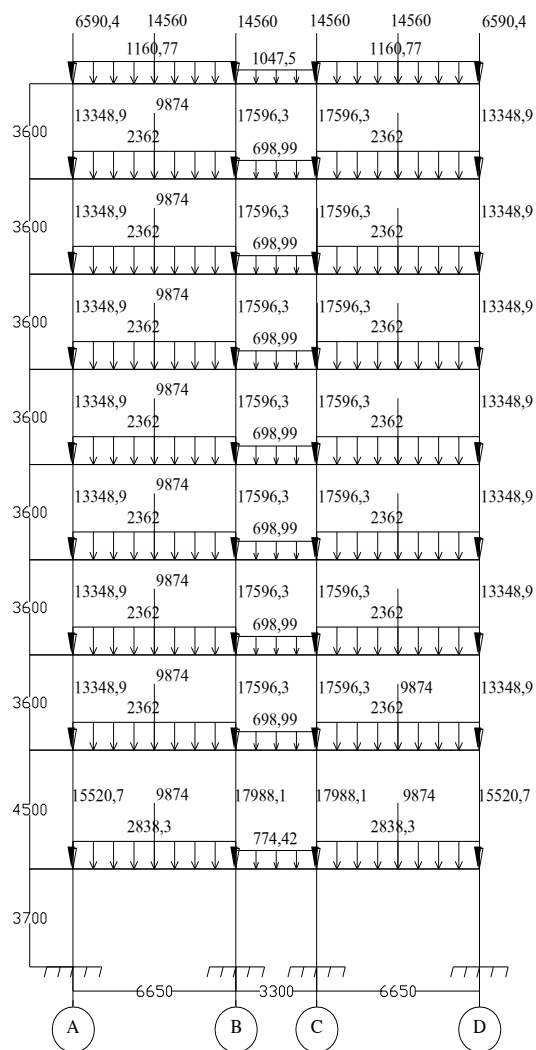
+ Vậy tải trọng gió tính toán phân bố ở độ cao z là :

$$\Rightarrow \text{Phía đón gió : } W_d = 1,2 \cdot 155 \cdot k \cdot 0,8 = 148,8 \cdot k$$

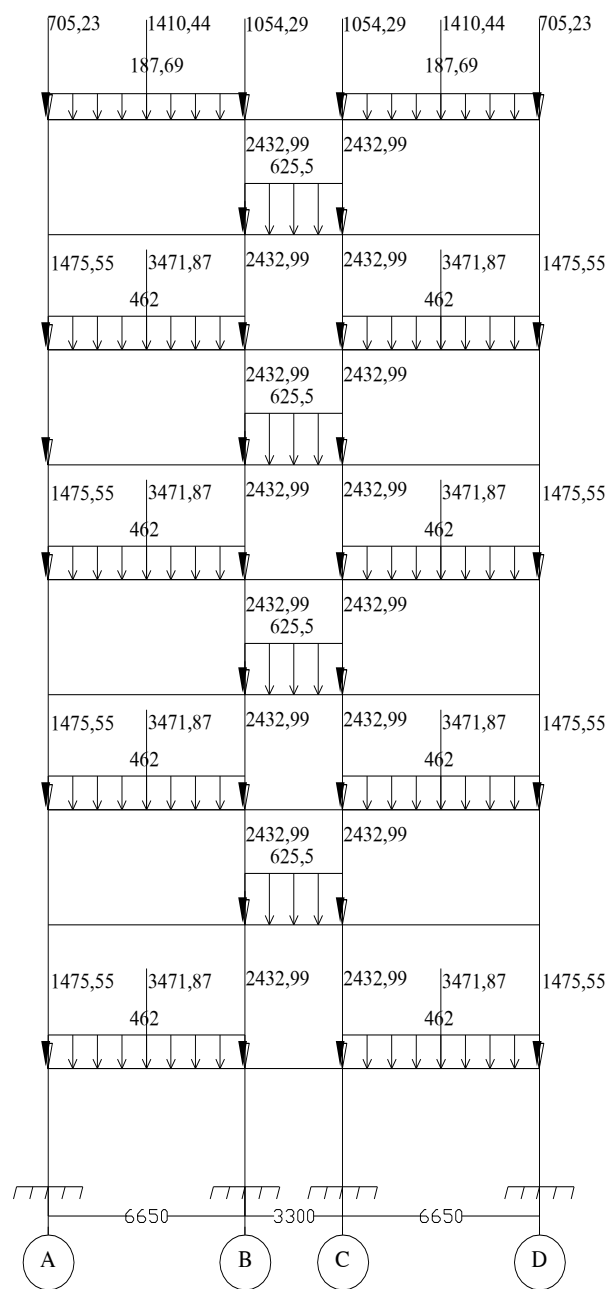
$$\Rightarrow \text{Phía gió hút : } W_h = 1,2 \cdot 155 \cdot k \cdot (-0,6) = -111,6 \cdot k$$

Bảng 2-4: Bảng tải trọng gió tác dụng lên công trình (kG/m²)

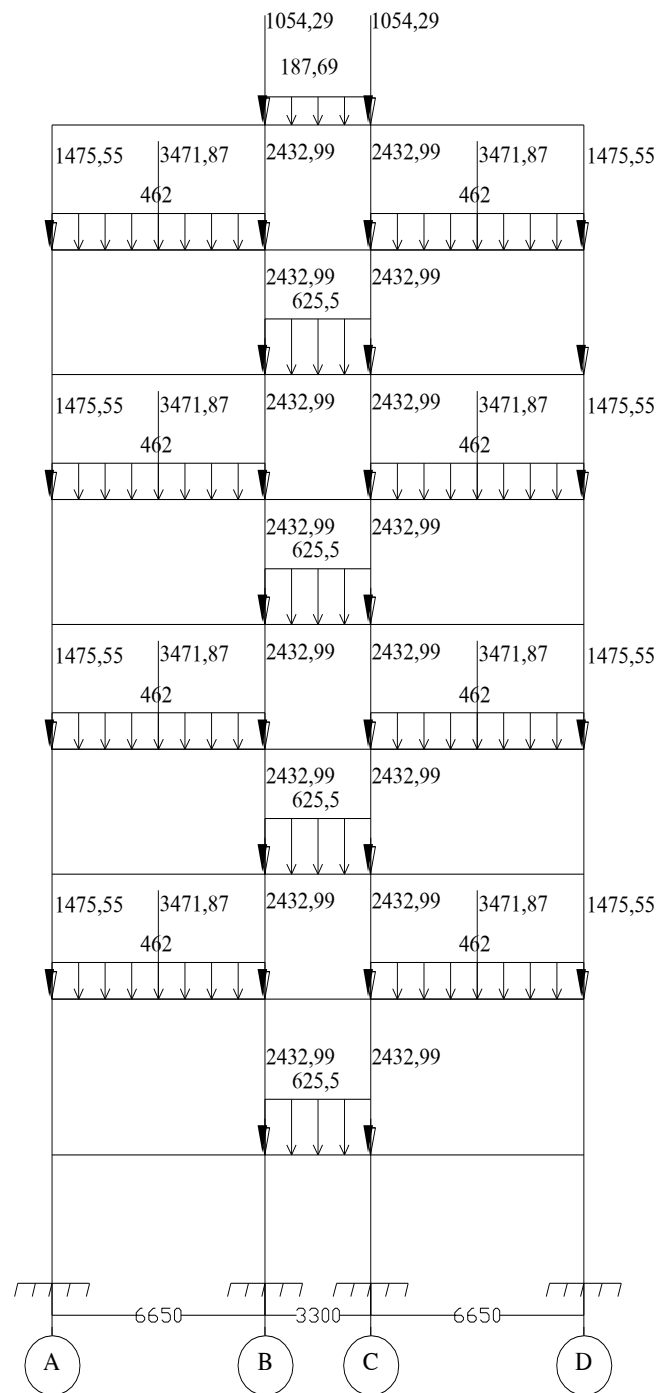
Tầng	Cao trình	Hệ số K	$W_d = 148,8 \cdot k$ (kG/m ²)	$W_h = -111,6 \cdot k$ (kG/m ²)	$q_d = W_d \cdot 6$ (kG/m)	$q_h = W_h \cdot 6$ (kG/m)
Tầng trệt	+3,0	0,8	119,04	89,28	712,24	535,68
1	+7,5	0,94	139,872	104,904	839,232	629,424
2	+11,1	1,018	151,478	113,609	908,868	681,545
3	+14,7	1,067	158,77	119,077	952,62	714,462
4	+18,3	1,113	165,614	124,211	993,684	745,266
5	+21,9	1,147	170,674	128,005	1024,044	768,33
6	+25,5	1,18	175,574	131,688	1053,444	790,128
7	+29,1	1,212	180,346	135,26	1082,076	811,56
8	+32,7	1,236	183,917	137,938	1103,502	827,628
Tường mái	36,3	1,242	184,81	138,607	1108,86	828,402



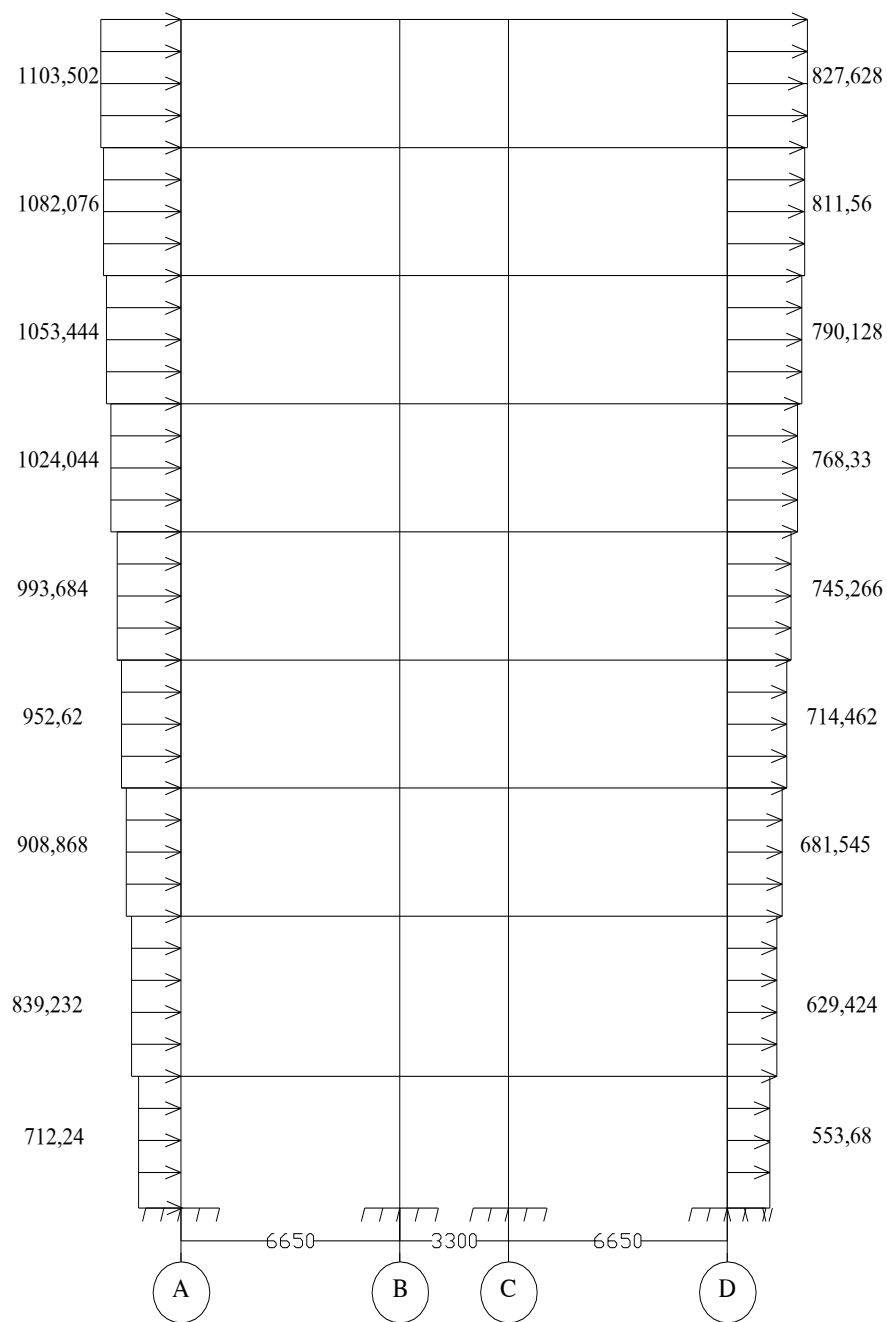
TÍNH TẢI KHUNG TRỤC 3



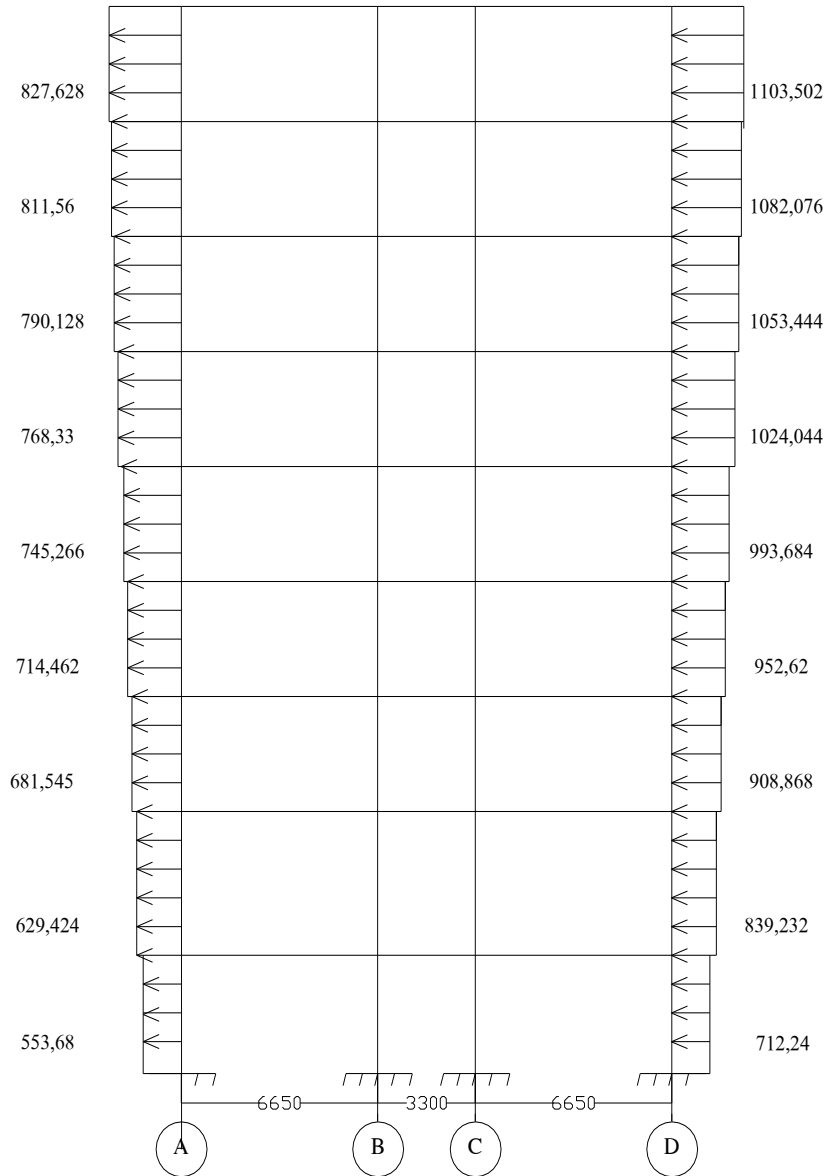
HOẠT TẢI 1 KHUNG TRỤC 3



HOẠT TẢI 2 KHUNG TRỤC 3



GIÓ TRÁI



GIÓ PHẢI

2.3. Tính toán nội lực cho công trình

2.3.1. Tính toán nội lực cho các kết cấu chính của công trình.

2.3.1.1. Sơ đồ tính toán.

- Sơ đồ tính của công trình là sơ đồ khung phẳng nằm tại mặt đài móng.
- Tiết diện cột và dầm lấy đúng như kích thước sơ bộ
- Trục dầm lấy gần đúng nằm ngang ở mức sàn.
- Trục cột giữa trùng trục nhà ở vị trí các cột để đảm bảo tính chính xác so với mô hình chia tải.
- Chiều dài tính toán của dầm lấy bằng khoảng cách các trục cột tương ứng, chiều dài tính toán các phần tử cột các tầng trên lấy bằng khoảng cách các sàn.

2.3.1.2. Tải trọng.

- Tải trọng tính toán để xác định nội lực bao gồm: tĩnh tải bản thân, hoạt tải sử dụng, tải trọng gió.
- Tĩnh tải được chất theo sơ đồ làm việc thực tế của công trình.
- Hoạt tải chất lệch tầng lệch nhịp.
- Tải trọng gió bao gồm thành phần gió tĩnh theo phương X gồm gió trái và gió phải.
- Vậy ta có các trường hợp tải khi đưa vào tính toán như sau:
 - + Trường hợp tải 1: Tĩnh tải .
 - + Trường hợp tải 2: Hoạt tải sử dụng.
 - + Trường hợp tải 3: Gió X trái (dương).
 - + Trường hợp tải 4: Gió X phải (âm).

2.3.1.3. Phương pháp tính.

Dùng chương trình SAP2000 để giải nội lực. Kết quả tính toán nội lực xem trong bảng phần phụ lục (chỉ lấy ra kết quả nội lực cần dùng trong tính toán).

2.3.2. Tổ hợp nội lực

- Nội lực được tổ hợp với các loại tổ hợp sau:
 - + Tổ hợp cơ bản I : gồm nội lực do tĩnh tải với nội lực do một hoạt tải bất lợi nhất
 - + Tổ hợp cơ bản II: gồm nội lực do tĩnh tải với ít nhất 2 trường hợp nội lực do hoạt tải và tải trọng gió gây ra với hệ số tổ hợp của tải trọng ngắn hạn là 0,9.

- Việc tổ hợp sẽ được tiến hành với những tiết diện nguy hiểm nhất đó là: với phần tử cột là tiết diện chân cột và tiết diện đỉnh cột; với tiết diện dầm là tiết diện 2 bên mép dầm, tiết diện chính giữa dầm.(có thêm tiết diện khác nếu có nội lực lớn như tiết diện có tải trọng tập trung). Tại mỗi tiết diện phải chọn được tổ hợp có cặp nội lực nguy hiểm như sau :

+ Đối với cột : M_{max} và N_{tu} .

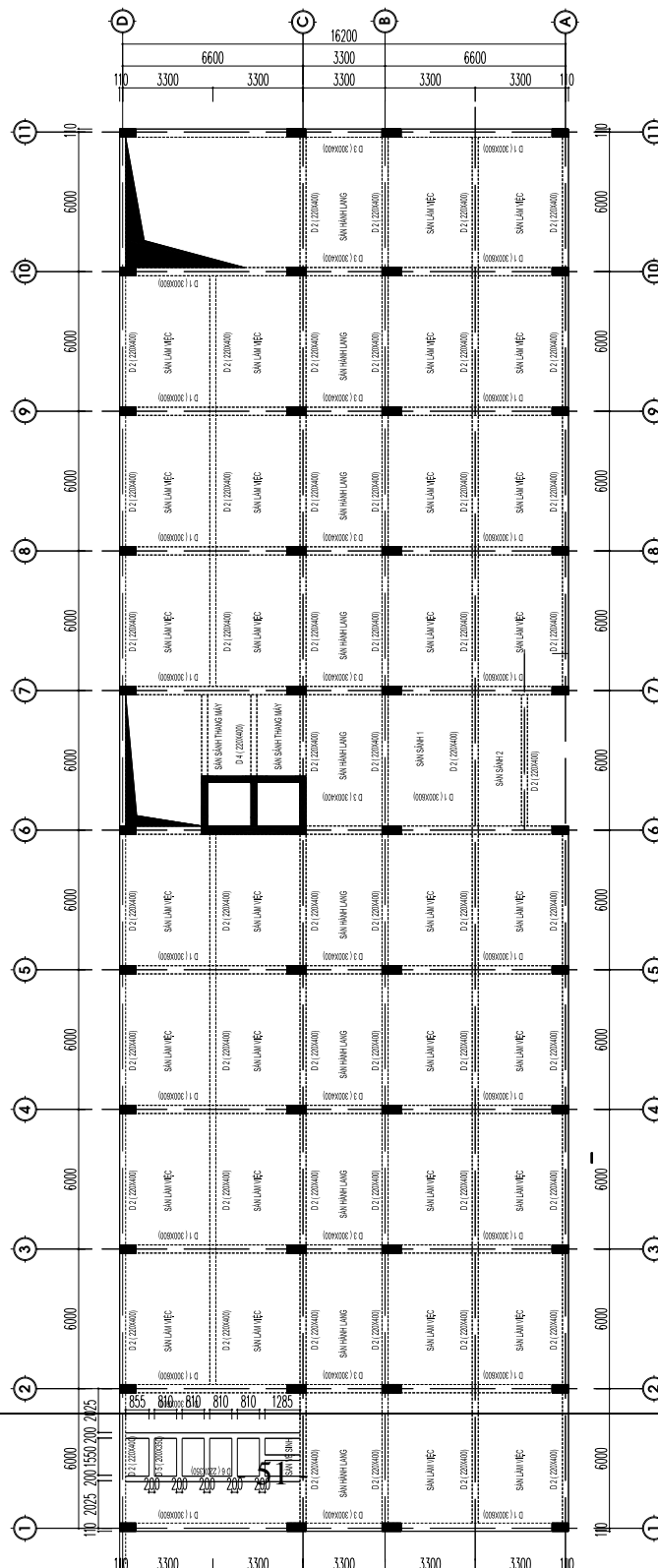
M_{min} và N_{tu} .

N_{max} và M_{tu} .

+ Đối với dầm: M_{max} , M_{min} và Q_{max} .

- Kết quả tổ hợp nội lực cho các phần tử cột của khung 2 thể hiện trong bảng

CHƯƠNG 3:TÍNH TOÁN BẢN SÀN



3.1 Tính toán ô bản sàn phòng làm việc:

Bản liên kết cứng với dầm theo các phương. Sơ đồ tính của bản là bản liên tục tính theo sơ đồ khớp dẻo, chịu lực theo 2 phương do có tỉ số kích thước theo 2 phương là:

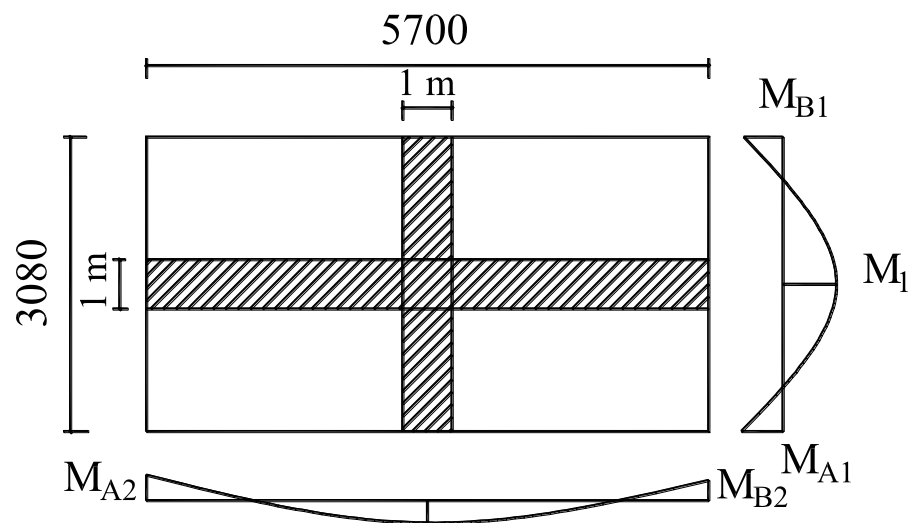
$$6/3,3 = 1.82 < 2.$$

Nhiệm vụ tính toán của ô bản:

$$l_1 = L_1 - b_d = 330 - 22 = 308 \text{ cm}$$

$$l_2 = L_2 - b_d = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$$

Theo mỗi phương của ô bản cắt ra một dải rộng $b = 1 \text{ m}$. Sơ đồ tính như hình vẽ.



Sơ đồ tính toán bản sàn phòng làm việc

+ Tải trọng tính toán :

- Tĩnh tải tính toán : $g = 402,3 \text{ kG/cm}^2$

- Hoạt tải tính toán : $p = 240 \text{ kG/cm}^2$

→ Tải trọng toàn phần : $q_b = 402,3 + 240 = 642,3 \text{ kG/m}^2$

3.1.1 Xác định nội lực:

Trên sơ đồ mômen dương theo 2 phương M_1 & M_2 , mômen âm M_{A1} & M_{B1} ,

M_{A2} & M_{B2}

$$r = \frac{l_{12}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{3,08} = 1,82 < 2$$

Dùng phương trình 6.3 (Trong cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống) tính toán cốt thép bố trí đều theo mỗi phương ta có:

$$\frac{q_b l_{t1}^2 (l_{12} - l_{t1})}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{12} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

$$A_1 = \frac{M_{A1}}{M_1}; B_1 = \frac{M_{B1}}{M_1}; A_2 = \frac{M_{A2}}{M_2}; B_2 = \frac{M_{B2}}{M_2}; \theta = \frac{M_2}{M_1}$$

Bảng 6.2 - cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống

$r = \frac{l_{12}}{l_{t1}}$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
θ	1	0,85	0,62	0,5	0,4	0,2
A_1, B_1	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0
A_2, B_2	1,4	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5

Tra bảng , nội suy $\Rightarrow \theta = 0,38$; $A_1 = B_1 = 1,00$; $A_2 = B_2 = 0,59$

Coi M_1 là ẩn , các giá trị khác tính theo M_1

Thay vào phương trình trên ta có

$$642,3.3,08^2 \frac{(3,5,7 - 3,08)}{12} = (2 + 1,00 + 1,00).5,7.M_1 + 2.0,38 + 0,59 + 0,59 .3,08.M_1$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{642,3.3,08^2 \cdot 3,5,7 - 3,08}{12.28,77} = 247,43$$

$$M_1 = 247,43 \text{ kGm} = 24743 \text{ kGcm}$$

$$M_2 = 24743.0,38 = 9402 \text{ kGcm}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 24743 .1 = 24743 \text{ kGcm}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 9402 .0,59 = 5547 \text{ kGcm}$$

3.1.2 Tính cốt thép bản:

Vật liệu: Bê tông B25 có $R_b = 145 \text{ kG/cm}^2$, $R_{bt} = 11,5 \text{ kG/cm}^2$.

Cốt thép nhóm AI có $R_{sc} = R'_{sc} = 2250 \text{ kG/cm}^2$.

3.1.2.1 Tính cốt thép chịu lực theo phương cạnh ngắn ($L_1 = 3,3 \text{ m}$).

Giả thiết $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

+Tính cốt thép chịu mô men dương:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{24743}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,027 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{24743}{2250 \cdot 0,986 \cdot 8} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{1,39}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,17\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

\Rightarrow Chọn thép: $\phi 6s200$ có $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

+Tính cốt thép âm :

$$\alpha_m = \frac{M_{A1}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{24743}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,027 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,986$$

$$A_s = \frac{M_{A1}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{24743}{2250 \cdot 0,986 \cdot 8} = 1,39 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép $\phi 8s200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2 > 1,24 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{2,5}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

3.1.2.2 Tính cốt thép theo phương L_2 : (5,1 m)

Theo phương cạnh dài ta có

Cốt thép dương $M_2 = 9402 \text{ kGcm} < M_1$

Cốt thép âm $M_{A2} = 5547 \text{ kGcm} < M_{A1}$

Thép theo phương cạnh dài lấy theo $L_1 \phi 8s200$

3.2 Tính toán ô bản sàn hành lang :

Bản liên kết cứng với dầm theo các phương. Sơ đồ tính của bản là bản liên tục tính theo sơ đồ khớp dẻo, chịu lực theo 2 phương do có tỉ số kích thước theo 2 phương là:

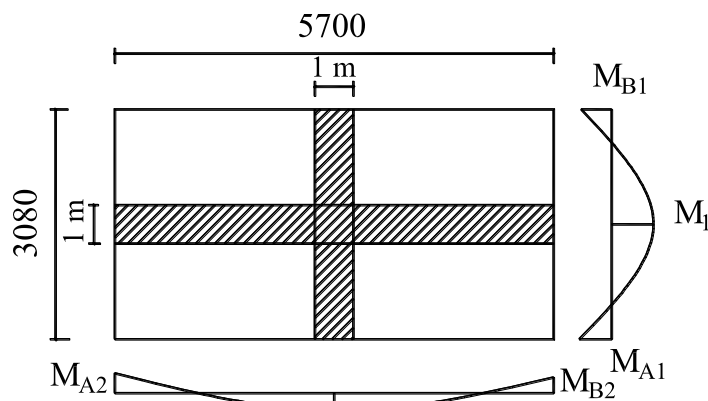
$$6/3,3 = 1,82 < 2.$$

Nhịp tính toán của ô bản:

$$l_1 = L_1 - b_d = 330 - 22 = 308 \text{ cm}$$

$$l_2 = L_2 - b_d = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$$

Theo mỗi phương của ô bản cắt ra một dải rộng $b = 1 \text{ m}$. Sơ đồ tính như hình vẽ.



Sơ đồ tính toán ô bản sàn phòng làm việc

+ Tải trọng tính toán :

- Tĩnh tải tính toán : $g = 402,3 \text{ kG/cm}^2$

- Hoạt tải tính toán : $p = 360 \text{ kG/cm}^2$

→ Tổng tải trọng tác dụng : $q_b = 402,3 + 360 = 762,3 \text{ kG/m}^2$

3.2.1 Xác định nội lực:

Trên sơ đồ mô men dương theo hai phương là M_1 & M_2 , mô men âm M_{A1} & M_{B1} , M_{A2} & M_{B2}

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{3,08} = 1,82 < 2$$

Dùng phương trình 6.3a (Trong cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống) tính toán cốt thép đặt đều theo hai phương :

$$\frac{q_b l_{t1}^2}{12} (1 - \frac{l_{t2}}{l_{t1}}) = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_{t1}$$

$$A_1 = \frac{M_{A1}}{M_1}; B_1 = \frac{M_{B1}}{M_1}; A_2 = \frac{M_{A2}}{M_2}; B_2 = \frac{M_{B2}}{M_2}; \theta = \frac{M_2}{M_1}$$

Bảng 6.2 - cuốn “sàn sườn BTCT toàn khối” của Gs.Nguyễn Đình Cống

$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}}$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
θ	1	0,85	0,62	0,5	0,4	0,2
A_1, B_1	1,4	1,3	1,2	1,0	1,0	1,0
A_2, B_2	1,4	1,0	0,8	0,7	0,6	0,5

Tra bảng , nội suy $\Rightarrow \theta = 0,38$; $A_1 = B_1 = 1,00$; $A_2 = B_2 = 0,59$

Coi M_1 là ẩn , các giá trị khác tính theo M_1

Thay vào phương trình ta có:

$$762,3.3,08^2 \frac{(3,5,7-3,08)}{12} = (2+1,00+1,00).5,7.M_1 + 2,0,38+0,59+0,59 \cdot 3,08.M_1$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{762,3.3,08^2 \cdot 3,5,7-3,08}{12.28,77} = 293,66$$

$$M_1 = 293,66 \text{ kGm} = 29366 \text{ kGcm}$$

$$M_2 = 29366 \cdot 0,38 = 11159 \text{ kGcm}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = 29366 \cdot 1 = 29366 \text{ kGcm}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = 11159 \cdot 0,59 = 6583,8 \text{ kGcm}$$

3.2.2 Tính cốt thép bản:

Vật liệu: Bê tông B25 có $R_b = 145 \text{ kG/cm}^2$, $R_{bt} = 11,5 \text{ kG/cm}^2$.

Cốt thép nhóm AI có $R_{sc} = R'_{sc} = 2250 \text{ kG/cm}^2$.

2.2.2.1 Tính cốt thép chịu lực theo phương cạnh ngắn ($L_1 = 3,3 \text{ m}$).

Giả thiết $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

+Cốt thép chịu mô men dương :

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{29366}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,032 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{29366}{2250 \cdot 0,983 \cdot 8} = 1,65 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow chọn thép $\phi 8s200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{2,5}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

+ Cốt thép chịu mô men âm:

$$\alpha_m = \frac{M_{A1}}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{29366}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,032 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_{A1}}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{29366}{2250 \cdot 0,983 \cdot 8} = 1,65 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép $\phi 8s200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2 > 1,65 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{2,5}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

3.2.2.2 .Tính toán cốt thép theo phương L_2 : (6 m)

Theo phương cạnh dài ta có

Mô men dương $M_2 = 11159 \text{ kGcm}$

Mô men âm $M_{A2} = 6583,8 \text{ kGcm}$

Vật thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\phi 8s200$.

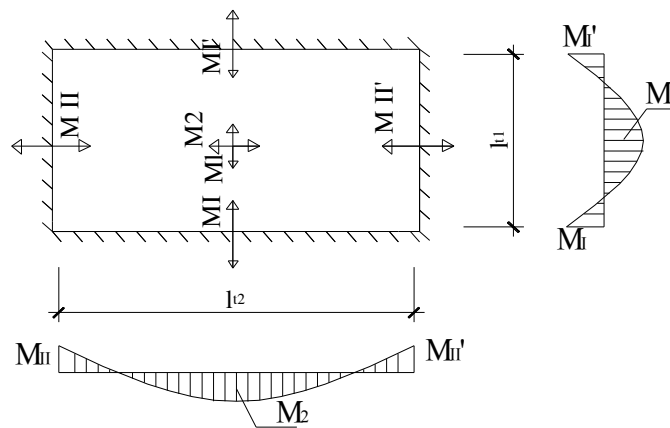
3.3 Tính toán ô bản sàn vệ sinh:

Tính toán thép sàn khu vệ sinh theo sơ đồ đàn hồi

Kích thước ô bản.

4 phía của ô sàn đều liên kết cứng với dầm nên nhịp tính toán lấy đoạn mép dầm:

Nhịp tính toán của sàn $l_{t1}=3,08 \text{ m}, l_{t2}=5,7 \text{ m}$



Sơ đồ tính toán ô bản sàn phòng làm việc

+ Tải trọng tính toán :

Các lớp cấu tạo	Chiều dày	$\gamma(\text{kG/m}^3)$	$g^{tc}(\text{kG/m}^2)$	n	$g^{tt}(\text{kG/m}^2)$
Gạch lát ceramic 300x300	0.01	2000	20	1.1	22
Lớp vữa lót	0.02	1800	36	1.3	46.8
Lớp vữa chống thấm, tạo dốc	0.02	2000	40	1.3	52
Bản sàn BTCT	0.12	2500	300	1.1	330
Trần nhựa và các thiết bị vệ sinh			30	1.2	36
Tổng			426		486,8

- Tĩnh tải tính toán : $g = 486.8 \text{ kG/cm}^2$

- Hoạt tải tính toán : $p = 240 \text{ kG/cm}^2$

→ Tổng tải trọng tác dụng : $q_b = 486,8 + 240 = 726,8 \text{ kG/m}^2$

3.3.1 Xác định nội lực:

Trên sơ đồ mô men dương theo hai phương là M_1 & M_2 , mô men âm M_{A1} & M_{B1} , M_{A2} & M_{B2}

$$\frac{l_{12}}{l_{11}} = \frac{5,7}{3,08} = 1,82$$

Mômen theo 2 phương ở giữa ô bản theo phương cạnh ngắn và dài M_1 và M_2 . mômen âm ở gối theo phương cạnh ngắn và cạnh dài là M_I và M_{II} .

Các momen trong bản quan hệ bởi biểu thức:

$$M_1 = \alpha_1 q l_1 l_2$$

$$M_2 = \alpha_2 q l_1 l_2$$

$$M_I = -\beta_1 q l_1 l_2$$

$$M_{II} = -\beta_2 q l_1 l_2$$

Tra bảng phụ lục 16- Giáo trình bê tông cốt thép ta có:

Ta có: $l_{02}/l_{01} = 1,82$ nên ta có:

$$\alpha_1 = 0,0194 ; \alpha_2 = 0,0059 ; \beta_1 = 0,042 ; \beta_2 = 0,0128$$

$$M_1 = \alpha_1 q l_1 l_2 = 0,0194.726,8.3,08.5,7 = 247,54 \text{ kG.m}$$

$$M_2 = \alpha_2 q l_1 l_2 = 0,0059.726,8.3,08.5,7 = 75,28 \text{ kG.m}$$

$$M_I = -\beta_1 q l_1 l_2 = -0,042.726,8.3,08.5,7 = -435,91 \text{ kG.m}$$

$$M_{II} = -\beta_2 q l_1 l_2 = -0,0128.726,8.3,08.5,7 = -163,32 \text{ kG.m}$$

3.3.2 Tính toán cốt thép

3.3.2.1: Tính thép ở giữa ô bản chịu mômen dương:

Ta tính như đối với dầm chịu uốn tiết diện $12 \times 100 \text{ cm}$

Tính theo giá trị momen $M_1 = M_2 = 247,54 \text{ kG.m}$

Chọn $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = h - a = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{24754}{145.100.8^2} = 0,0266 < \alpha_R = 0,418$$

$$\zeta = 0,5 \left[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right] = 0,5 \left[1 + \sqrt{1 - 2.0,0266} \right] = 0,986$$

Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bê rộng 1m là:

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{24754}{2250 \cdot 0,9868} = 1,395 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Chọn thép $\phi 8a200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{2,5}{100 \times 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}$

3.3.2.2 : Tính thép ở gối ô bản chịu momen âm.

Ta tính như đối với dầm chịu uốn tiết diện 12x100 cm

Tính theo giá trị momen $M_I = 435,91 \text{ kG.m}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{43591}{145.100.8^2} = 0,046 < \alpha_R = 0.418$$

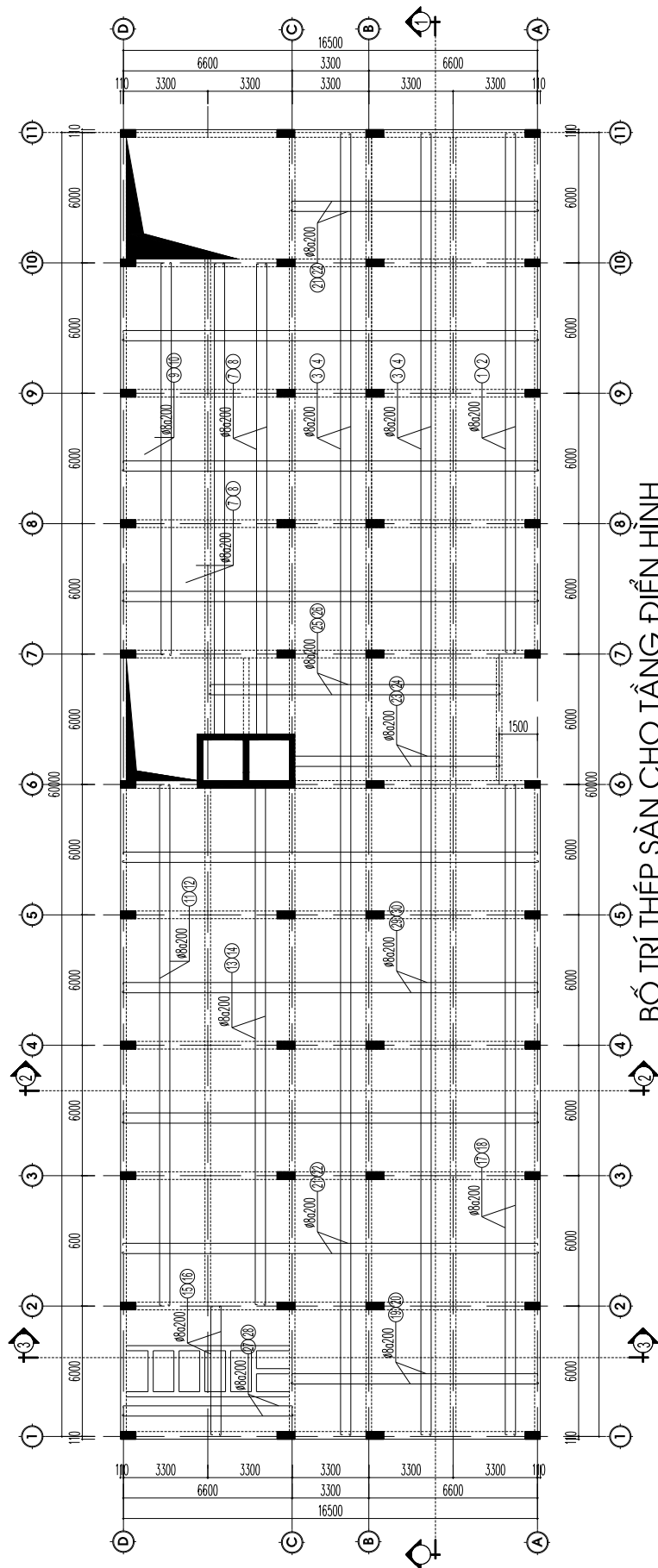
$$\zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2.0,046} \right) = 0,976$$

Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{43591}{2250.0,976.8} = 2,38 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Chọn thép $\phi 8a200$ có $A_s = 2,5 \text{ cm}^2$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu = \frac{2,5}{100 \times 8} \cdot 100\% = 0,312\% > \mu_{\min}$$



BỐ TRÍ THÉP SÀN CHO TẦNG ĐIỂN HÌNH

CHƯƠNG 4. TÍNH TOÁN DẦM

4.1. Cơ sở tính toán

- Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. Cốt thép CII có $R_s = 280\text{MPa}$.

- Nội lực tính toán được chọn như trong bảng tổ hợp nội lực. Ở đây ta chọn các nội lực có mômen dương và mômen âm lớn nhất để tính thép dầm.

* Tính toán với tiết diện chịu mômen âm:

- Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. Cốt thép CII có $R_s = 280\text{MPa}$.

- Vì cánh nằm trong vùng kéo, Bê tông không được tính cho chịu kéo nên về mặt cường độ ta chỉ tính toán với tiết diện chữ nhật có tiết diện $b \times h_0$:

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ là a , tính được $h_0 = h - a$.

- Tính ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \xi_R (1 - 0.5\xi_R)$$

- Tính giá trị: $\alpha_m = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0}$

- Nếu $\xi \leq \xi_R$ thì tra hệ số ζ theo phụ lục hoặc tính toán:

$$\zeta = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m})$$

- Diện tích cốt thép cần thiết: $A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0}$

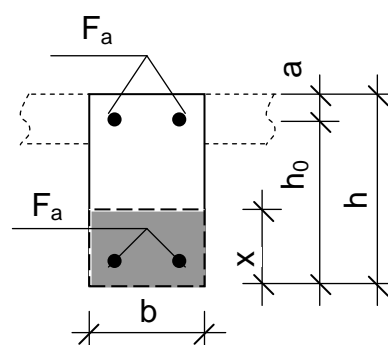
- Kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% \quad (\%)$

+ $\mu_{\min} = 0.15\% < \mu\% < \mu_{\max} = \alpha \cdot R_b / R_s = 0.58 \times 14.5 / 280 = 3\%$

+ Nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì giảm kích thước tiết diện rồi tính lại.

+ Nếu $\mu > \mu_{\max}$ thì tăng kích thước tiết diện rồi tính lại.

+ Nếu $\xi \leq \xi_R$ thì nên tăng kích thước tiết diện để tính lại. Nếu không tăng kích thước tiết diện thì phải đặt cốt thép chịu nén A_s' và tính toán theo tiết diện đặt cốt kép.



* Tính toán với tiết diện chịu mômen dương:

- Khi tính toán tiết diện chịu mômen dương. Cánh nằm trong vùng nén, do bản sàn đổ liền khối với dầm nên nó sẽ cùng tham gia chịu lực với sườn. Diện tích vùng bê tông chịu nén tăng thêm so với tiết diện chữ nhật. Vì vậy khi tính toán với mômen dương ta phải tính theo tiết diện chữ T.

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2S_c$

- Trong đó S_c không vượt quá 1/6 nhịp dầm và không được lớn hơn các giá trị sau:

+ Khi có dầm ngang hoặc khi bề dày của cánh $h'_f \geq 0.1h$ thì S_c không quá nửa khoảng cách thông thủy giữa hai dầm dọc.

+ Khi không có dầm ngang, hoặc khi khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa 2 dầm dọc, và khi $h'_f < 0.1h$ thì $S_c \leq 6h'_f$.

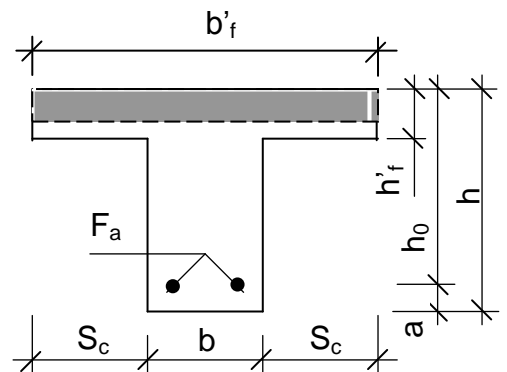
+ Khi cánh có dạng công xôn (Dầm độc lập):

$S_c \leq 6.h'_f$ khi $h'_f > 0,1.h$.

$S_c \leq 3.h'_f$ khi $0.05h < h'_f < 0,1.h$.

Bỏ qua S_c trong tính toán khi $h'_f < 0,05.h$

h'_f - Chiều cao của cánh, lấy bằng chiều dày bản.



- Xác định vị trí trục trung hoà: $M_f = R_b.b'_f.h'_f.(h_0 - 0,5.h'_f)$

+ Nếu $M \leq M_f$ trục trung hoà qua cánh, lúc này tính toán như đối với tiết diện chữ nhật kích thước $b'_f.h$.

+ Nếu $M > M_f$ trục trung hoà qua sườn, cần tính cốt thép theo trường hợp vùng nén chữ T.

4.2. Tính toán dầm tầng 1 phần tử 37

	I - I	II - II	III - III
M (T.m)	-22,13	19,86	-29,81
Q (T)	-7,56	7,01	20,87

4.2.1. Tính toán cốt dọc

4.2.1.1. Tính cho mômen dương.

- Kích thước dầm D2: $b \times h = 30 \times 60$ cm.

+ Mômen giữa nhịp: $M = 19,86$ (T.m).

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2.S_c$

+ Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$\blacksquare S_c \leq \frac{1}{6}(L_2 - b_{dc}) = \frac{1}{6}(660 - 30) = 95\text{cm}$$

$$\blacksquare h_f' = 10\text{cm} \Rightarrow S_c \leq \frac{1}{2}(L_1 - b_{dc}) = \frac{1}{2}(660 - 30) = 285$$

$$\blacksquare S_c \leq 6.h_f' = 6 \times 10 = 60\text{ cm}$$

- Vậy lấy $S_c = 60\text{cm} \Rightarrow b_f' = 30 + 2.60 = 150\text{ cm}$

- Giả thiết $a = 5\text{cm} \Rightarrow h_0 = 60 - 5 = 55\text{ cm}$

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$+ M_f = R_b.b_f'.h_f'.(h_0 - 0,5.h_f')$$

$$= 145.150.10.(55 - 0,5.10) = 10875000 \text{ (kG.cm)} = 108,75 \text{ (T.m)}$$

\Rightarrow Ta có $M = 19,86 \text{ (T.m)} < M_f = 108,75 \text{ (T.m)}$ nên trục trung hoà đi qua cánh.

$$+ \alpha_m = \frac{M}{R_b.b_f'.h_0^2} = \frac{19,86.10^5}{145.150.55^2} = 0,0302 < \alpha_R = 0,429$$

$$+ \zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0302}) = 0,984$$

$$+ \text{Diện tích cốt thép cần thiết: } A_s = \frac{M}{R_s.\zeta.h_0} = \frac{19,86.10^5}{2800.0,984.55} = 13,05\text{cm}^2$$

+ Chọn thép: 3&25 có $A_s = 14,73\text{ cm}^2$

+ Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b.h_0}.100\% = \frac{14,73}{30.55}.100\% = 0,892\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.2.1.2. Tính cho mômen âm.

Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật 25x60cm. $M = -29,81 \text{ (T.m)}$.

- Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 5\text{cm}$, $h_0 = 60 - 5 = 55\text{ cm}$.

- Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b.b.h_0^2} = \frac{29,81.10^5}{145.30.55^2} = 0,226 < \alpha_R = 0,429$$

$$\zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.0,226}) = 0,740$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s.\zeta.h_0} = \frac{29,81.10^5}{2800.0,740.55} = 26,15\text{cm}^2$$

Chọn thép: 6&25 có $A_s = 29,45\text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{29,45}{30,55} \cdot 100\% = 1,78\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.2.2. Tính toán cốt ngang

- Để đơn giản trong thi công, ta tính toán cốt đai cho dầm có lực cắt lớn nhất và bố trí tương tự cho các dầm còn lại.

- Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm: $Q_{\max} = 20,89(T)$ tại mặt cắt III – III dầm D1 tầng 1

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$+ Q_{\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b3} = 0,6$ - Đối với bê tông nặng.

Chọn lớp bê tông bảo vệ $a = 75(\text{cm})$

$$h_0 = 60 - 75 = 525 (\text{cm}).$$

$$\rightarrow Q_{\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 =$$

$$0,6(1+0+0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 52,5 = 10867,5 (\text{kG}) = 10,8675(T)$$

$$Q_{\max} = 20,89 (T) > Q_{\min} = 10,8675 (T)$$

→ cần phải tính cốt ngang chịu lực cắt

- Chọn cốt đai $\varnothing 8$, 2 nhánh có:

$$+ A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6 \text{mm}^2$$

+ Khoảng cách $a = 200\text{mm}$.

* Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính : $Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó:

- φ_{w1} : Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$.

$$- \text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}.$$

+ A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

+ b - chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

+ s - khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

+ φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$; $\beta = 0,01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

$$+ \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2.50,3}{300.200} = 0,002012$$

$$+ \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7$$

$$+ \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0,002012 = 1,07 < 1,3$$

$$+ \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$$

$$\Rightarrow 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 145 \cdot 30 \cdot 52,5 \\ = 55649,28 \text{ kG} = 55,64928(T) > Q_{\max} = 20,89 (T).$$

\(\Rightarrow\) Kết luận: dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- Khả năng chịu lực của cốt đai:

$$Q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{1750 \cdot 1,006}{20} = 88,025 \text{ kG} = 0,088T$$

- Khả năng chịu lực cắt của cốt đai và bê tông:

$$Q_{sbw} = \sqrt{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2q_{sw}} \\ = \sqrt{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 52,5^2 \cdot 88,025} = 23166,2 \text{ kG} = 23,166T$$

\(\rightarrow\) $Q_{sbw} > Q_{\max}$ không cần tính cốt xiên chịu cắt cho gối.

- Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+Ta bố trí thép đai $\varnothing 8$ a200 mm cho dầm D1

4.2.3 Tính toán cốt treo

Tại vị trí dầm phụ gác lên dầm chính cần bố trí cốt treo để gia cố cho dầm chính .

Lực tập trung do dầm phụ truyền vào dầm chính là :

$$P = P_2 + G_2 = 3654,6 + 8107,58 = 11762,18(KG)$$

Trong đó : P_2 : hoạt tải tập trung do dầm phụ truyền vào

G_2 : tĩnh tải tập trung truyền từ dầm phụ vào

Cốt treo đặt dưới dạng cốt đai , diện tích tính toán là:

$$A_s = \frac{P \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{R_{sw}} = \frac{11762,18 \cdot \left(1 - \frac{12,5}{52,5}\right)}{1750} = 3,919(\text{cm}^2)$$

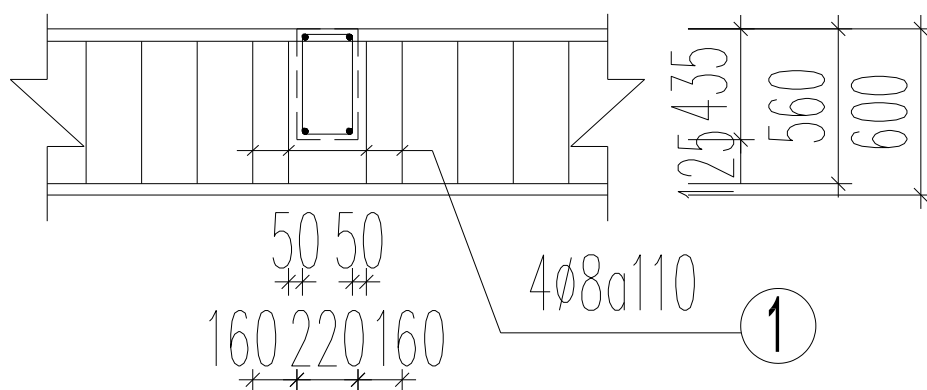
Với $h_s = h_o - h_{dp} = 52,5 - 40 = 12,5 \text{ cm}$

Dùng đai $\varnothing 8$ có $A_{sw} = 0,503 (\text{cm}^2)$, số nhánh $n_s = 2$, số lượng đai cần thiết là :

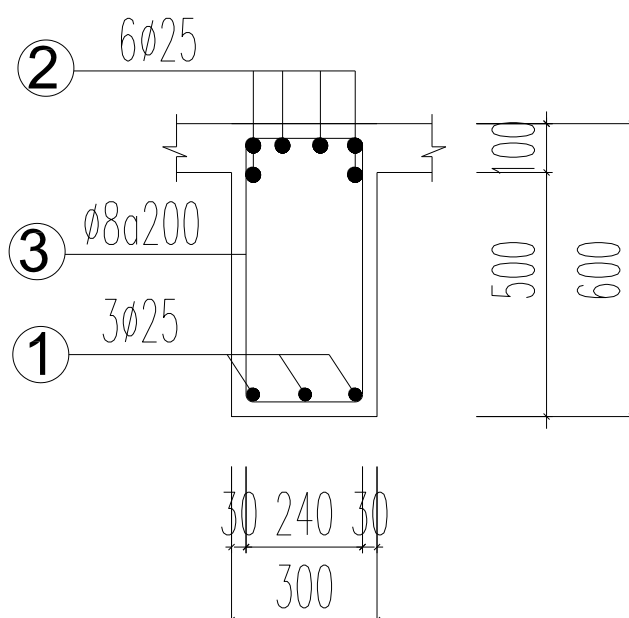
$$n = \frac{A_s}{n_s \cdot A_{sw}} = \frac{3,919}{2 \cdot 0,503} = 3,89 \approx 4$$

Đặt mỗi bên mép dầm phụ là 2 đai trong đoạn $h_s = 125 (\text{mm})$

Khoảng cách giữa các cốt đai là 110



Bố trí cốt treo cho dầm chính



BỐ TRÍ THÉP CHO DẦM D1 TẦNG 1

4.3. Tính toán dầm tầng 5 phần tử 59

	I – I	II – II	III - III
M (T.m)	-16,17	19,27	-26,16
Q (T)	15,85	-4,35	18,74

4.3.1. Tính toán cốt dọc

4.2.1.1. Tính cho mômen dương.

- Kích thước dầm D2: $b \times h = 30 \times 60$ cm.

+ Mômen giữa nhịp: $M = 19,27$ (T.m).

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2.S_c$

+ Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$\blacksquare S_c \leq \frac{1}{6} (L_1 - b_{dc}) = \frac{1}{6} (660 - 30) = 95 \text{ cm}$$

$$\blacksquare h'_f = 10 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq \frac{1}{2} (L_2 - b_{dc}) = \frac{1}{2} (330 - 30) = 150$$

$$\blacksquare S_c \leq 6.h'_f = 6 \times 10 = 60 \text{ cm}$$

- Vậy lấy $S_c = 60 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 30 + 2.60 = 150 \text{ cm}$

- Giả thiết $a = 5 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$+ M_f = R_b . b'_f . h'_f . (h_0 - 0,5 . h'_f)$$

$$= 145 . 150 . 10 . (55 - 0,5 . 10) = 10875000 \text{ (kG.cm)} = 108,75 \text{ (T/m)}$$

\Rightarrow Ta có $M = 19,27$ (T.m) $< M_f = 108,75$ (T.m) nên trục trung hoà đi qua cánh.

$$+ \alpha_m = \frac{M}{R_b . b'_f . h_0^2} = \frac{19,27 . 10^5}{145 . 150 . 55^2} = 0,0293 < \alpha_R = 0,429$$

$$+ \zeta = 0,5 . (1 + \sqrt{1 - 2 . \alpha_m}) = 0,5 . (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0293}) = 0,985$$

$$+ \text{Diện tích cốt thép cần thiết: } A_s = \frac{M}{R_s \zeta . h_0} = \frac{19,27 . 10^5}{2800 . 0,985 . 55} = 12,70 \text{ cm}^2$$

+ Chọn thép: 3&25 có $A_s = 14,73 \text{ cm}^2$

+ Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b . h_0} . 100\% = \frac{14,73}{30 . 55} . 100\% = 0,892\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.3.1.2. Tính cho mômen âm.

Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật $25 \times 60 \text{ cm}$. $M = -26,16$ (T.m).

- Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 5 \text{ cm}$, $h_0 = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$.

- Ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b . b . h_0^2} = \frac{26,16 . 10^5}{145 . 30 . 55^2} = 0,198 < \alpha_R = 0,429$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,198}) = 0,888$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{26,16 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,888 \cdot 55} = 21,12 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 4&25 có $A_s = 24,63 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{24,63}{30 \cdot 55} \cdot 100\% = 1,38\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

4.3.2. Tính toán cốt ngang

- Để đơn giản trong thi công, ta tính toán cốt đai cho dầm có lực cắt lớn nhất và bố trí tương tự cho các dầm còn lại.

- Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm: $Q_{\max} = 20,89(\text{T})$ tại mặt cắt III – III dầm D1 tầng 1

- Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$+ Q_{\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b3} = 0,6$ – Đối với bê tông nặng.

Chọn lớp bê tông bảo vệ $a = 75(\text{cm})$

$$h_0 = 60 - 75 = 525 (\text{cm}).$$

$$\rightarrow Q_{\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 =$$

$$0,6(1+0+0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 52,5 = 10867,5 (\text{kG}) = 10,8675(\text{T})$$

$$Q_{\max} = 20,89 (\text{T}) > Q_{\min} = 10,8675 (\text{T})$$

→ cần phải tính cốt ngang chịu lực cắt

- Chọn cốt đai $\varnothing 8$, 2 nhánh có:

$$+ A_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6 \text{ mm}^2$$

+ Khoảng cách $a = 200 \text{ mm}$.

* Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính : $Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó:

- φ_{w1} : Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cấu kiện, xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$.

$$- Ở đây: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$.$$

+ A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

+ b - chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

+ s - khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

+ φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau: $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$; $\beta = 0,01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

$$+ \mu_w = \frac{A_{sw}}{b.s} = \frac{2.50,3}{300.200} = 0,002012$$

$$+ \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7$$

$$+ \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5.7.0.002012 = 1,07 < 1,3$$

$$+ \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01.14,5 = 0,855$$

$$\Rightarrow 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 145 \cdot 30 \cdot 52,5 \\ = 55649,28 \text{ kG} = 55,64928(T) > Q_{\max} = 20,89 (T).$$

\Rightarrow Kết luận: dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- Khả năng chịu lực của cốt đai:

$$Q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{1750 \cdot 1,006}{20} = 88,025 \text{ kG} = 0,088T$$

- Khả năng chịu lực cắt của cốt đai và bê tông:

$$Q_{sbw} = \sqrt{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2q_{sw}} \\ = \sqrt{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 47^2 \cdot 88,025} = 23166,2 \text{ kG} = 23,166T$$

$\rightarrow Q_{sbw} > Q_{\max}$ không cần tính cốt xiên chịu cắt cho gối.

- Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+Ta bố trí thép đai $\varnothing 8a200$ mm cho dầm D1

4.3.3 Tính toán cốt treo

Tại vị trí dầm phụ gác lên dầm chính cần bố trí cốt treo để gia cố cho dầm chính .

Lực tập trung do dầm phụ truyền vào dầm chính là :

$$P = P_2 + G_2 = 3654,6 + 8107,58 = 11762,18(KG)$$

Trong đó : P_2 : hoạt tải tập trung do dầm phụ truyền vào

G_2 : tĩnh tải tập trung truyền từ dầm phụ vào

Cốt treo đặt dưới dạng cốt đai , diện tích tính toán là:

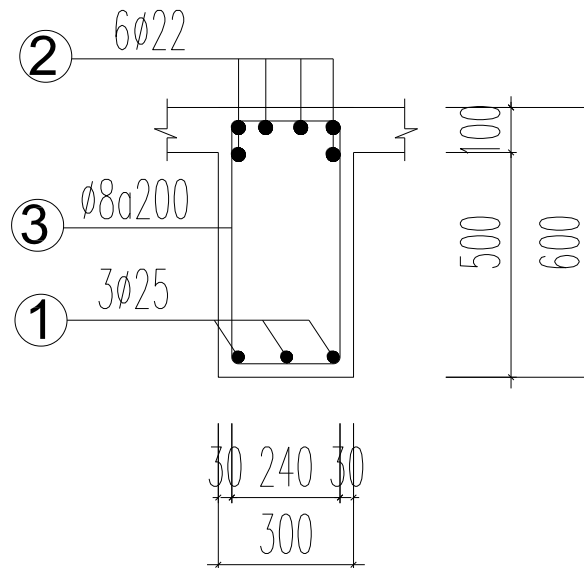
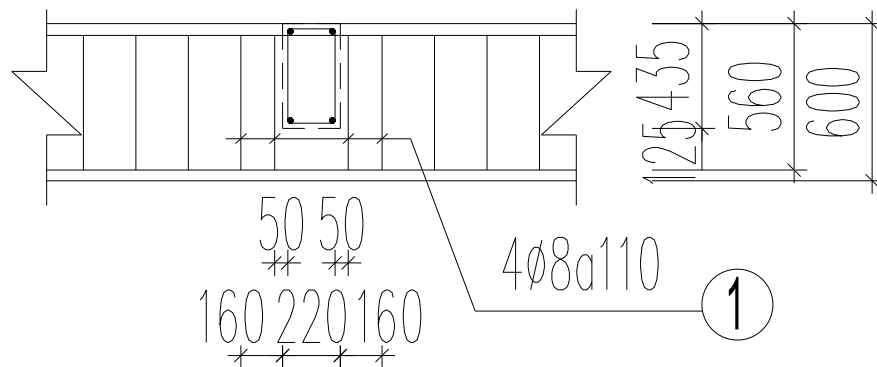
$$A_s = \frac{P \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_o}\right)}{R_{sw}} = \frac{11762,18 \cdot \left(1 - \frac{12,5}{52,5}\right)}{1750} = 3,919(\text{cm}^2)$$

Dùng đai $\phi 8$ có $A_{sw}=0,503 (\text{cm}^2)$, số nhánh $n_s = 2$, số lượng đai cần thiết là :

$$n = \frac{A_s}{n_s \cdot A_{sw}} = \frac{3,919}{2 \cdot 0,503} = 3,989 \approx 4$$

Đặt mỗi bên mép dầm phụ là 2 đai trong đoạn $h_s = 160 (\text{mm})$

Khoảng cách giữa các cốt đai là 110



BỐ TRÍ THÉP CHO DẦM D1 TẦNG 5

CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN CỘT

5.1. Số liệu đầu vào.

5.1.1. Tính toán và bố trí cốt thép cột khung 3.

- Cột sẽ được tính toán cho 3 cặp nội lực nguy hiểm nói trên. Sau đó, chọn thép và bố trí theo diện tích thép tính toán lớn nhất.

- Tiết diện cột thay đổi ở tầng thứ 5. Như vậy ta sẽ tính thép cho cột tầng hầm và bố trí thép tương tự cho các tầng 1, 2 và 3. Tính thép cho tầng 4, bố trí thép cho các tầng 5, 6, 7 và 8.

- Đối với khung phẳng đối xứng, tiết diện cột các trục là giống nhau, kết quả nội lực các trục gần giống nhau nên ta chỉ cần tính toán thép cho một trục giữa, một trục biên, các trục còn lại được lấy thép tương tự.

=> Nhận xét: Trong nhà cao tầng lực dọc tại chân cột thường rất lớn so với mômen (lệch tâm bé), do đó ta ưu tiên cặp nội lực tính toán có N lớn. Tại đỉnh cột thường xảy ra trường hợp lệch tâm lớn nên ta ưu tiên các cặp có M lớn. Ta tính toán với cả 3 cặp nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 cặp đó.

Ở đây ta tính toán cho 1 cặp, các cặp còn lại được tính toán tương tự và được thể hiện trong bảng Excel của phần phụ lục.

Việc tính toán cốt thép cột được tiến hành tương tự nhau nên để tiện cho việc theo dõi, ở đây, chúng ta cũng tiến hành tính toán theo dạng bảng. Sau đây là ví dụ tính toán cốt thép cho một phần tử cột.

5.1.2. Vật liệu

- Bê tông có cấp độ bền B25 : $R_b = 14,5 \text{ Mpa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ Mpa}$
- Cốt thép AI: ($\Phi < 10$) ; $R_s = 225 \text{ Mpa}$; $R_{sw} = 175 \text{ Mpa}$
- Cốt thép AII : ($\Phi \geq 10$) $R_s = 280 \text{ Mpa}$; $R_{sw} = 225 \text{ Mpa}$
- Sử dụng đá 10x20, xi măng PC30
- $\alpha_R = 0,418$.

5.2. Tính toán cốt thép cột

- Tính toán như cấu kiện chịu nén đúng tâm. Tại một tiết diện có 3 cặp nội lực, mỗi cột có 2 tiết diện tính toán nên có 6 cặp nội lực. Xác định cốt thép cho từng tổ hợp sau đó chọn giá trị cốt thép lớn nhất để bố trí cho cột.

- Cốt dọc trong cột được bố trí theo dạng đối xứng: $A_s = A'_s$ ($R_s = R_{sc}$).

- Tiết diện cột (bxh) chịu tác dụng của cặp nội lực tính toán M_{tt} và N_{tt}

- Chiều dài tính toán của cột $l_0 = \psi \cdot H$, với H chiều dài hình học của cột. Sơ đồ tính cột như hình vẽ nên $\psi = 0,7$

5.2.1. Tính toán cột tầng trệt phần tử 1

Tính toán cốt thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1 = M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
C 1 Tầng trệt	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	-9,72	-258,59	3,758	2	3,758
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	7,61	-277,34	2,743	2	2,743
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	-9,72	-258,59	3,758	2	3,758

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 50$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 4.0$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 4,0 = 2,8$ m = 280 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_o = 50 - 5 = 45$ cm

$$Z_a = h_o - a' = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{280}{50} = 5,6 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{400}{600} = 0,67 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{50}{30} = 1,66 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Vì cặp mômen 1 và 3 **bằng** nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_o = \max(e_1, e_a)$

5.2.1.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 9,72 \text{ Tm} = 9,72 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -258,59 \text{ T} = -258,59 \cdot 10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta \cdot e_o + \frac{h}{2} - a = 1,3,758 + \frac{50}{2} - 5 = 23,758 \text{ (cm)}$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{258,59 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 59,4(\text{cm})$$

$$+ \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 45 = 28,035(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot (e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{258,59 \cdot 10^3 \cdot (28 + \frac{59,5}{2} - 45)}{2800 \cdot 40} = 29,43(\text{cm}^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[258,59 \cdot 10^3 + 2 \cdot 2800 \cdot 29,43 \cdot \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right] \cdot 45}{145 \cdot 30 \cdot 45 + \frac{2 \cdot 2800 \cdot 29,43}{0,377}} = 37,75(\text{cm})$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{258,59 \cdot 10^3 \cdot 23,758 - 145 \cdot 30 \cdot 37,75 \cdot (45 - \frac{37,75}{2})}{2800 \cdot 40} = 10,54(\text{cm}^2)$$

5.2.1.2 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$$M = -7,61 \text{ Tm} = -7,61 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -277,34 \text{ T} = -277,34 \cdot 10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,2 \cdot 743 + \frac{50}{2} - 5 = 22,743(\text{cm})$$

+ Sử dụng bê tông B25 , thép AII $\rightarrow \xi_R = 0,623$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{277,34 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 63,75(\text{cm})$$

$$+ \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 45 = 28,035(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{277,34.10^3.(23 + \frac{63,75}{2} - 45)}{2800.40} = 24,45(\text{cm}^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^*.\left(\frac{1}{1-\xi_R} - 1\right) \right].h_0}{R_b.b.h_0 + \frac{2.R_s.A_s^*}{1-\xi_R}} \quad \text{với } 1-\xi_R = 1-0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[277,34.10^3 + 2.2800.24,45.\left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right].45}{145.30.45 + \frac{2.2800.24,45}{0,377}} = 40,54(\text{cm})$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R.h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} = \frac{277,34.10^3.22,743 - 145.30.40,54.(45 - \frac{40,54}{2})}{2800.40} = 10,37(\text{cm}^2)$$

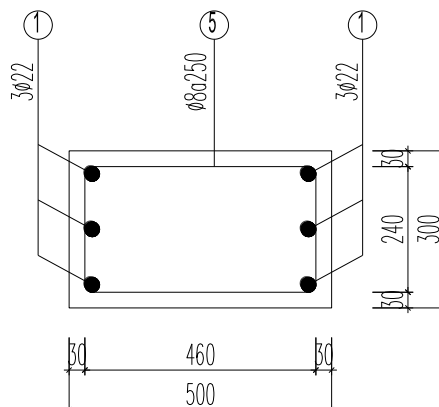
So sánh 2 trường hợp chọn $A_s = 10,54 \text{ cm}^2$

⇒ Chọn thép : 3φ22 có $A_s = A'_s = 11,4 (\text{cm}^2)$ để bố trí cốt thép đối xứng cho toàn cột

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{2 \times 11,4}{30.45} . 100\% = 1,48\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

+ Theo phương cạnh dài ta đặt thêm 2φ12 (cốt giá để đảm bảo điều kiện cấu tạo cốt thép trong cột).



5.2.2. Tính toán cột tầng 4 phần tử 32

Tính toán cột thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1 = M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
C 1 Tầng 4	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	8,09	-143,51	5,637	2	5,637
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	7,35	-144,55	5,084	2	5,084
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	8,09	-143,51	5,637	2	5,637

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 40$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 3,6$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot H = 0,7 \cdot 3,6 = 2,52$ m = 252 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_0 = 40 - 5 = 35$ cm

$$Z_a = h_0 - a' = 35 - 5 = 30 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{40} = 6,3 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{360}{600} = 0,60 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{50}{30} = 1,66 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_0 = \max(e_1, e_a)$

Vì cặp mômen 1 và 3 bằng nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

5.2.2.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 8,07 \text{ Tm} = 8,07 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -143,51T = -143,51.10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.5,637 + \frac{40}{2} - 5 = 20,637(\text{cm})$$

+ Sử dụng bê tông B25 , thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{143,51.10^3}{145.30} = 32,99(\text{cm})$$

$$+ \xi_R \cdot h_0 = 0,623.35 = 21,805(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với x = x₁, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot (e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{143,51.10^3 \cdot (20,637 + \frac{32,99}{2} - 35)}{2800.30} = 3,64(\text{cm}^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[143,51.10^3 + 2.2800.3,64 \cdot \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right] \cdot 35}{145.30.35 + \frac{2.2800.3,64}{0,377}} = 30,06(\text{cm})$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} \cdot Z_a} =$$

$$= \frac{143,51.10^3.20,637 - 145.30.30,06.(35 - \frac{30,06}{2})}{2800.30} = 4,17(\text{cm}^2)$$

5.2.2.2. Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$$M = -7,35Tm = -7,35.10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -144,55 T = -144,55.10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta.e_o + \frac{h}{2} - a = 1.5,084 + \frac{40}{2} - 5 = 20,084(\text{cm})$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b.b} = \frac{144,55.10^3}{145.30} = 33,22(\text{cm})$$

$$+ \xi_R.h_o = 0,623.35 = 21,805(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R.h_o \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với x = x₁, ta có

$$A_s^* = \frac{N.(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc}.Z_a} = \frac{144,55.10^3.(20,084 + \frac{33,22}{2} - 35)}{2800.30} = 2,91(\text{cm}^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2.R_s.A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right].h_o}{R_b.b.h_o + \frac{2.R_s.A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[144,55.10^3 + 2.2800.2,91 \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right].35}{145.30.35 + \frac{2.2800.2,91}{0,377}} = 30,70(\text{cm})$$

$$+ \text{Thỏa mãn điều kiện : } \xi_R.h_o < x < h_o$$

$$+ \text{Tính } A_s = A'_s$$

$$A_s = A'_s = \frac{N.e - R_b.b.x(h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc}.Z_a} =$$

$$= \frac{144,55.10^3.20,084 - 145.30.30,70.(35 - \frac{30,70}{2})}{2800.30} = 3,32(\text{cm}^2)$$

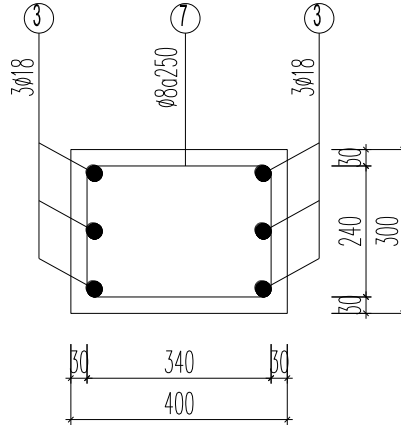
So sánh 2 trường hợp chọn A_s = 4,17 cm²

Do A_s quá nhỏ ta đặt cốt thép theo yêu cầu tối thiểu

⇒ Chọn thép : 3 φ18 có A_s = A'_s = 7,63(cm²) để bố trí cốt thép đối xứng cho toàn cột

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \times 7,63}{30 \cdot 45} \cdot 100\% = 1,01\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$



5.2.3. Tính toán cột tầng trệt phần tử 10

Tính toán cốt thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1 = M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
C 2 Tầng trệt	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	-14,85	-284,66	5,215	3	5,215
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	4,27	-361,47	1,182	3	3
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	14,85	-284,66	5,215	3	5,215

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 70$ cm.

- Chiều cao cột: $H = 4.0$ m

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot H = 0,7 \cdot 4,0 = 2,8$ m = 280 cm

- Giả thiết $a = a' = 5$ cm $\rightarrow h_0 = 70 - 5 = 65$ cm

$$Z_a = h_0 - a' = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{280}{70} = 4 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{400}{600} = 0,67 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{70}{30} = 2,33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 3 \text{ cm}$$

Vì cặp mômen 1 và 3 bằng nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_o = \max(e_1, e_a)$

5.2.3.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 14,85 \text{ Tm} = 14,85 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -284,66 \text{ T} = -284,66 \cdot 10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta \cdot e_o + \frac{h}{2} - a = 1,4 \cdot 736 + \frac{70}{2} - 5 = 35,215 \text{ (cm)}$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{284,66 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 60,43 \text{ (cm)}$$

$$+ \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 65 = 40,495 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot \left(e + \frac{x_1}{2} - h_0\right)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{284,66 \cdot 10^3 \cdot \left(35,215 + \frac{65,43}{2} - 65\right)}{2800 \cdot 60} = 4,96 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1\right) \right] \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[284,66.10^3 + 2.2800.4,96.\left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right].65}{145.30.65 + \frac{2.2800.4,96}{0,377}} = 60,847(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} \cdot Z_a} =$$

$$= \frac{284,66.10^3 \cdot 35,215 - 145.30.60,847 \cdot \left(65 - \frac{60,847}{2} \right)}{2800.60} = 5,19(cm^2)$$

5.2.3.2 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$$M = 4,27 Tm = 4,27.10^5 kG.cm.$$

$$N = -361,47T = -361,47.10^3 kG$$

$$+ e = \eta \cdot e_o + \frac{h}{2} - a = 1.3 + \frac{70}{2} - 5 = 33(cm)$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII $\rightarrow \xi_R = 0,623$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{361,47.10^3}{145.30} = 83,1(cm)$$

$$+ \xi_R \cdot h_0 = 0,623.65 = 40,495(cm)$$

$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow$ nén lệch tâm bé

+ Xác định x theo phương pháp đúng đắn :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot \left(e + \frac{x_1}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{361,47.10^3 \cdot \left(33 + \frac{83,1}{2} - 65 \right)}{2800.60} = 20,54(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \text{ với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[361,47.10^3 + 2.2800.20,54 \cdot \left(\frac{1}{0,377} - 1 \right) \right] \cdot 65}{145.30.65 + \frac{2.2800.20,54}{0,377}} = 60,98(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{361,47 \cdot 10^3 \cdot 33 - 145 \cdot 30 \cdot 60,98 \cdot \left(65 - \frac{60,98}{2} \right)}{2800 \cdot 60} = 13,51 (\text{cm}^2)$$

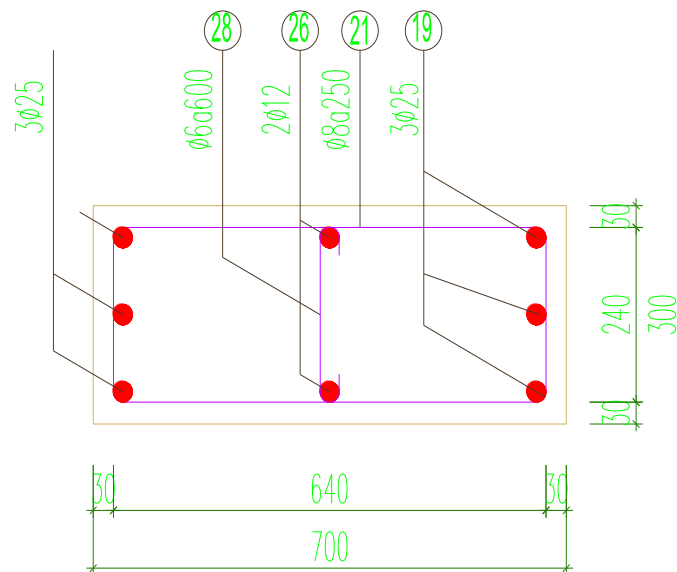
So sánh 2 trường hợp chọn $A_s = 13,51 \text{ cm}^2$

\Rightarrow Chọn thép : $3\phi 25$ có $A_s = A'_s = 14,73 (\text{cm}^2)$ để bố trí cốt thép đối xứng cho toàn cột

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \times 14,73}{30 \cdot 65} \cdot 100\% = 1,3\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

+ Theo phương cạnh dài ta đặt thêm $2\phi 12$ (cốt giá để đảm bảo điều kiện cấu tạo cốt thép trong cột).



5.2.4. Tính toán cột tầng 4 phần tử 14

Tính toán cốt thép:

Tổ hợp nội lực sử dụng tính là :

Cột	Cặp	Đặc điểm cặp nội lực	M (T.m)	N (T)	$e_1=M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0=\max(e_1,e_a)$ (cm)
C 2 Tầng 3	1	$ M _{\max}, N_{tu}$	-12,99	-170,01	7,64	2	7,64
	2	$ N _{\max}, M_{tu}$	8,84	-194,17	4,55	2	4,55
	3	$\left \frac{M}{N} \right _{\max}$	-12,99	-170,01	7,64	2	7,64

- Tiết diện chữ nhật: $b \times h = 30 \times 60 \text{ cm}$.

- Chiều cao cột: $H = 3,6 \text{ m}$

- Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \cdot 3,6 = 2,52 \text{ m} = 252 \text{ cm}$

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

$$Z_a = h_0 - a' = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$$

- Độ mảnh : $\lambda_n = \frac{l_0}{h} = \frac{252}{60} = 4,2 < 8$

\rightarrow bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên : } \begin{cases} e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{360}{600} = 0,60 \text{ cm} \\ e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_a = 2 \text{ (cm)}$$

Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh nên : $e_0 = \max(e_1, e_a)$

Vì cặp mômen 1 và 3 bằng nhau nên ta tính thép đối xứng với cặp nội lực 1 và 2 sau đó chọn cốt thép của cặp mà lượng thép tính được lớn nhất để bố trí cốt thép cho cột.

5.2.4.1 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1:

$$M = 12,99 \text{ Tm} = 12,99 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$$

$$N = -170,01 \text{ T} = -170,01 \cdot 10^3 \text{ kG}$$

$$+ e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a = 1,7,64 + \frac{60}{2} - 5 = 32,64 \text{ (cm)}$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

Với $R_s = R_{sc}$, tính $x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{170,01 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 39,23(cm)$

+ $\xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 55 = 34,265(cm)$

$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow$ nén lệch tâm bé

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với $x = x_1$, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot \left(e + \frac{x_1}{2} - h_0\right)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{170,01 \cdot 10^3 \cdot \left(32,64 + \frac{39,23}{2} - 55\right)}{2800 \cdot 50} = 3,34(cm^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1\right) \right] \cdot h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[170,01 \cdot 10^3 + 2 \cdot 2800 \cdot 3,34 \cdot \left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right] \cdot 55}{145 \cdot 30 \cdot 55 + \frac{2 \cdot 2800 \cdot 3,34}{0,377}} = 38,37(cm)$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính $A_s = A'_s$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)}{R_{sc} \cdot Z_a} =$$

$$= \frac{170,01 \cdot 10^3 \cdot 32,64 - 145 \cdot 30 \cdot 38,37 \cdot \left(55 - \frac{38,37}{2}\right)}{2800 \cdot 50} = -3,43(cm^2)$$

5.2.4.2 Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2:

$M = 8,84Tm = 8,84 \cdot 10^5 \text{ kG.cm.}$

$N = -194,17 = -194,17 \cdot 10^3 \text{ kG}$

$$+ e = \eta \cdot e_o + \frac{h}{2} - a = 1.4,55 + \frac{60}{2} - 5 = 29,55(\text{cm})$$

+ Sử dụng bê tông B25 ,thép AII :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)}$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.623$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ tính } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{194,17 \cdot 10^3}{145 \cdot 30} = 44,63(\text{cm})$$

$$+ \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 55 = 34,265(\text{cm})$$

$$\Rightarrow x_1 > \xi_R \cdot h_0 \Leftrightarrow \text{nén lệch tâm bé}$$

+ Xác định x theo phương pháp đúng dần :

Với x = x₁, ta có

$$A_s^* = \frac{N \cdot \left(e + \frac{x_1}{2} - h_o\right)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{194,17 \cdot 10^3 \cdot \left(29,55 + \frac{44,63}{2} - 55\right)}{2800 \cdot 50} = 4,34(\text{cm}^2)$$

$$x = \frac{\left[N + 2 \cdot R_s \cdot A_s^* \cdot \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1\right) \right] \cdot h_o}{R_b \cdot b \cdot h_o + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} \quad \text{với } 1 - \xi_R = 1 - 0,623 = 0,377$$

$$x = \frac{\left[194,17 \cdot 10^3 + 2 \cdot 2800 \cdot 4,34 \cdot \left(\frac{1}{0,377} - 1\right) \right] \cdot 55}{145 \cdot 30 \cdot 55 + \frac{2 \cdot 2800 \cdot 4,34}{0,377}} = 42,43(\text{cm})$$

+ Thỏa mãn điều kiện : $\xi_R \cdot h_0 < x < h_0$

+ Tính A_s = A'_s

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right)}{R_{sc} \cdot Z_a} =$$

$$= \frac{194,17 \cdot 10^3 \cdot 29,55 - 145 \cdot 30 \cdot 42,43 \cdot \left(55 - \frac{42,43}{2}\right)}{2800 \cdot 50} = -3,55(\text{cm}^2)$$

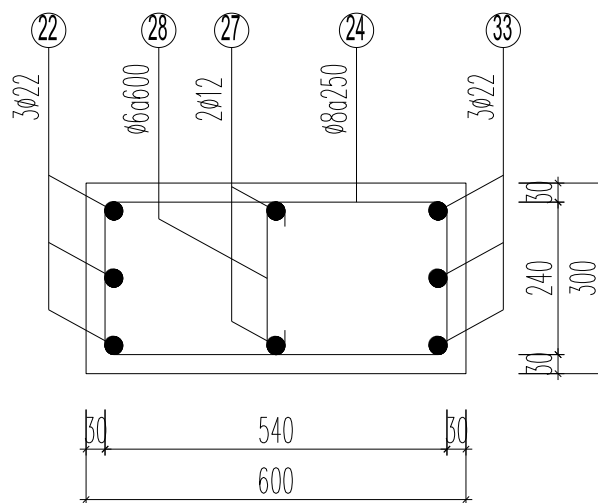
- Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0,1 \times \frac{30.55}{100} = 1,65(\text{cm})^2$

- Chọn $3\Phi 22$ có $A_s = A_s' = 11,4 \text{ cm}^2$.

- Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A_s'}{b.h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \times 11,4}{30.65} \cdot 100\% = 1,06\% > \mu_{\min} = 0,1\%$

- Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

+ Theo phương cạnh dài ta đặt thêm $2\Phi 12$ (cốt giá để đảm bảo điều kiện cấu tạo cốt thép trong cột).



CHƯƠNG 6: TÍNH TOÁN CẦU THANG

6.1 Số liệu tính toán cầu thang.

6.1.1 Vật liệu:

- Bê tông cấp độ bền B25 có: $R_b = 14,5 \text{ MPa} = 145 \text{ KG/cm}^2$;

$$R_{bt} = 1,05 \text{ MPa} = 10.5 \text{ KG/cm}^2.$$

- Thép có $\Phi < 10$ dùng thép AI có $R_s = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$

$$R_{sw} = 175 \text{ MPa} = 1750 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{scw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$$

- Thép có $\Phi \geq 10$ dùng thép AII có $R_s = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$

$$R_{sw} = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ KG/cm}^2$$

$$R_{sc} = 280 \text{ MPa} = 2800 \text{ KG/cm}^2$$

6.1.2 Cấu tạo cầu thang

6.1.2.1 Kích thước tiết diện:

- Chiều cao tầng điển hình là : $h = 3,6 \text{ m}$.

- Cấu tạo thang bộ như sau :

+ Bản thang dày $s=10\text{cm}$.

+ Dầm chiếu nghỉ (DCN) : 200×300

+ Dầm chiếu tới (DCT): 220×400

+ Cốt thang (DBT) : 200×300

+ Kích thước bậc thang : Tầng điển hình bố trí cầu thang 3 vế :

* Vế 1 có 8 bậc : 300×150

* Vế 2 có 5 bậc : 300×150

* Vế 3 có 8 bậc : 300×150

- Kích thước các ô sàn cần tính :

+ Bản chiếu nghỉ: $1,50\text{m} \times 1,94\text{m}$

+ Bản chiếu tới: $5,7\text{m} \times 2,06\text{m}$

+ Bản thang B1: $1,94\text{m} \times 2,4\text{m}$

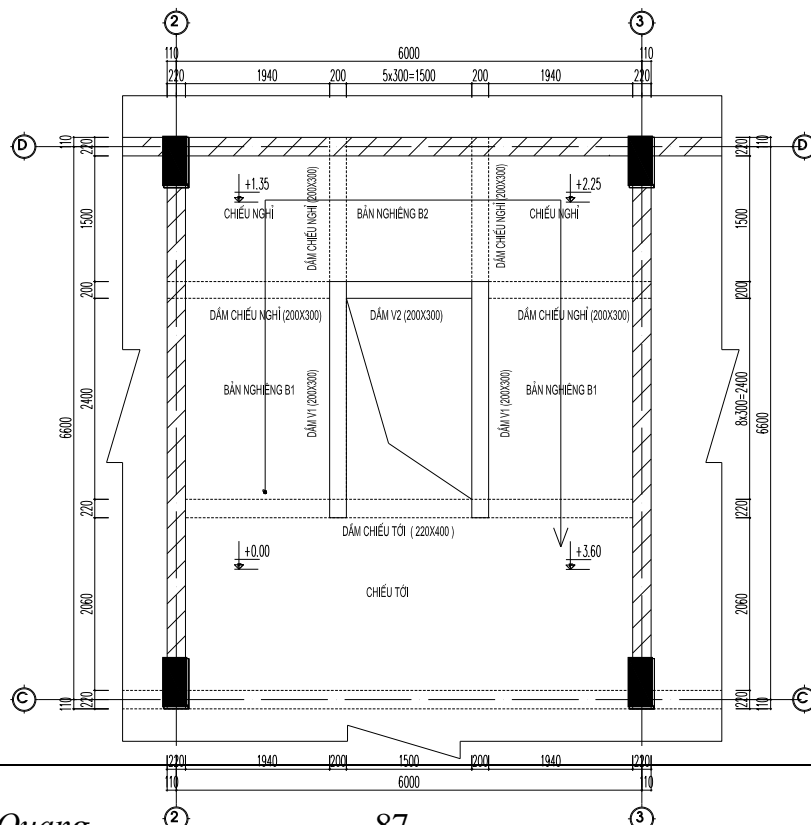
+ Bản thang B2: $1,50\text{m} \times 1,50\text{m}$

Góc hợp bởi bản nghiêng của cầu thang tầng 3 lên tầng 4 (đồng thời là góc nghiêng của bản thang tầng điển hình) và mặt phẳng nằm ngang là

$$\text{tg}\beta = \frac{h_{\text{bt}2}}{b_{\text{bt}2}} = \frac{150}{300} = 0,5 \Rightarrow \beta = 26^{\circ}33'54''$$

Trong đó: $h_{\text{bt}2}$, $b_{\text{bt}2}$ lần lượt là chiều cao và chiều rộng bậc thang tầng 3 lên tầng 4 (đồng thời là chiều cao, chiều rộng bậc thang tầng điển hình).

6.1.2.2 Sơ đồ kết cấu:



Mặt bằng kết cấu thang tầng điển hình

6.2 Tính toán bản thang và bản chiếu nghỉ:

6.2.1 Tính toán bản thang:

6.2.1.1 Xác định tải trọng tác dụng lên bản thang và chiếu tới:

6.2.1.1.1 Tĩnh tải:

Bảng 2-1. Tĩnh tải các lớp bản thang

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR (γ) KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Đá granit	0.02	2000	40	1.1	44
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	Bậc xây gạch	0.15	1800	270	1.1	297
4	Sàn BTCT ,B25	0.1	2500	250	1.1	275
5	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				605		674.5

Bảng 2-2. Tĩnh tải các lớp chiếu nghỉ và chiếu tới

STT	Các lớp sàn	Chiều dày (m)	TLR KG/m ³	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán KG/m ²
1	Đá granit	0.02	2000	40	1.1	44
2	Lớp vữa lót ,B3.5	0.01	1800	18	1.3	23.4
3	Sàn BTCT ,B20	0.1	2500	250	1.1	275
4	Lớp vữa trát trần ,B5	0.015	1800	27	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải				335		377,5

6.2.1.1.2 Hoạt tải:

- Hoạt tải tiêu chuẩn lấy đối với cầu thang là 300 kG/m². Hệ số vượt tải 1,2
- Tải trọng tính toán tác dụng lên dải bản rộng 1m là: p = 360 (kG/m)

6.2.1.1.3 Tổng tải trọng tính toán:

- Bản sàn chiều tới, chiều nghỉ:

$$q_1 = g_1 + p = 377,5 + 360 = 737,5 \text{ (kG/m)}$$

- Bản thang nghiêng:

$$q_2 = g_1 + p = 674,5 + 360 = 1034,5 \text{ (kG/m)}$$

6.2.1.2 Sơ đồ tính:

6.2.1.2.1 Bản nghiêng B₁:

- Nhịp tính toán của bản thang :

+ Cạnh dài bản: $l_2 = \sqrt{2,4^2 + 1,2^2} = 2,68\text{m}$

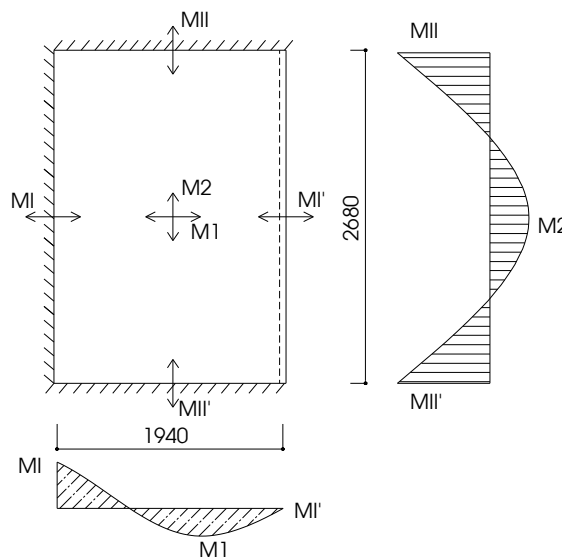
+ Cạnh ngắn của bản: $l_1 = 1,94\text{m}$

$$q = 1034,5 * \cos 26^{\circ}33'54'' = 925,29 \text{ KG/m}^2$$

Tỉ số kích thước theo 2 phương là:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{2,68}{1,94} = 1,38 < 2$$

Vậy bản làm việc theo 2 phương.



Hình 2-1. Sơ đồ tính của bản thang nghiêng

Ta có :

$$M_I = m_I.P$$

$$M_{II} = m_{II}.P$$

$$M_1 = m_1.P$$

$$M_2 = m_2.P$$

Víi : $P = q.L_1.L_2 = 925,28.2,68.1,94 = 4810,7 \text{ kG}$

Tra bảng 1-19 cuốn sổ tay thực hành kết cấu công trình” PGS.PTS. Võ Mạnh Hùng với $l_2/l_{t1} = 1,38$ và nội suy ta có:

$$m_I = 0,0469 ; m_{II} = 0,0203 ; m_1 = 0,0227 ; m_2 = 0,0129$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_I = 0,0469.4810,7 = 224,93(Kg.m) = 22493(Kg.cm) \\ M_{II} = 0,0203.4810,7 = 97,76(Kg.m) = 9776(Kg.cm) \\ M_1 = 0,0227.4810,7 = 110,75(Kg.m) = 11075(Kg.cm) \\ M_2 = 0,0129.4810,7 = 72,56(Kg.m) = 7256(Kg.cm) \end{array} \right.$$

+Tính toán cốt thép :

Cắt bản ra một dải rộng 1m

Ta có tiết diện như sau : b x h = 100 x 10 (cm)

Giả thiết $a_0 = 2$ cm $\Rightarrow h_{01} = h - a_0 = 10 - 2 = 8$ cm

* Tính toán thép theo phương cạnh l_1 : (1,94 m)

+ Cốt thép dương:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{11075}{145 \cdot 100 \cdot 8,0^2} = 0,015 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,992$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{11075}{2250 \cdot 0,992 \cdot 8,0} = 0,62 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_{01}} = \frac{0,62}{100 \cdot 8,0} \cdot 100\% = 0,077\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

\Rightarrow Chọn thép ϕ 6s200 có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

+Cốt thép âm:

$$M_I = 22493 (Kg.cm)$$

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{22493}{145 \cdot 100 \cdot 8,0^2} = 0,031 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,984$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{22493}{2250 \cdot 0,984 \cdot 8,0} = 1,27 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_{01}} = \frac{1,27}{100 \cdot 8,0} \cdot 100\% = 0,16\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

\Rightarrow Chọn thép ϕ 6s200 có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

* Tính cốt thép theo phương l_2 : (2,68m)

Vỡ $M_2 < M_1$ và $M_{II} < M_I \Rightarrow$ Chọn thép theo cấu tạo ϕ 6s200 có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

6.2.1.2.2 Bản nghiêng B₂:

- Nhip tính toán của bản thang:

+ Cạnh dài của bản thang: $l_2 = \sqrt{1,5^2 + 0,75^2} = 1,68\text{m}$

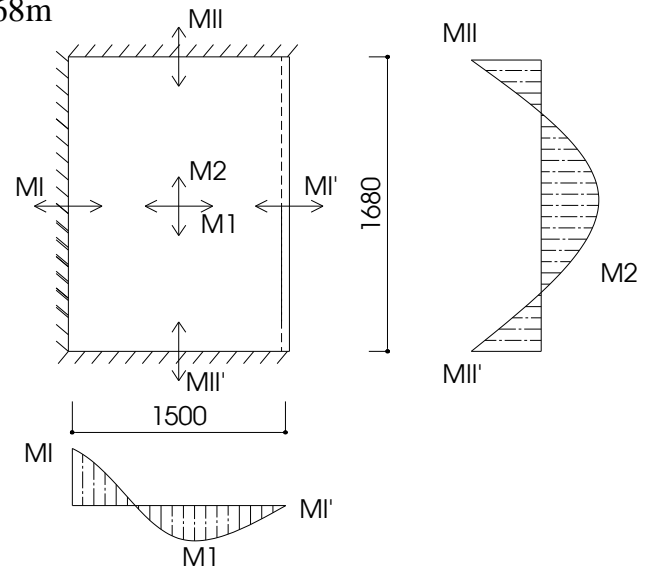
+ Cạnh ngắn của bản: $l_1 = 1,5\text{m}$

$q = 1034,5 * \cos 26^{\circ}33'54'' = 925,29 \text{ KG/m}^2$

Tỉ số kích thước theo 2 phương là:

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{1,68}{1,5} = 1,12 < 2$$

Vậy bản làm việc theo 2 phương.



Hình 2-2. Sơ đồ tính của bản thang nghiêng

Ta có :

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$M_I = m_I \cdot P$$

$$M_2 = m_2 \cdot P$$

Víi : $P = q \cdot L_1 \cdot L_2 = 925,28 \cdot 1,68 \cdot 1,5 = 2331,7\text{kG}$

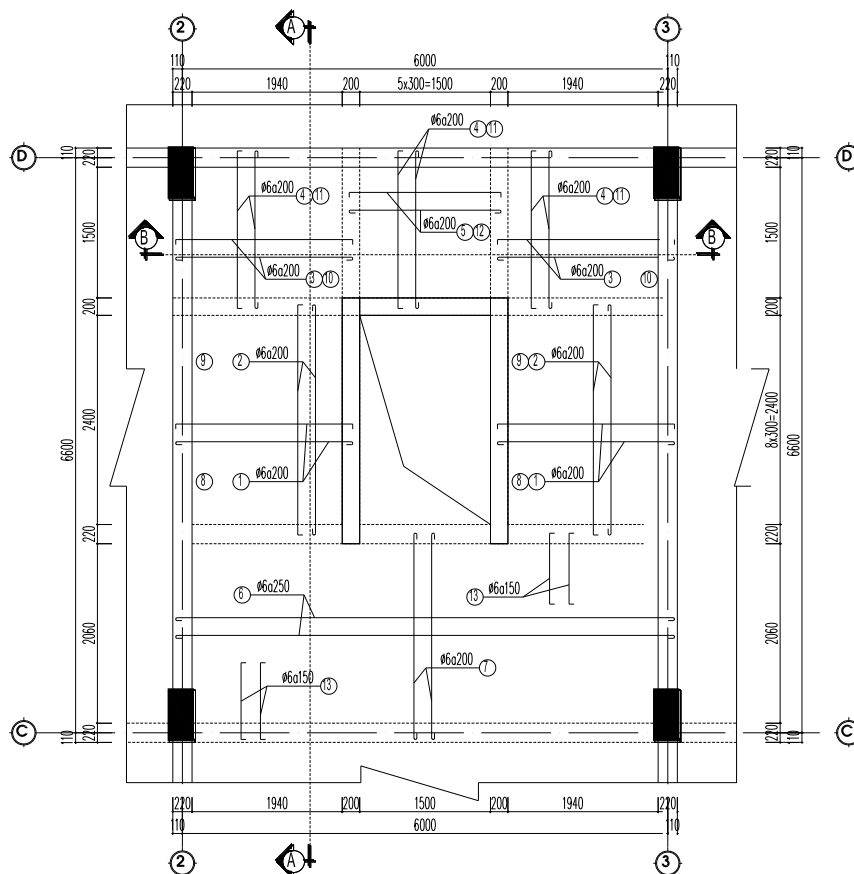
Tra bảng 1-19 cuốn sổ tay thực hành kết cấu công trình” PGS.PTS. Võ Mạnh Hùng với với $l_2/l_1=1,12$ và nội suy ta có:

$$m_I = 0,0511 ; m_{II} = 0,056 ; m_1 = 0,0256 ; m_2 = 0,0232$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_I = 0,0511 \cdot 2331,7 = 119,14(\text{Kg.m}) = 11914(\text{Kg.cm}) \\ M_{II} = 0,056 \cdot 2331,7 = 130,57(\text{Kg.m}) = 13057(\text{Kg.cm}) \\ M_1 = 0,0256 \cdot 2331,7 = 59,69(\text{Kg.m}) = 5969(\text{Kg.cm}) \\ M_2 = 0,0232 \cdot 2331,7 = 54,09(\text{Kg.m}) = 5409(\text{Kg.cm}) \end{array} \right.$$

+Tính toán cốt thép :

Ta thấy các giá trị M_2, M_1 và M_{II}, M_I ở bản nghiêng B₂ đều nhỏ hơn giá trị M_2, M_1 và M_{II}, M_I ở bản nghiêng B₁ => Chọn thép theo cấu tạo $\phi 6s200$ có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$



BỐ TRÍ THÉP CHO THANG BỘ

6.2.2. Tính toán bản chiếu nghỉ.

-Ta tính toán với ô sàn có kích thước: $b \times l = 1500 \times 1940$ mm.

6.2.2.1 .Tải trọng tác dụng trên bản chiếu nghỉ.

$$+ \text{Hoạt tải sàn tính toán} = 300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$+ \text{Tải trọng toàn khối } q_{tt} = 377,5 + 360 = 737,5 \text{ kg/m}^2$$

6.2.2.2. Tính toán nội lực.

- Bản chiếu nghỉ kê lên 2 dầm nên 2 cạnh của ô bản đều là ngàm.

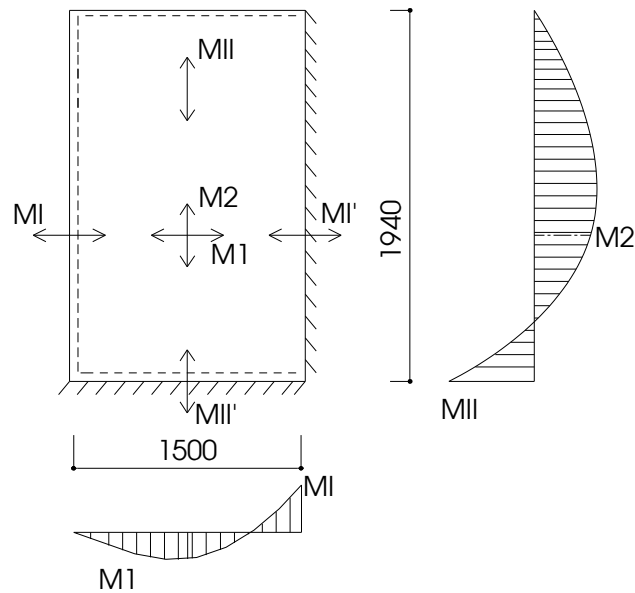
Nhịp tính toán:

$$l_{t1} = 1,50 \text{ m}$$

$$l_{t2} = 1,94 \text{ m}$$

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{1,94}{1,5} = 1,29 < 2 \text{ nên bản làm việc theo 2 phương}$$

- Để tiện tính toán ta quy phương của tải trọng vuông góc với bản và cắt một dải bản có $b = 1$ m để tính.



Ta có:

$$M_I = m_I \cdot P$$

$$M_{II} = m_{II} \cdot P$$

$$M_1 = m_1 \cdot P$$

$$M_2 = m_2 \cdot P$$

$$\text{Với : } P = q \cdot L_1 \cdot L_2 = 737,5 \cdot 1,5 \cdot 1,94 = 2728,125 \text{ kG}$$

Tra bảng 1-19 sơ đồ 6 “Sổ tay thực hành kết cấu công trình” PGS.PTS. Vũ Mạnh Hùng với $l_2/l_1 = 1,006$ và nội suy ta có:

$$m_1 = 0,0373$$

$$m_I = 0,0182$$

$$m_2 = 0,0349$$

$$m_{II} = 0,0176$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_I = 0,0373 \cdot 2728,125 = 101,75 \text{ (Kg.m)} = 10175 \text{ (Kg.cm)} \\ M_{II} = 0,0349 \cdot 2728,125 = 95,21 \text{ (Kg.m)} = 9521 \text{ (Kg.cm)} \\ M_1 = 0,0182 \cdot 2728,125 = 49,65 \text{ (Kg.m)} = 4965 \text{ (Kg.cm)} \\ M_2 = 0,0176 \cdot 2728,125 = 48,01 \text{ (Kg.m)} = 4801 \text{ (Kg.cm)} \end{array} \right.$$

6.2.2.3. Tính toán cốt thép:

Ta có tiết diện tính toán : $b \times h = 100 \times 10 \text{ (cm)}$

Giả thiết $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_{01} = h - a_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

* Tính cốt thép theo phương l_1 : (1,49m)

+ Cốt thép dương:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_{01}^2} = \frac{10175}{145 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,014 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,993$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{10175}{2250 \cdot 0,993 \cdot 8} = 0,56 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_{01}} = \frac{0,56}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,07\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

=>Chọn thép cấu tạo $\phi 6s200 \Rightarrow A_s = 1,42 \text{ cm}^2$.

+Cốt thép âm:

Vì mô men âm nhỏ hơn mô men dương =>Chọn thép cấu tạo $\phi 6s200 \Rightarrow A_s = 1,42 \text{ cm}^2$.

* Tính cốt thép theo phương l_2 : (1,50 m)

Vì mô men theo hai phương bằng nhau =>Chọn thép theo cấu tạo $\phi 6s200$ có $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

6.2.3. Tính toán bản chiếu tới.

-Ta tính toán với ô sàn có kích thước: $b \times l = 2060 \times 5700 \text{ mm}$.

6.2.3.1. Tải trọng tác dụng trên bản chiếu tới.

- Tải trọng tính toán của sàn :

+Hoạt tải sàn tính toán = $300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}^2$

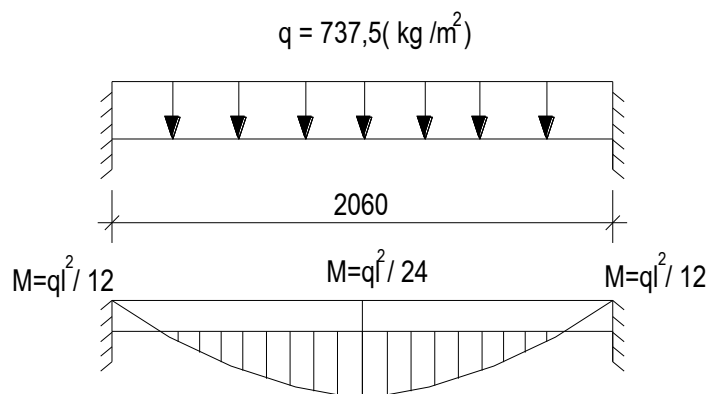
+Tải trọng toàn khối $q_{tt} = 377,5 + 360 = 737,5 \text{ kg/m}^2$

6.2.3.2. Tính toán nội lực.

- Bản chiếu tới kê lên 4 dầm nên 4 cạnh của ô bản đều là ngàm.

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{5,7}{2,06} = 2,66 > 2 \text{ nên bản làm việc theo 1 phương (bản loại dầm)}$$

- Cắt một dải bản rộng 1m theo phương cạnh ngắn => ô sàn loại này có sơ đồ tính: ngàm 2 cạnh. (hình vẽ)



- Nhịp tính toán của sàn :

$$l = l_{t1} = 2,06 \text{ (m)}$$

+Mômen âm ở ngàm:

$$M_1 = \frac{ql^2}{12} = \frac{737,4 * 2,06^2}{12} = 260,77 \text{ kgm}$$

+ Mômen dương ở nhịp để thiên về an toàn ta lấy giá trị sau:

$$M_2 = \frac{ql^2}{24} = \frac{737,5 * 2,06^2}{24} = 130,4 \text{ kgm}$$

- Chọn $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

6.2.3.2.1. Tính thép chịu mômen âm:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{260,77 * 100}{115 * 100 * 8^2} = 0,035 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,982$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{26077}{2250 \cdot 0,982 \cdot 8} = 1,48 \text{ cm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu\% = \frac{A_s}{100 \cdot h_0} = \frac{1,48}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,185\% > \mu_{\min}\% = 0,05\%$$

\Rightarrow Chọn $\emptyset 6$ a150 $A_s = 1,98 \text{ cm}^2$

6.2.3.2.2 Tính thép chịu mômen dương:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{130,4 * 100}{115 * 100 * 8^2} = 0,02 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5x[1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,989$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{13040}{2250 \cdot 0,989 \cdot 8} = 0,73 \text{ cm}^2$$

Chọn $\emptyset 6$ s200 $A_s = 1,42 \text{ cm}^2$

- Cốt thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\emptyset 6$ a200

6.3. Tính toán dầm đỡ bản thang.

6.3.1 Tính toán về phụ

6.3.1.1. Xác định tải trọng.

+ Tải trọng bản thân của dầm chiếu nghỉ và cốn thang (200x300):

$$q_{bt}^{tc} = 0,20 * 0,3 * 2500 = 150 \text{ kg/m}$$

$$q_{bt}^{tt} = 1,1 * 150 = 165 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng bản thang B1 dạng tam giác tác dụng vào dầm chiếu nghỉ:

$$q_{B1}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,49}{2} * 1034,5 = 481,7 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản chiếu nghỉ dạng tam giác tác dụng vào

$$q_{CN}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,49}{2} * 737,5 = 343,4 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản B2 tác dụng lên dầm cốn thang có dạng tam giác :

$$q_{B1}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,5}{2} * 1034,5 = 484,9 \text{ kg/m}$$

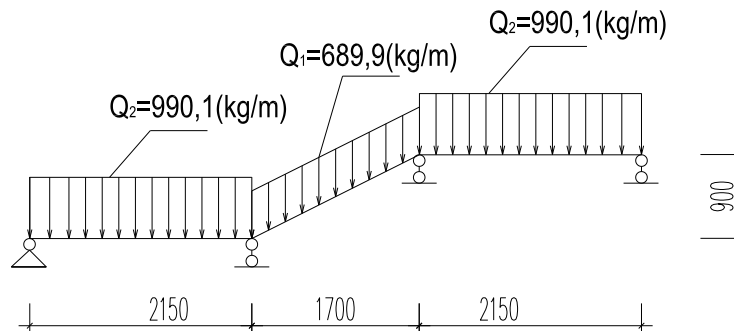
+ Tải trọng do tay vịn lan can tác dụng vào cốn thang : lấy $q_{TV}^{tt} = 40 \text{ (KG/m)}$

Tổng tải tác dụng lên dầm cốn thang là : $q_1^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{B2}^{tt} = 165 + 484,9 + 40 = 689,9 \text{ (kg/m)}$

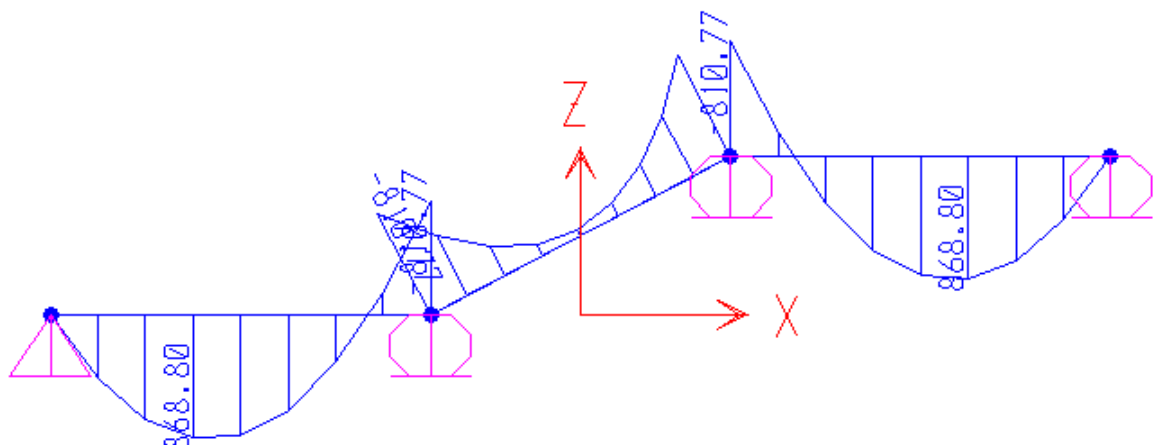
Tổng tải tác dụng lên dầm chiếu nghỉ là :

$$q_2^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{CN}^{tt} + q_{B1}^{tt} = 165 + 343,4 + 481,7 = 990,1 \text{ (kg/m)}$$

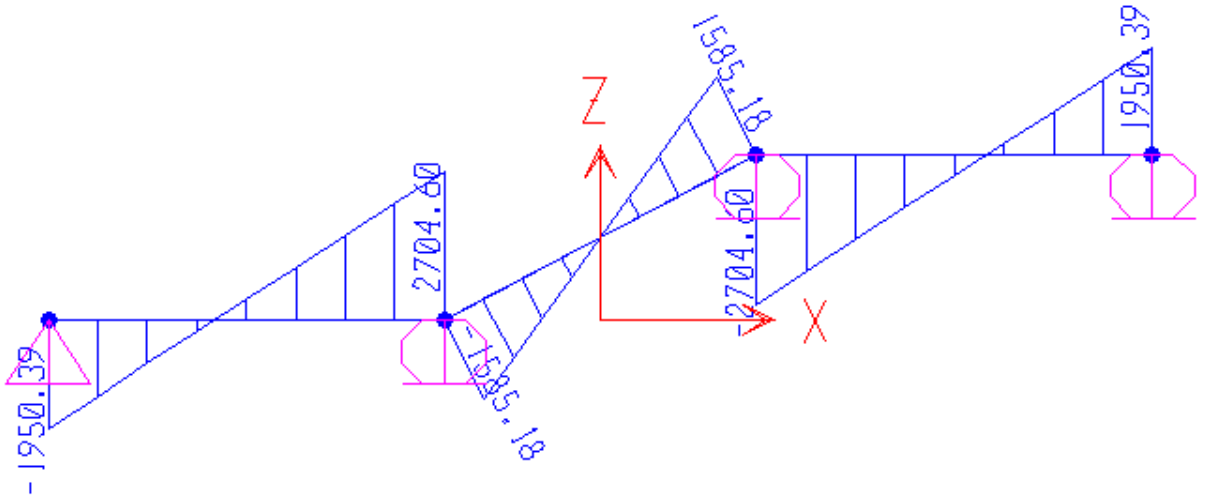
6.3.1.2. Sơ đồ tính



6.3.1.3 Xác định nội lực.



Biểu đồ mô men của dầm V2



Biểu đồ lực cắt

- Mômen âm lớn nhất gây ra ở gối dầm công thang là :

$$M_g = -818,67 \text{ (kgm)}$$

- Mômen dương lớn nhất ở nhịp:

$$M_g = 868,8 \text{ (kgm)}$$

- Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q = 2190,27 \text{ (kg)}$$

6.3.1.4. Tính toán cốt thép.

Giả thiết $a_0 = 4 \text{ cm}$. $h_0 = h_d - a_0 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$.

6.3.1.4.1. Cốt thép dọc chịu mômen âm :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{818,67 \cdot 100}{145 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,04$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,98$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{81867}{2800 \cdot 0,98 \cdot 26} = 0,83 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép theo cấu tạo 2Ø16 có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

6.3.1.4.2. Cốt thép dọc chịu mômen dương:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{868,8 \cdot 100}{145 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,033$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,983$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{86880}{2800 \cdot 0,983 \cdot 26} = 0,71 \text{ cm}^2$$

⇒ Chọn thép 2Ø16 có $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$.

6.3.1.5 Cốt thép đai :

- Kiểm tra điều kiện để bê tông vùng nén không bị ép vỡ dưới tác dụng của ứng suất kéo chính.

$$Q = 2190,27 \text{ (KG)} \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,35 \times 115 \times 22 \times 36 = 31878 \text{ (KG)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: $Q = 2190,27 \text{ (KG)} < 0,6 \times 9 \times 20 \times 26 = 3508 \text{ (KG)}$.

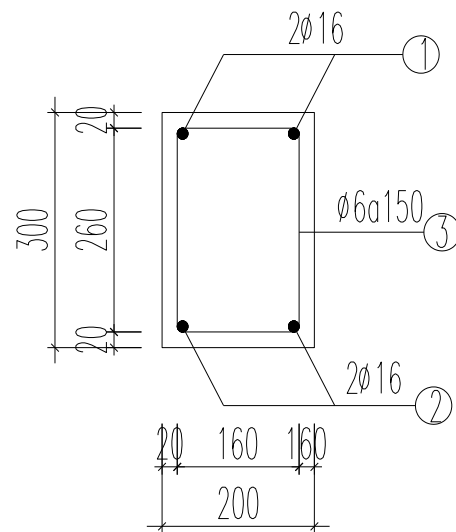
⇒ Như vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt ⇒ cốt đai đặt theo cấu tạo

- Chọn đai $\phi 6$ thép AI.

Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$U_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \\ 150 \end{cases}$$

⇒ Vậy ta chọn cốt đai $\phi 6$ s150



Bố trí thép cho dầm vế 2

6.3.2 Tính toán về chính

6.3.2.1. Xác định tải trọng.

+ Tải trọng bản thân của dầm chiều nghiêng và cốn thang (200x300):

$$q_{bt}^{tc} = 0,20 \times 0,3 \times 2500 = 150 \text{ kg/m}$$

$$q_{bt}^{tt} = 1,1 \times 150 = 165 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng bản thang B2 dạng tam giác tác dụng vào dầm chiều nghiêng:

$$q_{B2}^{tt} = \frac{5}{8} \times \frac{1,5}{2} \times 1034,5 = 484,9 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản B1 tác dụng lên dầm cốn thang có dạng hình thang :

$$q_{B1}^{tt} = 0,86 \times \frac{1,49}{2} \times 1034,5 = 662,80 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do tay vịn lan can tác dụng vào cốn thang : lấy $q_{TV}^{tt} = 40 \text{ (KG/m)}$

+ Tải trọng do bản chiều nghiêng dạng tam giác tác dụng vào

$$q_{CN}^{tt} = \frac{5}{8} * \frac{1,49}{2} * 737,5 = 343,4 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng tập trung do dầm vế phụ truyền vào

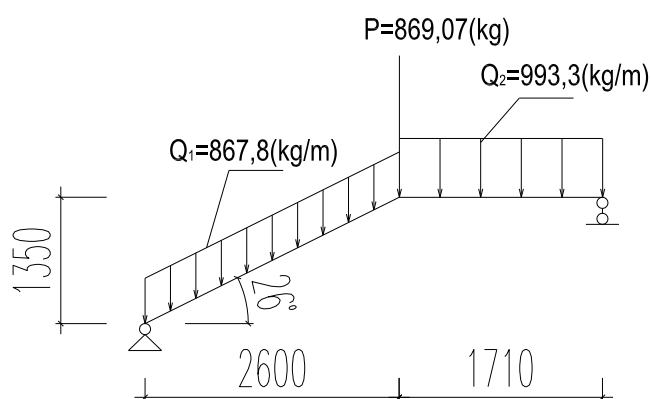
$$P_{VP}^{tt} = 165 + \frac{5}{8} * \frac{1}{2} * \frac{1,5 * 1,7}{2} * 1034,5 + \frac{5}{8} * \frac{1}{2} * \frac{1,49 * 1,7}{2} * 737,5 = 869,07 \text{ (kg)}$$

Tổng tải tác dụng lên dầm cột thang là : $q_1^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{B1}^{tt} = 165 + 662,80 + 40 = 867,8$ (kg/m)

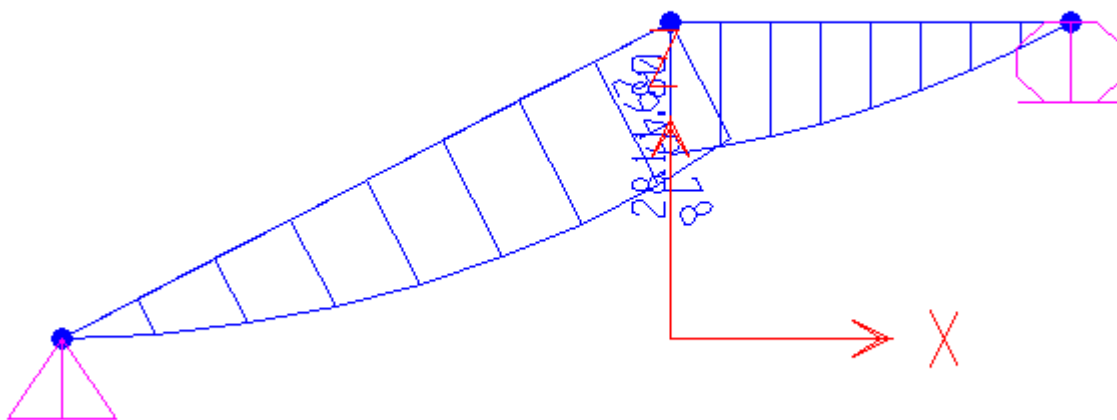
Tổng tải tác dụng lên dầm chiếu nghỉ là :

$$q_2^{tt} = q_{bt}^{tt} + q_{CN}^{tt} + q_{B2}^{tt} = 165 + 343,4 + 484,9 = 993,3 \text{ (kg/m)}$$

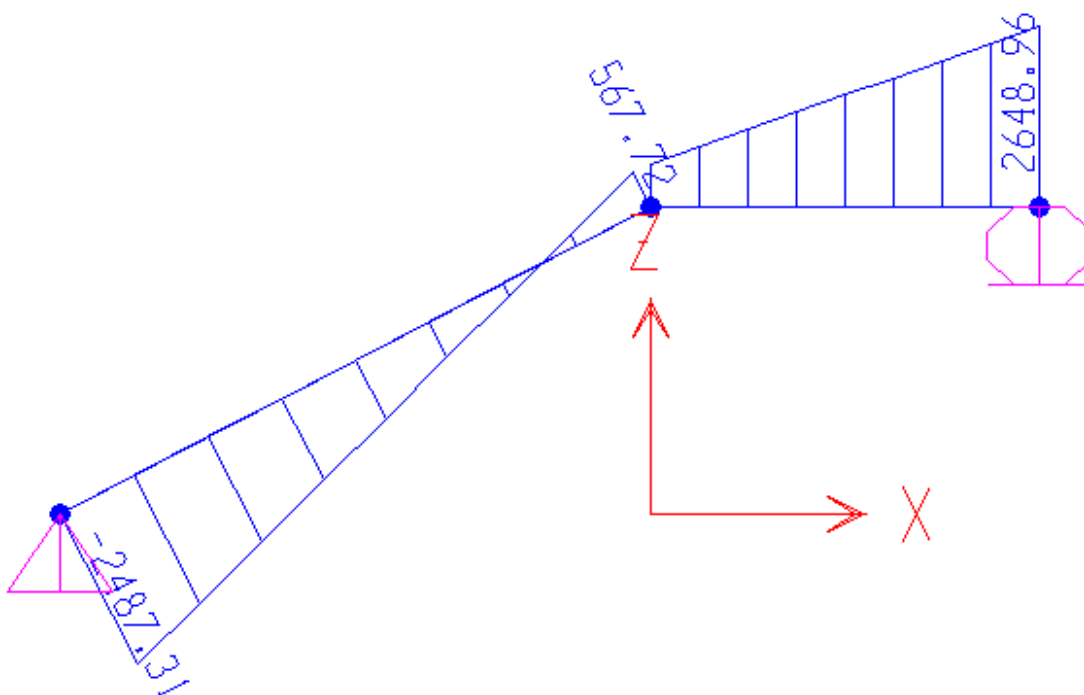
6.3.1.2. Sơ đồ tính



6.3.1.3.Xác định nội lực.



Biểu đồ mô men của dầm V1



Biểu đồ lực cắt

- Mômen dương lớn nhất ở nhịp cốn thang :

$$M_g = 2949,78 \text{ (kgm)}$$

- Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q = 2648,96 \text{ (kg)}$$

6.3.1.4.Tính toán cốt thép.

Giả thiết $a_0 = 4 \text{ cm}$. $h_0 = h_d - a_0 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$.

* Cốt thép dọc chịu mômen âm :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2949,78 \cdot 100}{145 \cdot 20 \cdot 26^2} = 0,20$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,887$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{294978}{2800 \cdot 0,887 \cdot 26} = 4,78 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow Chọn thép theo cấu tạo 2Ø18 có $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$.

\Rightarrow Chọn thép 2Ø16 làm cốt cấu tạo ở phía trên

6.3.1.5 Cốt thép đai :

- Kiểm tra điều kiện để bê tông vùng nén không bị ép vỡ dưới tác dụng của ứng suất kéo chính.

$$Q = 2652,68 \text{ (KG)} \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \times 115 \times 22 \times 36 = 31878 \text{ (KG)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: $Q = 2652,68 \text{ (KG)} < 0,6 \times 9 \times 20 \times 26 = 3508 \text{ (KG)}$.

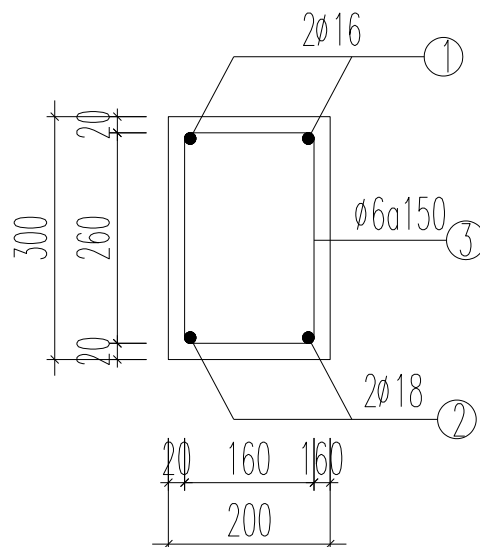
\Rightarrow Như vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt \Rightarrow cốt đai đặt theo cấu tạo

- Chọn đai $\phi 6$ thép AI.

Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$U_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \\ 150 \end{cases}$$

\Rightarrow Vậy ta chọn cốt đai $\phi 6$ s150



Bố trí thép cho dầm vế chính

6.3.3 Tính toán DCT

6.3.3.1. Xác định tải trọng.

+ Tải trọng bản thân của dầm:

$$q_{bt}^{tc} = 0,22 \cdot 0,4 \cdot 2500 = 220 \text{ kg/m}$$

$$q_{bt}^{tt} = 1,1 \cdot 220 = 242 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản B1 tác dụng lên dầm có dạng hình tam giác qui về phân bố đều

$$q_{B1}^{tt} = \frac{5}{8} \cdot \frac{1,49}{2} \cdot 1034,5 = 481,7 \text{ kg/m}$$

+ Tải trọng do bản chiếu tới tác dụng lên dầm dạng hình chữ nhật:

$$q_{s}^{tt} = \frac{2,06}{2} \cdot 737,5 = 759,63 \text{ (kg/m)}$$

+ Tải trọng tập trung do cốn thang tác dụng vào:

$$P = 0,86 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1,49 \cdot 2,4}{2} \cdot 1034,5 = 795,36 \text{ (kG)}$$

+ Tải trọng phân bố do tay vịn lan can lấy $q_{TV}^{tt} = 40 \text{ (kg/m)}$

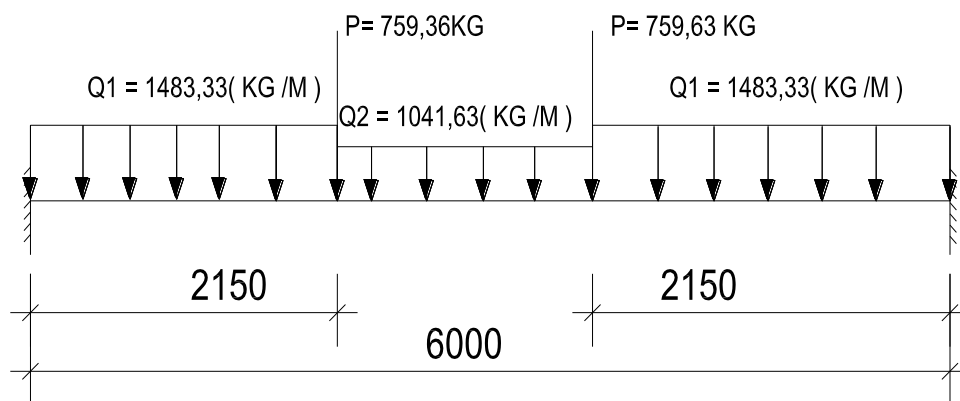
$$\Rightarrow q_1 = q_{bt}^{tt} + q_s^{tt} + q_{B1}^{tt} = 242 + 759,63 + 481,7 = 1483,33 \text{ (kg / m)}$$

$$\Rightarrow q_2 = q_{B1}^{tt} = 242 + 759,63 + 40 = 1041,63 \text{ (kg / m)}$$

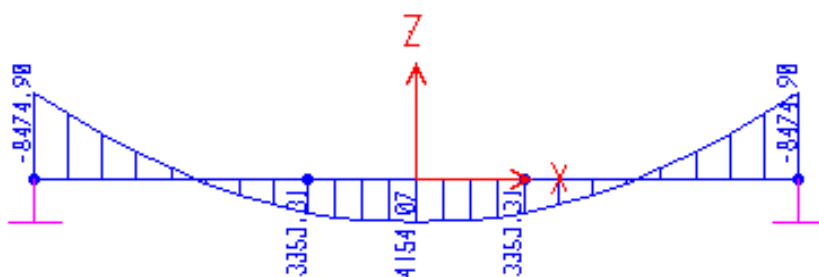
$$\Rightarrow p = 795,36 \text{ (kg)}$$

6.3.3.2. Xác định nội lực.

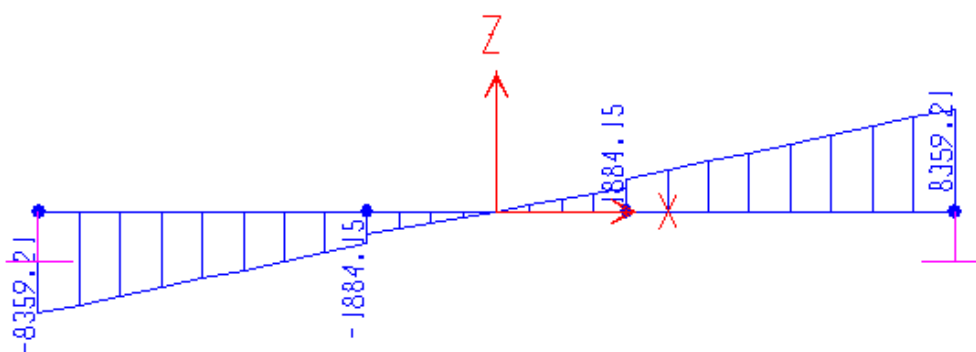
- Dầm DCT có hai đầu gối lên dầm, vậy ta có sơ đồ tính là dầm 2 ngàm như hình vẽ :



- Nhip tính toán: $l_{tt} = 6 \text{ m}$. Giải nội lực ta có



Biểu đồ mô men của dầm chiếu tới



- Mômen dương lớn nhất gây ra ở nhịp dầm là :

$$M_{nh} = 4154,07 \text{ (kg.m)}$$

- Mômen âm lớn nhất ở gối :

$$M_g = -8474,90 \text{ (kg.m)}$$

- Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q = 8359,21 \text{ (kg)}$$

6.3.3.3 Tính toán cốt thép.

Giả thiết $a_0 = 4 \text{ cm}$. $h_0 = h_d - a_0 = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$.

6.3.3.3.1 Cốt thép dọc chịu mômen dương :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4154,07 \cdot 100}{145 \cdot 22 \cdot 36^2} = 0,06$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \cdot [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,969$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{415407}{2800 \cdot 0,969 \cdot 36} = 1,92 \text{ cm}^2$$

⇒ Chọn thép theo cấu tạo 2Ø16 có $A_s=4,02 \text{ cm}^2$.

6.3.3.3.2 Cốt thép dọc chịu mômen âm :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{8474,9 \cdot 100}{145 \cdot 22 \cdot 36^2} = 0,12$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \times [1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}] = 0,936$$

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{847490}{2800 \cdot 0,936 \cdot 36} = 4,2 \text{ cm}^2$$

⇒ Chọn thép 2Ø18 có $A_s= 5,09 \text{ cm}^2$.

6.3.3.3.3 Cốt thép đai :

- Kiểm tra điều kiện để bê tông vùng nén không bị ép vỡ dưới tác dụng của ứng suất kéo chính.

$$Q = 4495,75 \text{ (KG)} \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,35 \times 115 \times 22 \times 36 = 31878 \text{ (KG)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: $Q = 4495,75 \text{ (KG)} < 0,6 \times 9 \times 22 \times 36 = 4576,8 \text{ (KG)}$.

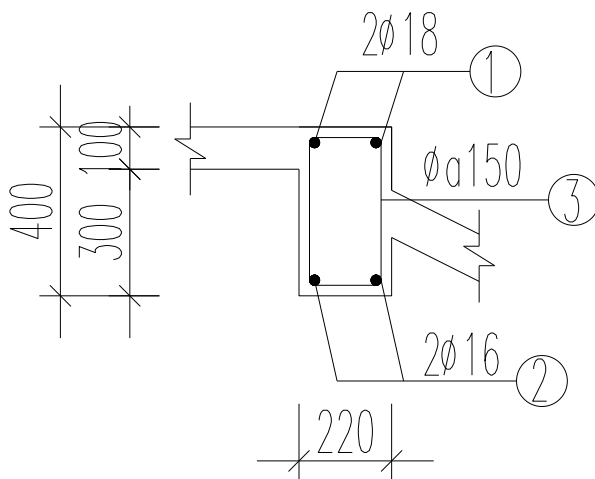
⇒ Như vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt ⇒ cốt đai đặt theo cấu tạo

- Chọn đai $\phi 6$ thép AI.

Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

$$U_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \\ 150 \end{cases}$$

⇒ Vậy ta chọn cốt đai $\phi 6$ s150



CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 3

7.1. Địa chất công trình và địa chất thủy văn

7.1.1. Điều kiện địa chất công trình.

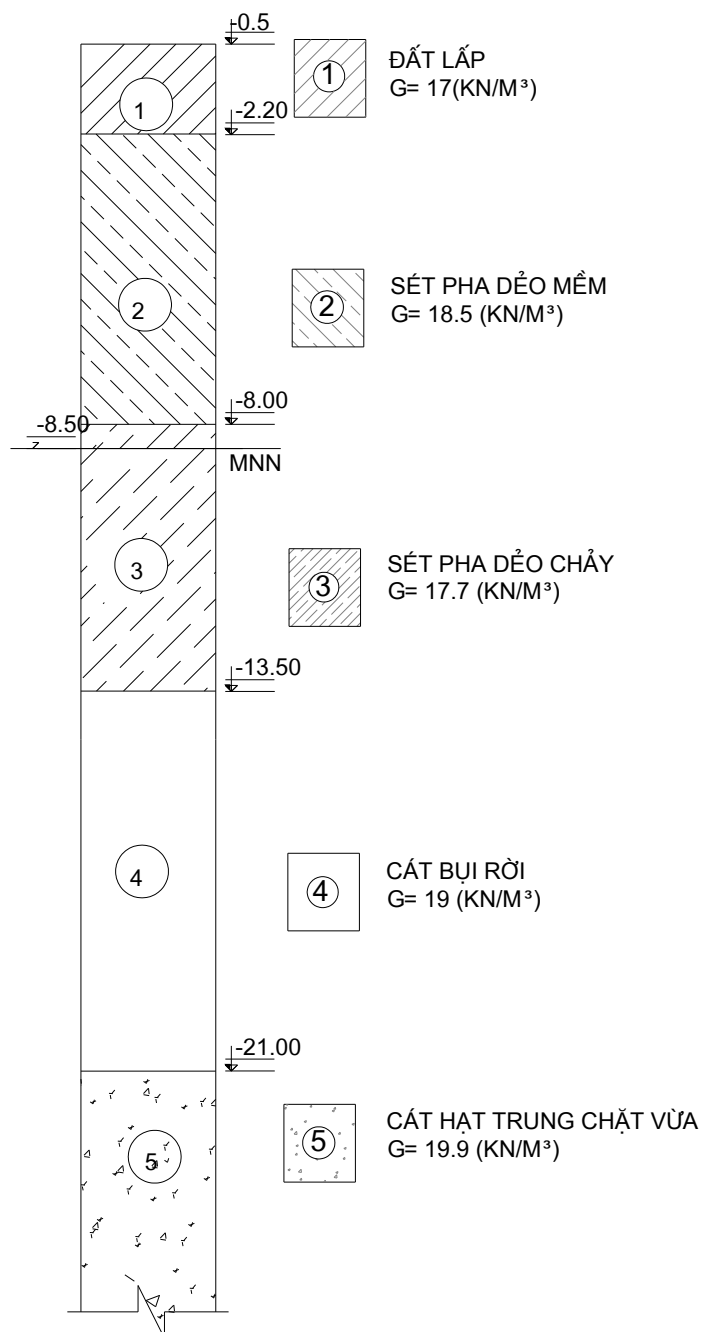
Kết quả thăm dò và khảo sát địa chất dưới công trình được trình bày trong bảng dưới đây:

SỐ LIỆU TÍNH TOÁN MÓNG			
Lớp đất	Chiều dày(m)	Độ sâu(m)	Mô tả lớp đất
1	1,7	2,2	Đất lấp
2	5,8	8,0	Sét pha dẻo mềm
3	5,5	13,5	Sét pha dẻo chảy
4	7,6	21,0	Cát bụi rời
5	8,0	29,0	Cát hạt trung chặt vừa

Số liệu địa chất được khoan khảo sát tại công trường và thí nghiệm trong phòng kết hợp với các số liệu xuyên tĩnh cho thấy đất nền trong khu vực xây dựng gồm các lớp đất có thành phần và trạng thái như sau:

CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN					
Lớp đất	1	2	3	4	5
Chiều dày(m)	1,7	5,8	5,5	7,5	8,0
Dung trọng tự nhiên γ (KN/m ³)	17	18,5	17,7	19	19,9
Hệ số rỗng e	-	0,975	1,091	0,601	0,501
Tỉ trọng Δ	-	26,8	26,8	26,4	26,3
Độ ẩm tự nhiên W_0 (%)	-	36,3	33,2	19,5	19,5
Độ ẩm giới hạn nhão W_{nh} (%)	-	43,0	34,4	-	-
Độ ẩm giới hạn dẻo W_d (%)	-	25,5	20,6	-	-
Độ sệt B	-	0,617	1,268	-	-
Góc ma sát trong φ °	6	15	8	25	38

Lực dính c (Kg/cm ²)	-	60	14	-	-
Kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT	-	N =7	N =1	N=22	N=41
Kết quả xuyên tĩnh CPT q _c (MPa)	-	1,33	0,21	6,8	18,5
E ₀ (KN/m ²)	-	6650	840	13600	37000



7.1.2. Đánh giá điều kiện địa chất và tính chất xây dựng.

7.1.2.1 Lớp 1: lớp đất lấp:

Phân bố mặt trên toàn bộ khu vực khảo sát, có bề dày 1,7m, thành phần chủ yếu là lớp đất trồng trọt, là lớp đất yếu và khá phức tạp, có độ nén chặt chưa ổn định.

7.1.2.2 Lớp 2: lớp đất sét pha dẻo mềm:

Là lớp đất có chiều dày 5.8m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

$$+ \text{Hệ số rỗng tự nhiên: } e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8.1.(1+0,363)}{18,5} - 1 = 0,975$$

$$+ \text{Chỉ số dẻo: } A = W_{nh} - W_d = 43,0 - 25,5 = 17,5 > 17 \Rightarrow \text{lớp đất sét.}$$

$$+ \text{Độ sệt: } B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{36,3 - 25,5}{17,5} = 0,617 \Rightarrow 0,5 < B < 0,75 \Rightarrow \text{Đất ở trạng}$$

thái dẻo mềm.

$$+ \text{Môđun biến dạng: ta có } q_c = 1,33 \text{ MPa} = 1330 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 5.1330 = 6650 \text{ KN/m}^2 \quad (\alpha \text{ là hệ số lấy theo loại đất}).$$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có cường độ trung bình, hệ số rỗng lớn, góc ma sát và môđun biến dạng trung bình, tuy nhiên bề dày công trình hạn chế so với tải trọng công trình truyền xuống nên lớp đất này chỉ thích hợp với việc đặt đài móng và cho cọc xuyên qua.

7.1.2.3 Lớp 3: lớp đất sét pha dẻo chảy:

Là lớp đất có chiều dày 5.5m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

$$+ \text{Hệ số rỗng tự nhiên: } e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8.1.(1+0,381)}{17,7} - 1 = 1,091$$

+ Một phần lớp đất nằm dưới mực nước ngầm:

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26,8 - 10}{1+1,091} = 8,03 \text{ KN/m}^3$$

$$+ \text{Chỉ số dẻo: } A = W_{nh} - W_d = 34,4 - 20,6 = 13,8 \Rightarrow 7 < A = 13,8 < 17 \text{ lớp đất á sét.}$$

$$+ \text{Độ sệt: } B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{38,1 - 20,6}{13,8} = 1,268 > 1 \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái chảy.}$$

$$+ \text{Môđun biến dạng: ta có } q_c = 0,21 \text{ MPa} = 210 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 4.210 = 840 \text{ KN/m}^2$$

• **Nhận xét:** Là lớp đất có hệ số rỗng tương đối lớn, góc ma sát trong nhỏ và môđun biến dạng khá nhỏ, sức kháng xuyên yếu nên lớp đất này không thể là vị trí đặt mũi cọc móng công trình.

7.1.2.4 Lớp 4: lớp đất cát bụi nhỏ:

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q _c (MPa)	N ₃₀
2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1	0,1÷0,05	0,05÷0,01	0,01÷0,002				
7,5	7	30	35	15,5	3,5	1,5	19,5	26,4	6,8	22

Là lớp đất có chiều dày 7.6m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

+ Thấy rằng $d \geq 0.1$ chiếm $79.5\% > 75\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt nhỏ.

+ Hệ số rỗng tự nhiên: $e = \frac{\Delta - \gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,4 - 10(1+0,195)}{19} - 1 = 0,601$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26,4 - 10}{1+0,601} = 10,24 \text{ KN} / \text{m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 6,8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái rời.

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 6,8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2$.

$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2,6800 = 13600 \text{ KN/m}^2$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có cường độ chịu tải không cao, hệ số rỗng và sức kháng xuyên trung bình, môđun đàn hồi khá nhỏ. Chỉ là lớp tạo ma sát và cho cọc xuyên qua.

7.1.2.5 Lớp 5: lớp đất cát trung:

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q _c (MPa)	N ₆₀
>10	10÷5	5÷2	2÷1	1÷0,5	0,5÷0,25	0,25÷0,1				
1,5	9	25	41,5	10	9	4	13,6	26,3	18,5	41

Là lớp đất có chiều dày 8.0m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau + Thấy rằng $d \geq 2$ chiếm $35.5\% > 25\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt trung

+Hệ số rỗng tự nhiên:

$$e = \frac{\Delta - \gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,3 - 10(1+0,136)}{1,99} - 1 = 0,501$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26,3 - 10}{1+0,501} = 10,86 \text{ KN} / \text{m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 18,5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$

⇒ Đất ở trạng thái chặt .

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 18,5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$.

⇒ $E_0 = \alpha q_c = 2.18500 = 37000 \text{ KN/m}^2$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có hệ số rỗng nhỏ, góc ma sát và môđun biến dạng lớn, rất thích hợp cho việc đặt vị trí mũi cọc.

7.1.3. Điều kiện địa chất thủy văn.

Mực nước ngầm tương đối ổn định ở độ sâu -8.5m so với cốt tự nhiên, nước ít ăn mòn. Công trình cần thi công móng ở độ sâu khá lớn, do vậy ảnh hưởng của nước ngầm đến móng công trình là không đáng kể. Các lớp đất trong trụ địa chất không có dị vật cản trở việc thi công. Lát cắt địa chất công

trình như sau:

7.1.4. Đánh giá điều kiện địa chất công trình.

Qua lát cắt địa chất ta thấy lớp 1 là lớp đất lấp có thành phần hỗn tạp cần phải nạo bỏ. Các lớp đất 2,3 đều là các lớp đất thuộc loại sét mềm yếu, có môđun biến dạng thấp ($E_0 < 10000 \text{ KN/m}^2$).

Lớp đất thứ 4 là lớp cát rời chỉ tạo ma sát cho bề mặt cọc và chọc xuyên qua. Lớp 5 có cường độ lớn hơn và tốt hơn cho móng nhà cao tầng. Lớp này là lớp đất cát thô có $E_0 = 37000 \text{ KN/m}^2$, đây là lớp đất rất tốt. Vì vậy chọn phương án móng cọc cắm vào lớp đất này để chịu tải là hợp lý.

7.2. Lập phương án móng , lựa chọn phương án

7.2.1. Các giải pháp móng cho công trình:

Vì công trình là nhà nhiều tầng nên tải trọng đứng truyền xuống móng nhân theo số tầng là rất lớn. Mặt khác vì chiều cao nhà gần 40m nên tải trọng ngang tác dụng là khá lớn, đòi hỏi móng có độ ổn định cao. Do đó phương án móng sâu là hợp lý nhất để chịu được tải trọng từ công trình truyền xuống. Xem xét một số phương án sau:

7.2.1.1 Móng cọc đóng: Ưu điểm là kiểm soát được chất lượng cọc từ khâu chế tạo đến khâu thi công nhanh. Nhưng hạn chế của nó là tiết diện nhỏ, khó xuyên qua ổ cát, thi công gây ồn và rung ảnh hưởng đến công trình thi công bên cạnh đặc biệt là khu vực thành phố. Hệ móng cọc đóng không dùng được cho các công trình có tải trọng quá lớn do không đủ chỗ bố trí các cọc.

7.2.1.2. Móng cọc ép: Loại cọc này chất lượng cao, độ tin cậy cao, thi công êm dịu. Hạn chế của nó là khó xuyên qua lớp cát chặt dày, tiết diện cọc và chiều dài cọc bị hạn chế. Điều này dẫn đến khả năng chịu tải của cọc chưa cao.

7.2.1.3. Móng cọc khoan nhồi: Là loại cọc đòi hỏi công nghệ thi công phức tạp. Tuy nhiên nó vẫn được dùng nhiều trong kết cấu nhà cao tầng vì nó có tiết diện và chiều sâu lớn do đó nó có thể tựa được vào lớp đất tốt nằm ở sâu vì vậy khả năng chịu tải của cọc sẽ rất lớn. Mặc dù vậy nhưng nếu xét về hiệu quả kinh tế đối với từng công trình cụ thể thì việc thi công móng bằng công nghệ thi công cọc khoan nhồi có phù hợp hay không?

➤ Công trình nhà cao tầng thường có các đặc điểm chính: tải trọng thẳng đứng giá trị lớn đặt trên mặt bằng hạn chế, công trình cần có sự ổn định khi có tải trọng ngang...

Do đó việc thiết kế móng cho nhà cao tầng cần đảm bảo:

- Độ lún cho phép
- Sức chịu tải của cọc
- Công nghệ thi công hợp lý không làm hư hại đến công trình đã xây dựng.
- Đạt hiệu quả – kinh tế – kỹ thuật.

Với các đặc điểm địa chất công trình như đã giới thiệu, các lớp đất phía trên đều là đất yếu không thể đặt móng nhà cao tầng lên được, chỉ có các lớp cuối cùng là cát hạt thô có chiều dài không kết thúc tại đáy hố khoan là có khả năng đặt được móng cao tầng.

Hiện nay có rất nhiều phương án xử lý nền móng. Với công trình cao gần 40m so với mặt đất tự nhiên, tải trọng công trình đặt vào móng là khá lớn, do đó ta chọn phương án móng sâu dùng cọc truyền tải trọng công trình xuống lớp đất tốt.

+ Phương án 1: dùng cọc tiết diện 30x30cm, thi công bằng phương pháp đóng.

+ Phương án 2: dùng cọc tiết diện 30x30cm, thi công bằng phương pháp ép.

+ Phương án 3: dùng cọc khoan nhồi.

❖ Ưu, nhược điểm của cọc BTCT đúc sẵn :

• Ưu điểm :

- Tựa lên nền đất tốt nên khả năng mang tải lớn.
- Dễ kiểm tra được chất lượng cọc, các thông số kỹ thuật (lực ép, độ chồi...) trong quá trình thi công.
- Việc thay thế và sửa chữa dễ dàng khi có sự cố về kỹ thuật và chất lượng cọc.
- Môi trường thi công móng sạch sẽ hơn nhiều so với thi công cọc khoan nhồi.
- Giá thành xây dựng tương đối rẻ và phù hợp.
- Nếu thi công bằng phương pháp ép cọc thì không gây tiếng ồn và nó phù hợp với việc thi công móng trong thành phố.
- Phương tiện, máy móc thi công đơn giản, nhiều đội ngũ cán bộ kỹ thuật và công nhân có kinh nghiệm và tay nghề thi công cao.
- Trong không gian chật hẹp thì phương pháp này tỏ ra hữu hiệu vì có thể dùng chính tải trọng công trình làm đối trọng (phương pháp ép sau).
- Thi công phổ biến với chiều dài cọc phong phú và có thể đóng hoặc ép.

• Nhược điểm:

- Không phù hợp với nền đất coa các lớp đất tốt nằm sâu hơn 40m, các lớp đất có nhiều chướng ngại vật.

- Phải nối nhiều đoạn, không có biện pháp kỹ thuật để bảo vệ mối nối hiệu quả.
- Dù là ép hay đóng thì khả năng giữ cọc thẳng đứng gặp khó khăn, và nhiều sự cố thi công khác như: hiện tượng chồi giả, vỡ đầu cọc, an toàn lao động khi cầu lắp các đoạn cọc.
- Quá trình thi công gây ra những chấn động (phương pháp đóng cọc) làm ảnh hưởng đến công trình lân cận.
- Đường kính cọc hạn chế nên chiều sâu, sức chịu tải cũng kém hơn cọc nhồi.
⇒ Khi dùng phương pháp thi công cọc BTCT đúc sẵn phải khắc phục các nhược điểm của cọc và kỹ thuật thi công để đảm bảo yêu cầu.

❖ Ưu, nhược điểm của cọc khoan nhồi :

• Ưu điểm :

- Có thể tạo ra những cọc có đường kính lớn do đó chịu tải nén rất lớn.
- Do cách thi công, mặt bên của cọc nhồi thường bị nhám do đó ma sát giữa cọc và đất nói chung có trị số lớn so với các loại cọc khác.
- Khi cọc làm việc không gây lún ảnh hưởng đáng kể cho các công trình lân cận.
- Quá trình thực hiện thi công móng cọc dễ dàng thay đổi các thông số của cọc (chiều sâu, đường kính) để đáp ứng với điều kiện cụ thể của địa chất dưới nhà.

• Nhược điểm:

- Khó kiểm tra chất lượng của cọc.
- Thiết bị thi công tương đối phức tạp .
- Nhân lực đòi hỏi có tay nghề cao.
- Rất khó giữ vệ sinh công trường trong quá trình thi công.

7.2.2. Lựa chọn phương án cọc

Qua những phân tích trên dùng **phương pháp cọc ép** với tiết diện cọc là 300x300mm, dự kiến hạ cọc vào lớp đất 5 1 đoạn là 1,3m

7.2.3. Tiêu chuẩn xây dựng:

Độ lún cho phép [s]=8cm.

7.2.4. Các giả thuyết tính toán, kiểm tra cọc đài thấp :

- Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.
- Tải trọng truyền lên công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không truyền lên các lớp đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp xúc với đài cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc.
- Vì việc tính toán khối móng quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số mômen của tải trọng ngoài tại

đáy móng khối quy ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số mômen của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.

- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng.
- Cọc được ngàm cứng vào đài.
- Tải trọng ngang hoàn toàn do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

7.3. Tính toán cọc đơn

7.3.1. Vật liệu.

7.3.1.1 Đài cọc:

- + Bê tông cấp độ bền B25: $R_b = 14,5\text{MPa}$. $R_{bt} = 1,15\text{MPa}$.
- + Cốt thép CII: $R_a = 280\text{MPa}$.
- + Bê tông lót B12.5 dày 10cm.

7.3.1.2 Cọc :

- + Bích đầu cọc: thép bản dày 1cm, cao 15cm, đầu cọc ngàm vào đài 15cm và cốt thép neo(phá đầu cọc) trong đài bằng 30d Lấy 60cm.

Vậy tổng chiều dài cọc trong đài là 90cm

- + Mũi cọc cắm sâu vào lớp thứ 5 là 1,3m.nên ta có chiều dài cọc $l = 22,3 - 2,2 + 0,9 = 21,0\text{m}$. Chọn 3 đoạn,cọc 30x30cm và chiều dài mỗi cọc là 7 m

- + Đầu mũi cọc vát 30cm.

7.3.2. Tính toán cốt thép dọc và cốt thép móc cầu:

7.3.2.1.. Khi vận chuyển cọc:

Tải trọng phân bố là tải trọng bản thân cọc:

$$q = \gamma \cdot F \cdot n = 25 \cdot 0,09 \cdot 1,5 = 3,38\text{KN/m}$$

Trong đó: $n = 1,5$ - là hệ số động.

Chọn giá trị a để:

$$M_1^+ = M_1^- = \frac{qa^2}{2} = \frac{3,38 \cdot 1,5^2}{2} = 3,8\text{KNm}$$

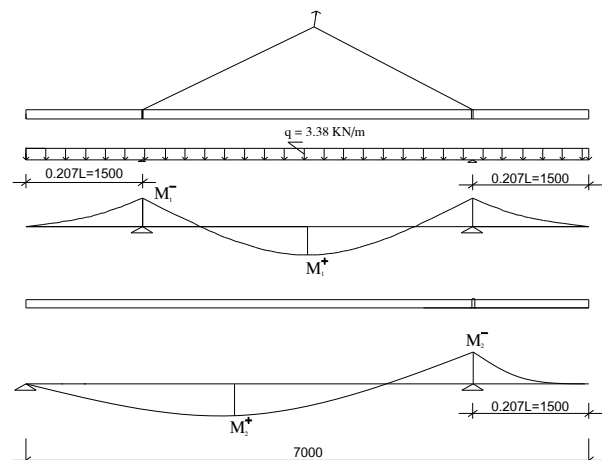
Với $a = 0,207l = 0,207 \cdot 7 = 1,5\text{m}$

7.3.2.2. Khi cọc đeo trên giá:

$$M_2^+ = M_2^- = \frac{qa^2}{2} = \frac{3,38 \cdot 1,5^2}{2} = 3,8\text{KNm}$$

Với $a = 0,207l = 0,207 \cdot 7 = 1,5\text{m}$

Chọn lớp bảo vệ $a = 3\text{cm}$. Chiều cao làm việc của cốt thép trong cọc là:



$$h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{0.9h_0R_s} = \frac{3,8}{0,9 \cdot 0,27 \cdot 280 \cdot 10^3} = 5,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,58 \text{ cm}^2$$

Chọn 4φ 16 có $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{8,04}{30 \cdot 27} \cdot 100\% = 1\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

7.3.2.3. Cốt thép làm móc cầu:

Lực kéo ở móc cầu trong trường hợp cầu lắp cọc: $F = ql$

\Rightarrow Lực kéo một nhánh:

$$F' = F/2 = ql/2 = 3,38 \cdot 7/2 = 12,68 \text{ KN.}$$

Diện tích thép móc cầu: $F_c = F'/R_s = 12,68 / 280000 = 0,4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,4 \text{ cm}^2$.

Chọn φ12 có $F_s = 1,13 \text{ cm}^2$ để làm móc cầu.

Chi tiết cọc BTCT đúc sẵn được thể hiện trong bản vẽ móng

7.3.3. Xác định sức chịu tải của cọc:

7.3.3.1. Theo vật liệu:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được tính như sau: $P_{cvi} = m(R_b F_b + R_s F_a)$

Trong đó:

R_b - Cường độ của bê tông cọc BTCT đúc sẵn.

F_b - Diện tích tiết diện cọc.

F_a - Diện tích cốt thép dọc.: $F_a = 8,04 \text{ cm}^2$

$F_b = F_c - F_a = 30 \cdot 30 - 8,04 = 89196 \text{ cm}^2$

R_s - Cường độ tính toán của cốt thép

m - Hệ số điều kiện làm việc của cọc.

$$\Rightarrow P_{cvi} = 1(145.891,96 + 2800 \times 8,04) = 151846 \text{ KG} = 1518,16 \text{ KN}$$

7.3.3.2. Theo kết quả xuyên tiêu chuẩn(SPT).

- Theo công thức của Meyerhof

$$P = \frac{K_1 N_{tb}^p F + u \sum l_i K_2 N_{tb}^s}{F_s}$$

Trong đó:

- N_{tb}^p : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d dưới mũi cọc.

- N_{tb}^s : chỉ số SPT lớp đất dọc thân cọc.

- F : Diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 .

- $K_1 = 400\text{KN/m}^2$ cho cọc ép.
- $K_2 = 2$ cho cọc ép.
- u : chu vi tiết diện cọc.
- l : chiều sâu lớp đất dọc thân cọc.

Hệ số an toàn F_s áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn TCVN2005 lấy bằng $2.5 \div 3$.

$$P = \{400.41.0,3 \times 0,3 + [(0,3.4).2.(5,8.7 + 5,5.1 + 7,5.22 + 1.41)]\} / 3 = 695,68\text{KN}$$

7.3.3.3. Theo kết quả xuyên tĩnh(CPT).

$$P = \frac{F k_c q_c + u \sum_{i=1}^4 l_i \frac{q_{ci}}{\alpha_i}}{F_s}$$

Trong đó:

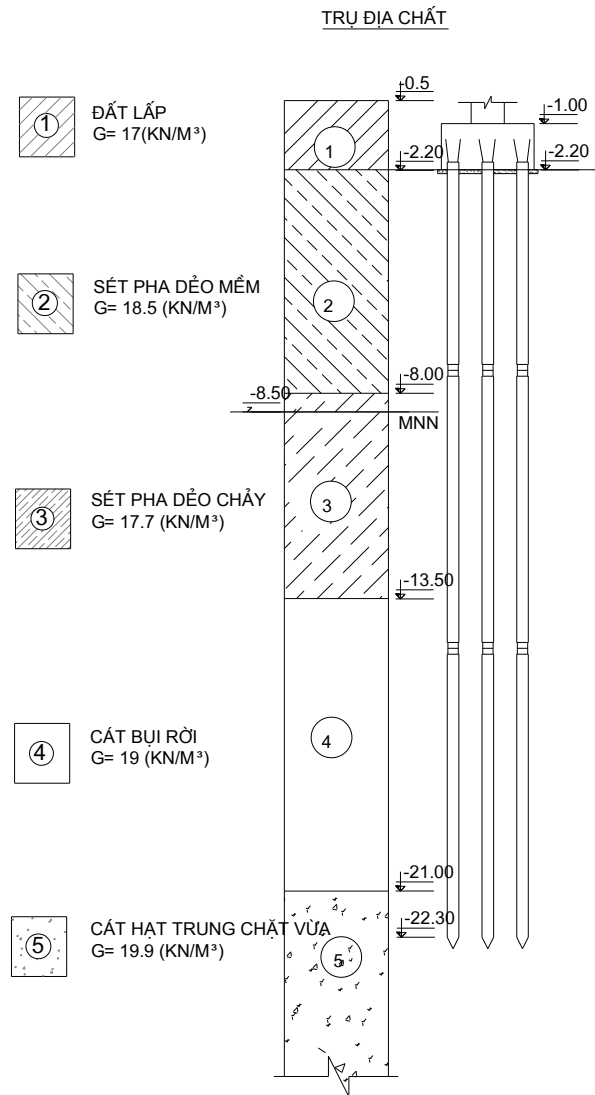
- F : Diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 .
- k_c Hệ số chuyển đổi từ kết quả CPT.
- u : chu vi tiết diện cọc.
- l_i : chiều sâu lớp đất thứ i dọc thân cọc.
- q_{ci} : sức kháng xuyên của lớp đất thứ i .
- q_c : sức kháng xuyên của lớp đất mũi cọc.

Hệ số an toàn F_s áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn TCVN205 lấy bằng $2 \div 3$.

$$P = \{0,3.0,3.0,4.18,5.10^3 + (0,3.4)[5,8.\frac{1,33.10^3}{30} + 5,5.\frac{0,21.10^3}{30} + 7,5.\frac{6,8.10^3}{100} + \frac{18,5.10^3}{150}]\} / 2$$

$$\Rightarrow P = 794,04\text{KN}$$

Vậy chọn sức chịu tải của cọc là: $P_c = \min\{P_i\} = 695,68\text{KN}$



7.3.4. Giải pháp liên kết hệ đài cọc(giằng)

Các đài cọc được nối với nhau bằng hệ giằng, các hệ giằng này liên kết ngàm vào đài móng có tác dụng truyền lực ngang từ đài cọc này sang đài cọc khác, vì vậy giằng móng có khả năng giảm kéo giữa các đài móng. Góp phần điều chỉnh và giảm chuyển vị lún lệch giữa các đài móng. Hệ giằng còn góp phần chịu một phần mômen truyền từ cột xuống, do đó có khả năng điều chỉnh những sai lệch do cọc ép không thẳng đứng gây ra. Ngoài ra hệ giằng còn là gối đỡ để xây tường lên trên.

Người ta căn cứ vào khoảng cách giữa các đài cạnh nhau, tải trọng công trình tác dụng vào đài, độ lún lệch tương đối giữa các đài với nhau mà có phương pháp bố trí diện tích cốt thép trong giằng. Giằng được cấu tạo như cấu kiện chịu uốn nên cốt thép bố trí chịu mômen dương và âm là như nhau. Chọn cao trình mặt trên của giằng móng bằng cao trình mặt trên đài móng.

Sơ bộ chọn kích thước giằng móng là $b \times h = 30 \times 70 \text{ cm}$, dùng bê tông B25, cốt thép đặt theo tính toán chênh lún giữa các đài móng, theo kinh nghiệm và theo cấu tạo $A_s > \mu_{\min}$.

Chọn thép dọc 8φ22 và cốt đai φ10 s200.

7.4. Tính toán móng

Trên cơ sở nội lực tính toán tại chân cột đã có sẵn được lấy ra từ bảng tổ hợp được thống kê trong bảng dưới đây:

CỘT	M (KNm)	N (KN)	Q (KN)
C1	76,1	-2773,4	-37,5
C2	42,7	-3614,7	59,0

7.4.1. Móng M1 (K3-trụcA)

7.4.1.1. Thiết kế móng M1

7.4.1.1.1. Lực tác dụng

Theo kết quả tổ hợp nội lực ta chọn được cặp nội lực lớn nhất:

$$N_{\max} = -2773,4 \text{ KN}; \quad M_t = -76,1 \text{ KNm}; \quad Q_t = -37,5 \text{ KN}$$

$$M_0^{tc} = \frac{M''}{1,1} = \frac{76,1}{1,1} = 69,2 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q''}{1,1} = \frac{37,5}{1,1} = 34,1 \text{ KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N''}{1,1} = \frac{2773,4}{1,1} = 2521,3 \text{ KN}$$

7.4.1.1.2. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

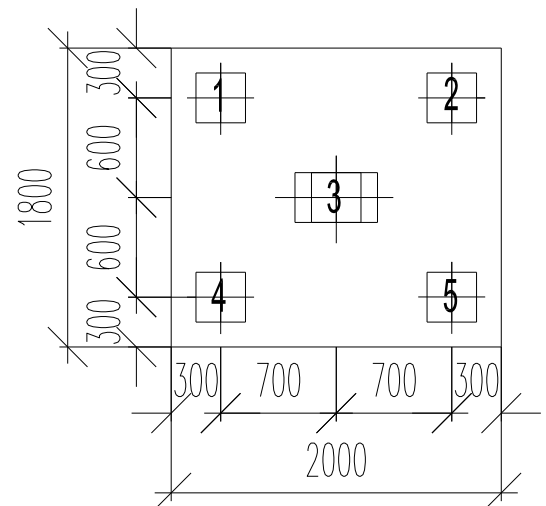
$$N_c \geq \beta \cdot \frac{N''}{P} = 1,2 \cdot \frac{2773,4}{695,68} = 4,78 \quad \Rightarrow \text{chọn 5 cọc}$$

7.4.1.1.3. Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 5 cọc và bố trí như hình vẽ sau:

Từ kích thước cọc và số lượng cọc ta chọn được kích thước đài như hình vẽ. Với nguyên tắc:

- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm
- bảo điều kiện $l \geq 3D$ (với D là cạnh của cọc).
- Ở đây với cọc $D=300 \Rightarrow 3D=900\text{mm}$.
- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép
- đài gần nhất $s \geq D/2 = 0,5 \cdot 300 = 150\text{mm}$.



- Chọn $s=150\text{mm}$.
- Chiều cao đài $h_d = 1,2\text{ m}$.
- Lớp bê tông lót dưới đáy đài rộng hơn mép đài 100mm .

Đài cọc bố trí như hình vẽ, kích thước sơ bộ của đài chọn : $1,8 \times 2 \times 1,2\text{ m}$.

7.4.1. 2. Tính toán móng

7.4.1.2.1. Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài phải thỏa mãn điều kiện:

$h_d > h_{\min}$ (h_{\min} : chiều cao tối thiểu của đài để tổng các lực ngang tác dụng vào đài được tiếp thu hết ở phần đất đối diện, cọc chỉ làm việc như cọc chịu kéo hoặc nén đúng tâm).

$$h_{\min} = 0,7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên.

với $\varphi = 6^\circ, \gamma = 17\text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột : có $Q_b = Q_{\max} = 37,5\text{KN}$.

b : cạnh đáy đài theo phương H, $b = 1,8\text{m}$.

$$h_{\min} = 0,7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{6^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{37,5}{17 \cdot 1,8}} = 0,69\text{m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn.}$$

7.4.1.2.2. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{tb} n = 2,1,8,1,2,20,1,1 = 86,4\text{KN}$$

\Rightarrow Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N'' = N_0'' + N_d = 2521,3 + 96 = 2617,3\text{KN}$$

$$M'' = M_0'' + Q_0'' h = 69,2 + 34,1,1,2 = 110,12\text{KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

Trong đó: $y_{\max} = 0,7\text{ m}$; $\sum y_i^2 = 4,0,7^2 = 1,96\text{m}^2$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{2617,3}{5} \pm \frac{110,12,0,7}{1,96}$$

$$P_{\max} = 562,78\text{KN}$$

$P_{\min} = 484,13\text{ KN} > 0 \Rightarrow$ Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc, phần cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với $\gamma_{\text{dn}}=15\text{KN/m}^3$.

$$q_c = n F_c (l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1,1.0,09 \cdot [(8,5-2,2) \cdot 25 + (22,3-8,5) \cdot 15] = 36,09\text{KN}$$

$$P_{\text{cmax}} = P_c + q_c = 562,78 + 36,09 = 598,87\text{KN} < [P] = P_c = 695,68\text{KN}.$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.4.1.2.3. Kiểm tra sức chịu tải của đất nền.

Độ lún của nền móng tính theo độ lún của nền khối móng quy ước, chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy đài đến mũi cọc với góc mở α (Nhờ ma sát giữa diện tích xung quanh cọc và khối đất bao quanh nên tải trọng móng được truyền xuống nền với diện tích lớn hơn xuất phát từ mép ngoài cọc biên từ đáy đài và mở rộng góc α về mỗi phía).

+Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức:

$$F_{\text{qr}} = (A_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \operatorname{tg} \alpha)$$

$$\text{Với } \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4}$$

$$\alpha_{\text{tb}} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{5,8 \cdot 15^\circ + 5,5 \cdot 8^\circ + 7,6 \cdot 25^\circ + 1 \cdot 38^\circ}{5,8 + 5,4 + 7,5 + 1} = 18,09^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52^\circ$$

$$A_1 = 2\text{m} ; B_1 = 1,8\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 20,1 m

$$F_{\text{qr}} = (2 + 2 \times 20,1 \cdot \operatorname{tg} 4,52^\circ) \cdot (1,8 + 2 \times 20,1 \cdot \operatorname{tg} 4,52^\circ) = 5,2 \times 5 = 26\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5,2 \cdot 5^2}{6} = 21,6\text{m}^3$$

+Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{\text{qr}} \cdot h_{\text{đ}} \cdot \gamma_{\text{tb}} = 26 \cdot 1,2 \cdot 20 = 624 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{\text{qr}} \cdot B_{\text{qr}} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{\text{tb}} = (5,2 \cdot 5 - 0,09 \cdot 5) \times 20,1 \cdot 20 = 10689,2 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0,09 \cdot 20,1 \cdot 25,5 = 226,1\text{KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{\text{tt}} = N_1 + N_2 + q_c = 624 + 10689,2 + 226,1 = 11563,3 \text{ KN}$$

$$M^{tt} = 110,12 \text{ KNm.}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} + \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{11563,3}{26} + \frac{110,12}{21,6} = 449,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} - \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{11563,3}{26} - \frac{110,12}{21,6} = 439,6 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{449,8 + 422}{2} = 444,7 \text{ KNm}^2$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = 0,5 \alpha_1 N_\gamma B_{qr} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = L/B = 5,2/5 = 1,04$$

$$\alpha_1 = 1 - 0,2/\alpha = 1 - 0,2/1,04 = 0,8$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0,2/\alpha = 1 + 0,2/1,04 = 1,2$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77,2; N_q = 65,34,1; N_c = 80,54$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19,9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{ dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{ khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 20,1 + 1,7 = 21,8 \text{ m}$$

$$c: \text{ lực dính của đất tại đáy móng quy ước (lớp 5) } (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 77,2 \cdot 2,5 \cdot 2 \cdot 19,9 + 1 \cdot 65,34 \cdot 17 \cdot 21,8 + 0 = 27410,4 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{27410,4}{3} = 9136,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 447,7 \text{ KN} / \text{m}^2 < [P] = 9136,8 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_{tb} = 447,7 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1,2[P] = 10964,16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.4.1.2.4. Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Đất nền từ phạm vi từ đáy móng trở xuống có chiều dày khá lớn. Đáy khối móng quy ước có diện tích bé. Ta dùng mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính.

+Ứng suất bản thân tại đáy các lớp đất tính từ mặt đất tự nhiên:

- Lớp đất lấp:

$$\sigma_{z=2,2}^{bt} = 1,7.17 = 28,9 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=8,0}^{bt} = 28,9 + 5,8 \times 18,5 = 136,2 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8,5}^{bt} = 136,2 + 0,5.17,7 = 145,05 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15,4}^{bt} = 145,05 + 5,8.03 = 184,4 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=23}^{bt} = 184,4 + 7,6.10,24 = 262,22 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=27}^{bt} = 262,22 + 1,3.10,86 = 273,08 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=27}^{bt} = 428,3 - 273,08 = 155,2 \text{ KN/m}^2$$

Xác định độ lún của khối móng quy ước theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố :

$$S = \sum s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{gl}^i h_i$$

Trong đó: $h_i \leq \frac{B}{4} = \frac{5}{4} = 1,25 \text{ m} \Rightarrow h_i = 1,2 \text{ m}$ - chiều dày lớp phân tố.

$$E_{0i} = E_5 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Móng đặt ở lớp 5} \Rightarrow \beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i} = 1 - \frac{2.0,25^2}{1 - 0,25} = 0,8$$

$$\text{Với } \begin{cases} \sigma_{bt} = \gamma(z + h_m) \\ \sigma_{gl} = k_0 P_{gl} \end{cases}; \quad k_0 = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right), \frac{L}{B} = \frac{5,2}{5} = 1,04$$

BẢNG TÍNH TOÁN ĐIỂM TẮT LÚN

Điểm	z (m)	z/B	$\sigma^{bt} = \sum \gamma_i h_i$ (KN/m ²)	K ₀	$\sigma_{gl}^i = K_0 \sigma_{z=0}^{gl}$ (KN/m ²)
1	0,0	0,00	273,08	1	154,981
2	1,2	0,23	286,11	0,9589	148,54
3	2,4	0,46	299,14	0,7640	118,35
4	3,6	0,69	312,176	0,5566	86,22
5	4,8	0,92	325,208	0,4014	62,1
6	6,0	1,15	338,24	0,2963	45,9

Từ bảng tên ta thấy rằng: tại điểm 5 có $\frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{gl}} = \frac{325,208}{62,11} = 5,2 > 5$.

Như vậy tại điểm 5 có độ sâu $h = 22,3 + 4,8 = 27,1m$

⇒ Độ lún của nền là:

$$S = \frac{0,8}{37000} \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{154,91}{2} + 148,54 + 118,35 + 86,22 + \frac{62,18}{2} \right) = 11,9 \cdot 10^{-3} m = 1,19 cm < [S] = 8 cm$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.1.2.5. Tính toán, kiểm tra đài cọc.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng:

Gồm:

+ Tính toán cột đâm thủng đài

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 1,05 Mpa$.

- Tiết diện cọc $b_c = h_c = 0,3m$

- Chọn lớp bảo vệ $a = 15cm$. Chiều cao làm việc của đài: $h_o = 1,2 - 0,15 = 1,05m$

Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = \left[\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1 \right] h_o R_{bt}$$

Trong đó:

- P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Do mặt xiên 45° tháp đâm thủng trùm ra

ngoài cọc trong đài nên tổng lực đâm

thủng bằng 0. Nên không xảy ra trường

hợp cột đâm thủng đài theo góc 45° .

Trường hợp cột đâm thủng có thể xảy ra

theo tiết diện ở mép cột. Tiết diện của

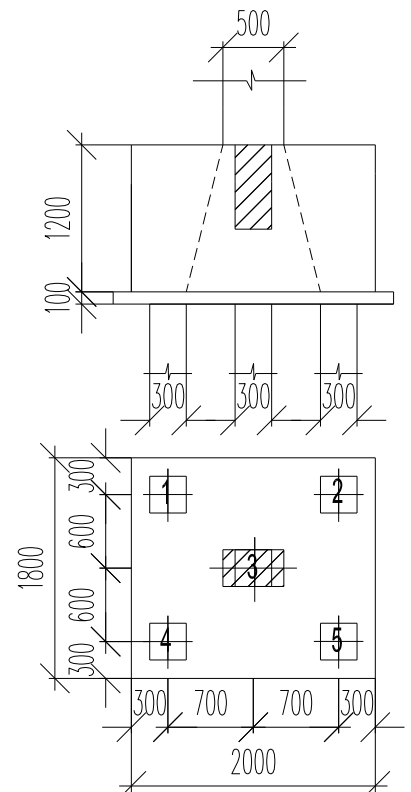
tháp đâm thủng như hình vẽ:

- Tính toán P_{dt} :

+ Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc:

$$G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 2,1 \cdot 8,1 \cdot 2,20 = 86,4 kN$$

+ Tải trọng truyền lên cọc trong đài :



$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{2617,3 + 86,4}{5} \pm \frac{110,12 \times 0,7}{4,0,7^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	P_{0i} (KN)
1	0.6	-0.7	501,41
2	0.6	0.7	580,07
3	0	0	540,68
4	-0.6	-0.7	501,41
5	-0.6	0.7	580,07

Ta có bảng tính sau :

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = 2 \times (501,41 + 580,07) = 2162,96 \text{KN}$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

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

$$\alpha_1 = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{1,05}{0,35}\right)^2} = 4,7$$

$$\alpha_2 = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{1,05}{0,25}\right)^2} = 6,47$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cọc đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0,35 \text{m}; C_2 = 0,25 \text{m}$$

$$\rightarrow P_{cdt} = [4,7(0,3 + 0,25) + 6,47(0,5 + 0,35)] \cdot 1,05 \cdot 1,05 \cdot 10^3 = 8913,16 \text{KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 2162,96 \text{KN} < P_{cdt} = 8913,16 \text{KN}.$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

+ Tính toán đài chịu uốn

Xem đài cọc là tuyệt đối cứng và làm việc như bản công xôn ngàm tại mép cọc.

➤ Tính toán thép cho đài theo phương cạnh dài.

+ Mômen tại mép cọc theo mặt cắt II-II là :

$$M_1 = r_1(P_{02} + P_{05}) = 0.45(580,07 + 580,07) = 522,06 \text{KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0.9h_0R_s} = \frac{522,06}{0,9.1,05.280.10^3} = 0.00219 \text{m}^2 = 19,7 \text{cm}^2$$

Chọn 10φ16 a190 có $A_s = 20,11 \text{cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh :

$$l-2a = 2-2.0,15 = 1.7 \text{m}$$

➤ *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn*

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

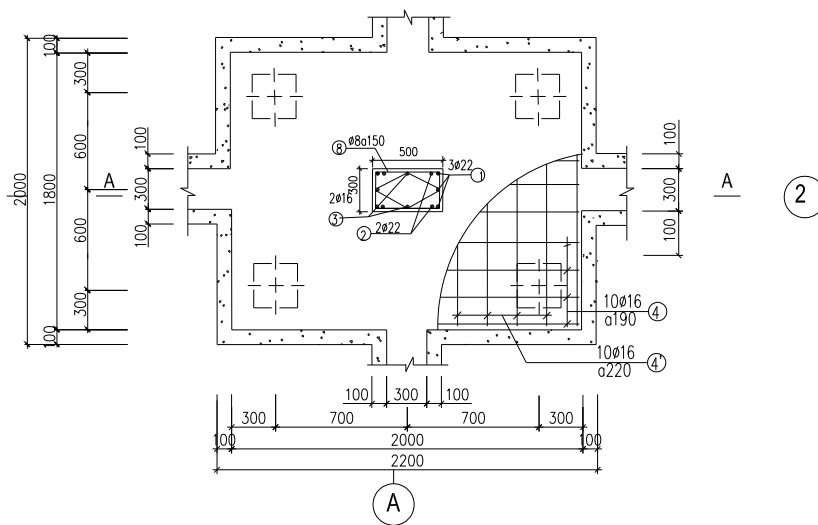
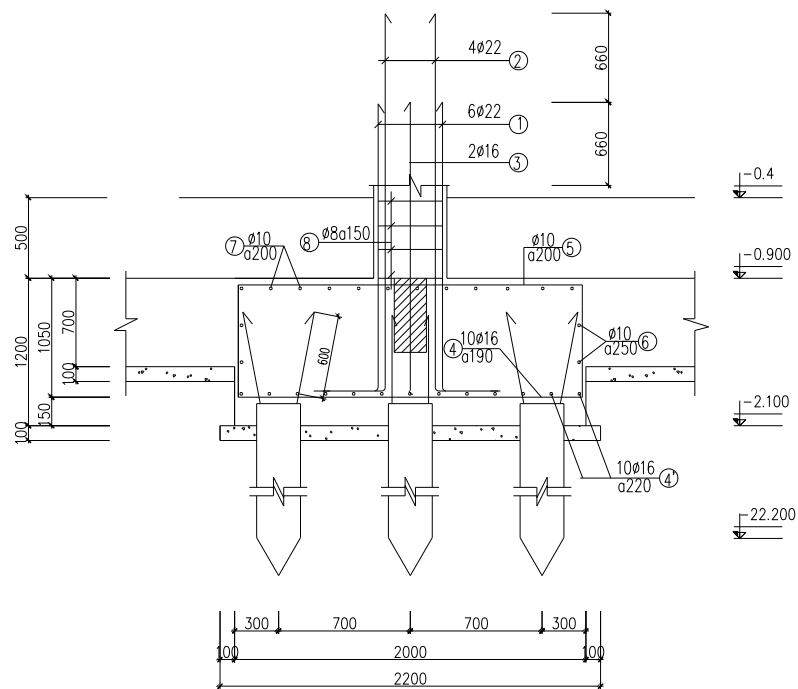
$$M_2 = r_2(P_{01} + P_{02}) = 0,45(501,41 + 580,07) = 486,6 \text{KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9h_0R_a} = \frac{486,6}{0,9.1,05.280.10^3} = 0,00189 \text{m}^2 = 18,9 \text{cm}^2$$

Chọn 10φ16a220 có $A_s = 20,11 \text{cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh :

$$b-2a = 1,8-2.0,15 = 1,5 \text{m}$$



7.4.2. Móng M2(K3-trụcB)

7.4.2.1. Thiết kế móng M2

7.4.2.1.1.Lực tác dụng

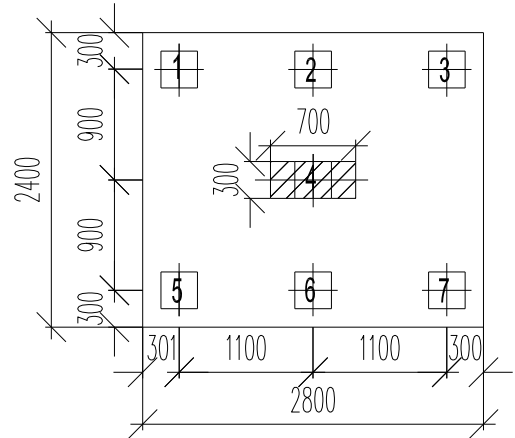
Theo kết quả tổ hợp nội lực ta chọn được cặp nội lực lớn nhất

$$N_{\max} = -3614,7 \text{ KN} ; \quad M_t = 42,7 \text{ KNm} ; \quad Q_t = 59 \text{ KN}$$

$$M_0^{tc} = \frac{M''}{1,1} = \frac{42,7}{1,1} = 38,8 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q''}{1,1} = \frac{59}{1,1} = 53,63 \text{ KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N''}{1,1} = \frac{3614,7}{1,1} = 3286,1 \text{ KN}$$



7.4.2.1.2. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c \geq \beta \cdot \frac{N''}{P} = 1,2 \cdot \frac{3614,7}{695,68} = 6,2 \Rightarrow \text{Chọn 7 cọc}$$

7.4.2.1.3.Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 7 cọc và bố trí như hình vẽ sau:

Từ kích thước cọc và số lượng cọc ta chọn được kích thước đài như hình vẽ. Với nguyên tắc:

- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm bảo điều kiện $l \geq 3D$ (với D là cạnh của cọc). Ở đây với cọc $D=300 \Rightarrow 3D=900\text{mm}$.
- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất $s \geq D/2 = 0,5 \cdot 300 = 150\text{mm}$. Chọn $s=150\text{mm}$.
- Chiều cao đài $h_d = 1,2 \text{ m}$.
 - Lớp bê tông lót dưới đáy đài rộng hơn mép đài 100mm
 - Đài cọc bố trí như hình vẽ, kích thước sơ bộ của đài chọn : 2,8x2,4x1,2 m.

7.4.2. 2.Tính toán móng

7.4.2.2.1. Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài phải thỏa mãn điều kiện :

$h_d > h_{\min}$ (h_{\min} : chiều cao tối thiểu của đài để tổng các lực ngang tác dụng vào đài được tiếp thu hết ở phần đất đối diện, cọc chỉ làm việc như cọc chịu kéo hoặc nén đúng tâm).

7.4.2.2.2. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{tb} n = 2.8 \times 2.4 \times 1.2 \times 20 \times 1.1 = 177.4 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N'' = N_0'' + N_d = 3286,1 + 177,4 = 3463,5 \text{ KN}$$

$$M'' = M_0'' + Q_0'' h = 38,8 + 20,78 = 59,58 \text{ KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$h_{\min} = 0,7 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên.

Với $\varphi = 6^\circ, \gamma = 17$

Q_b : tổng tải trọng ngang

Từ kết quả nội lực chân cọc: có $Q_b = Q_{\max} = 62,4 \text{ KN}$

b: cạnh đáy đài theo phương H, $b = 2,4 \text{ m}$

$$h_{\min} = 0,7 \operatorname{tg}(45^\circ - 6 / 2) \sqrt{\frac{62,4}{17.2,4}} = 0,77 \rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2}$$

Trong đó: $y_{\max} = 1,1 \text{ m}, \sum y_i^2 = 6.1,1^2 = 7,26 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{3463,5}{7} \pm \frac{59,58.1,1}{7,26}$$

$$P_{\max} = 503,81 \text{ KN}$$

$P_{\min} = 485,75 \text{ KN} > 0 \Rightarrow$ Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc, phần cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với $\gamma_{dn} = 15 \text{ KN/m}^3$.

$$q_c = n F_c (l_r \gamma + l_d \gamma_{dn}) = 1.1 \times 0.09 \times [(8.5 - 2.2) \times 25 + (22.3 - 8.5) \times 15] = 36.09 \text{ KN}$$

$$P_{c\max} = P_c + q_c = 503,81 + 36.09 = 539,9 \text{ KN} < [P] = 695.68 \text{ KN.}$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.4.2.2.3. Kiểm tra sức chịu tải của đất nền.

Độ lún của nền móng tính theo độ lún của nền khối móng quy ước, chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy đài đến mũi cọc với góc mở α (Nhờ ma sát giữa diện tích xung quanh cọc và khối đất bao quanh nên tải trọng móng được truyền xuống nền với diện tích lớn hơn xuất phát từ mép ngoài cọc biên từ đáy đài và mở rộng góc α về mỗi phía).

* Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức:

$$F_{\text{qu}} = (A_1 + 2L \cdot \text{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \cdot \text{tg} \alpha)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} \text{ với } \alpha_{\text{tb}} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{5,8 \cdot 15^\circ + 5,5 \cdot 8^\circ + 7,5 \cdot 25^\circ + 1 \cdot 38^\circ}{5,8 + 5,5 + 7,6 + 1} = 18,09^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} = \frac{18,09}{4} = 4,52^\circ$$

$$A_1 = 2,8\text{m} ; B_1 = 2,4\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 20,1 m

$$F_{\text{qu}} = (2,8 + 2 \cdot 20,1 \cdot \text{tg} 4,52^\circ) \cdot (2,4 + 2 \cdot 20,1 \cdot \text{tg} 4,52^\circ) = 5,98 \cdot 5,58 = 31,14\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5,98 \cdot 5,58^2}{6} = 31\text{m}^3$$

*Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{\text{qu}} \cdot h_{\text{đ}} \cdot \gamma_{\text{tb}} = 31,14 \cdot 1,2 \cdot 20 = 747,36 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{\text{qu}} \cdot B_{\text{qu}} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{\text{tb}} = (5,98 \times 5,58 - 0,09 \times 9) \times 20,1 \times 20 = 13153,6 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0,09 \cdot 20 \cdot 225,9 = 409,03 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{\text{tt}} = N_1 + N_2 + q_c = 747,36 + 13153,6 + 409,03 = 14310 \text{ KN}$$

$$M^{\text{tt}} = 59,58 \text{ KNm}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\text{max}}^{\text{tt}} = \frac{N_{\text{dm}}^{\text{tt}}}{F_{\text{dq}}} + \frac{M^{\text{tt}}}{W_x} = \frac{14310}{31,14} + \frac{59,58}{31} = 461,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{min}}^{\text{tt}} = \frac{N_{\text{dm}}^{\text{tt}}}{F_{\text{dq}}} - \frac{M^{\text{tt}}}{W_x} = \frac{14310}{31,14} - \frac{59,58}{31} = 457,6 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{tb}} = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{2} = 459,5 \text{ KNm}^2$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{\text{gh}} = 0,5 \alpha_1 N_\gamma B_{\text{qu}} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = L/B = 5.98/5.58 = 1.07$$

$$\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha = 1 - 0.2/1.07 = 0.81$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha = 1 + 0.2/1.07 = 1.2$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77.2; N_q = 65.34, 1; N_c = 80.54$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{ dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{ khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 20.1 + 1.7 = 21.8 \text{ m}$$

$$c: \text{ lực dính của đất tại đáy móng quy ước (lớp 5) } (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0,5 \cdot 0,81 \cdot 77,2 \cdot 5,98 \cdot 19,9 + 1 \cdot 65,34 \cdot 17 \cdot 21,8 + 0 = 27643,98 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{27643,98}{3} = 9214,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 459,5 \text{ KN/m}^2 < [P] = 9214,66 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = 459,5 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 11057,59 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.4.2.2.4. Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Đất nền từ phạm vi từ đáy móng trở xuống có chiều dày khá lớn. Đáy khối móng quy ước có diện tích bé. Ta dùng mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính.

+Ứng suất bản thân tại đáy các lớp đất tính từ mặt đất tự nhiên:

- Lớp đất lấp:

$$\sigma_{z=2,2}^{bt} = 1,7 \cdot 17 = 28.9 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=8,0}^{bt} = 28,9 + 5,8 \cdot 18,5 = 136.2 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8,5}^{bt} = 136,2 + 0,5 \cdot 17,7 = 145.05 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15,4}^{bt} = 145,05 + 5.8 \cdot 03 = 184,4 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=23}^{bt} = 184,4 + 7,6 \cdot 10,24 = 262,22 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=27}^{bt} = 262,22 + 1.3 \cdot 10,86 = 273,08 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{ib} - \sigma_{z=27}^{bt} = 428,57 - 273,08 = 106,85 \text{ KN/m}^2$$

Xác định độ lún của khối móng quy ước theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố :

$$S = \sum s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{gl}^i h_i$$

Trong đó: $h_i \leq \frac{B}{4} = \frac{5,58}{4} = 1,395 \text{ m} \Rightarrow h_i = 1,2 \text{ m}$ - chiều dày lớp phân tố.

$$E_{0i} = E_5 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Móng đặt ở lớp 5} \Rightarrow \beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i} = 1 - \frac{2 \cdot 0,25^2}{1 - 0,25} = 0,8$$

$$\text{Với } \begin{cases} \sigma_{bt} = \gamma(z + h_m) \\ \sigma_{gl} = k_0 P_{gl} \end{cases}; \quad k_0 = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right), \frac{L}{B} = \frac{5,98}{5,58} = 1,07$$

BẢNG TÍNH TOÁN ĐIỂM TẮT LÚN

Điểm	z (m)	z/B	$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i h_i$ (KN/m ²)	K ₀	$\sigma_{gl}^i = K_0 \sigma_{z=0}^{gl}$ (KN/m ²)
1	0,0	0,00	273,08	1	106,85
2	1,2	0,22	286,11	0,9589	102,46
3	2,4	0,44	299,14	0,7640	81,633
4	3,6	0,66	312,176	0,5566	59,47
5	4,8	0,88	325,208	0,4014	42,8

Từ bảng trên ta thấy rằng: tại điểm 4 có $\frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{gl}} = \frac{312,176}{59,47} = 5,2 > 5$.

Như vậy tại điểm 4 có độ sâu $h = 22,3 + 3,6 = 25,9 \text{ m}$

⇒ Độ lún của nền là:

$$S = \frac{0,8}{37000} \cdot 1,2 \cdot \left(\frac{106,85}{2} + 102,46 + 81,633 + \frac{59,47}{2} \right) = 6,9 \cdot 10^{-3} \text{ m} \approx 0,69 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.2.2.5. Tính toán, kiểm tra đài cọc.

+ Kiểm tra điều kiện chọc thủng:

Gồm:

- Tính toán cột đâm thủng đài

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 1,05\text{Mpa}$.
- Tiết diện cọc $b_c = h_c = 0,3\text{m}$
- Chọn lớp bảo vệ $a=15\text{cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_0=1,2-0,15 = 1,05\text{m}$

Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cđt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

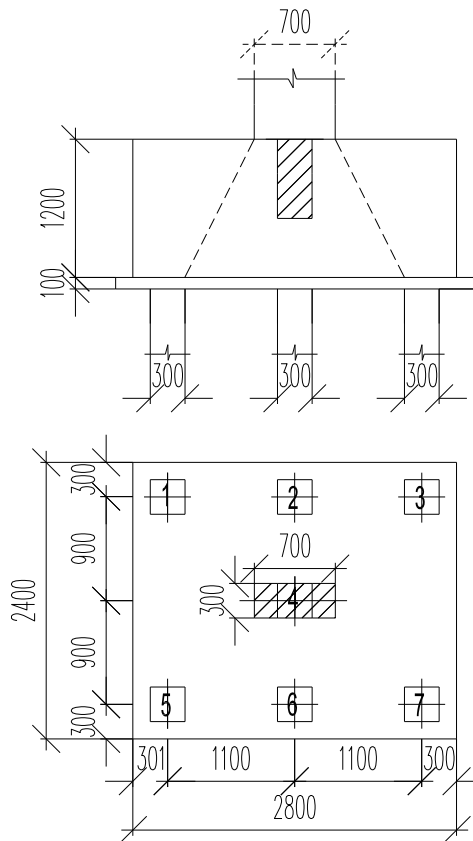
Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Do mặt xiên 45° tháp đâm thủng trùm ra ngoài cọc trong đài nên tổng lực đâm thủng bằng 0. Nên không xảy ra trường hợp cột đâm thủng đài theo góc 45° . Trường hợp cột đâm thủng có thể xảy ra theo tiết diện ở mép cọc. Tiết diện của tháp đâm thủng như hình vẽ:

Tính toán P_{dt} :

- Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc: $G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 2,8.2,4.1,2.20 = 161,28\text{KN}$
- Tải trọng truyền lên cọc trong đài :



$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{3463,5 + 161,28}{7} \pm \frac{59,58 \times y_i}{6 \cdot y_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	P_{0i} (KN)
1	0.9	-1.1	508,79
2	0.9	0	517,82
3	0.9	1.1	526,8
4	0	0	517,82
5	-0.9	-1.1	508,79
6	-0.9	0	517,82
7	-0.9	1.1	526,8

Từ bảng ta có lực dầm thủng :

$$P_{dt} = 2.(508,79+526,8)+2.517,82 = 3106,82\text{KN}$$

$P_{cđt}$ – lực chống dầm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cđt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

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

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.6}\right)^2} = 3.02$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.55}\right)^2} = 3.23$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp dầm thủng

$$C_1 = 0.6\text{m}; C_2 = 0.55\text{m}$$

$$\rightarrow P_{cđt} = [3,02(0,3 + 0,55) + 3,23(0,7 + 0,6)]. 1,05. 1,05. 10^3 = 7459,52\text{KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 3106,82\text{KN} < P_{cđt} = 7459,52\text{KN}.$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống dầm thủng.

+*Tính toán đài chịu uốn*

Xem đài cọc là tuyệt đối cứng và làm việc như bản công xôn ngầm tại mép cột.

➤ *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn.*

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

$$M_1 = r_1(P_{01} + P_{02} + P_{03}) = 0.75(508,79 + 517,82 + 526,8) = 1165,05\text{KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s_1} = \frac{M_1}{0.9h_0R_s} = \frac{1165,05}{0,9.1,05.280.10^3} = 0.0044m^2 = 44cm^2$$

Chọn 16φ20 a180 có $A_s = 50,28cm^2$. Chiều dài mỗi thanh : $l-2a = 2.4 - 2 \times 0.15 = 2.1m$

➤ *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh dài*

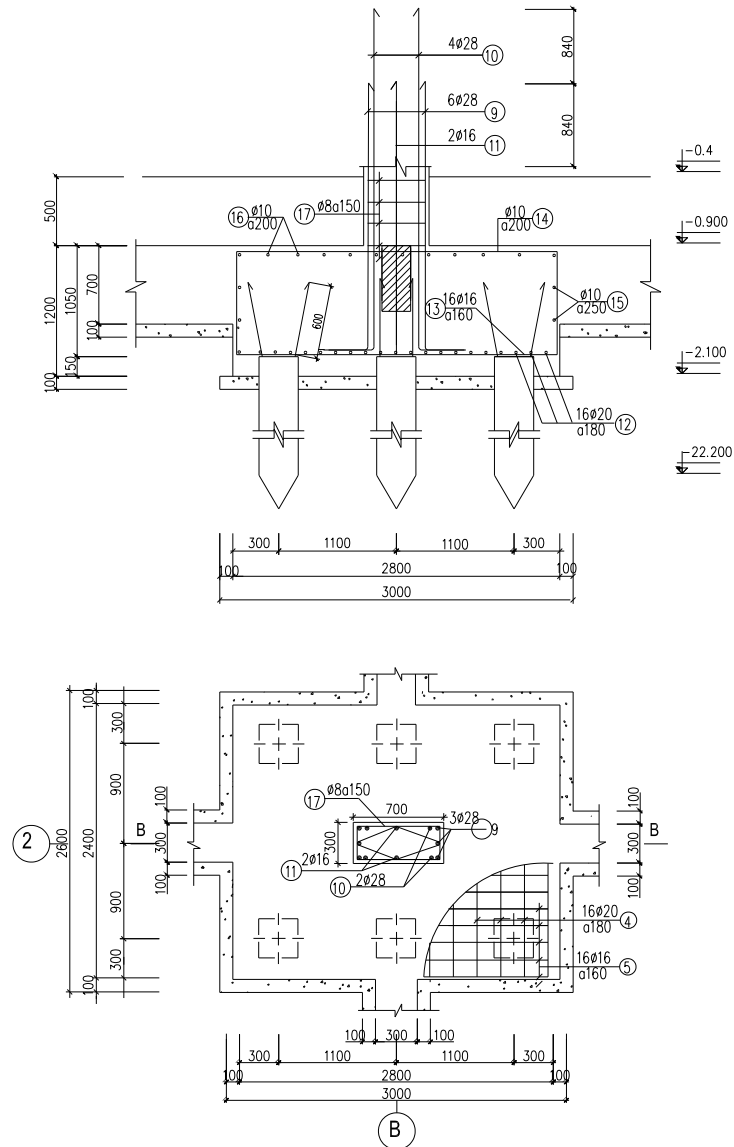
+Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là :

$$M_2 = r_2(P_{03} + P_{07}) = 0.75(526,8 + 526,8) = 790,2KNm$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s_2} = \frac{M_2}{0.9h_0R_s} = \frac{790,2}{0,9.1,05.280.10^3} = 0,0029m^2 = 29cm^2$$

Chọn 16φ16a160 có $A_s = 32,176cm^2$. Chiều dài mỗi thanh : $b-2a = 2,8 - 2 \times 0,15 = 2,5m$



7.5. Giàng móng

Giàng móng có tác dụng tăng cường độ cứng tổng thể, hạn chế sự lún lệch giữa các móng

và nhận mômen từ chân cột truyền vào

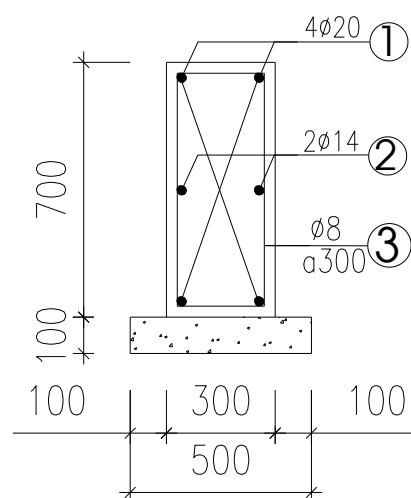
Tải trọng tác dụng lên giàng móng gồm:

- + Trọng lượng bê tông giàng
- + Trọng lượng tường trên giàng
- + Trọng lượng một phần bê tông nền và đất tầng hầm
- + Tải trọng do lún lệch giữa các móng.

Việc xác định nội lực trong giàng là rất phức tạp.

Vì vậy trong giới hạn đồ án em chỉ chọn kích thước và bố trí thép theo cấu tạo.

Chọn $4\phi 20$ làm cốt dọc và $2\phi 14$ làm cốt cấu tạo. Đai giàng chọn $\phi 8$ s 200mm



CHƯƠNG 1: GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH

1.1 Giới thiệu công trình

Tên công trình : NHÀ ĐIỀU HÀNH VÀ SẢN XUẤT GIÀY HẢI PHÒNG

- Địa điểm : Huyện An Dương – Hải phòng

- Chủ đầu tư : Công ty da giày Hải Phòng

Giới thiệu chung:

1.1.1 Hiện trạng khu vực xây dựng :

- Vị trí xây dựng trụ sở mới của công ty da giày Hải Phòng nằm trong khu đất quy hoạch xây dựng , trong khu đô thị mới của huyện An Dương.

- Do công trình nằm trong khu đất quy hoạch xây dựng, trong điều kiện các công trình lân cận đang trong giai đoạn thi công và chuẩn bị đầu tư lên mặt bằng thi rộng rãi và thuận tiện .

1.1.2 Nhu cầu phải đầu tư xây dựng.

- Công ty da giày Hải Phòng là công ty chuyên kinh doanh trong lĩnh vực da giày thuộc tổng công ty da giày Việt Nam.

- Do yêu cầu mở rộng các hoạt động kinh doanh và phát triển công ty trong điều kiện trụ sở làm việc hiện tại của công ty thiếu hụt phòng làm việc. Do vậy để đáp ứng nhu cầu mở rộng kinh doanh và chiến lược phát triển của công ty thì việc xây dựng trụ sở mới khang trang, đẹp đẽ là rất phù hợp.

Theo dự án công trình là thuộc loại nhà cao tầng trong khu vực, nhà gồm 9 tầng nổi và một tầng mái.

- Tầng trệt: Sàn tầng 1 nằm ở cốt 0.00, cách 0,5 m so với cốt tự nhiên, cao 3,0m gồm phòng bảo vệ, gara ô tô, thang bộ, thang máy. Diện tích tầng là: 1022 m²

- Tầng 1: Sàn nằm ở cốt +3.00, chiều cao tầng là 4,5m bao gồm sảnh, phòng giám đốc, phó giám đốc, phòng kết toán ,quản lý ,tổ chức, phòng khách và phòng làm việc, thang bộ, thang máy, khu vệ sinh. Diện tích tầng 2 là : 985 m².

- Tầng 2 đến tầng 8: Sàn nằm ở cốt +7.50 đến cốt +29.10, chiều cao tầng là 3.60m bao gồm sảnh, phòng làm việc, thang bộ, thang máy, khu vệ sinh. Diện tích tầng một tầng là : 985 m².

- Tầng mái: Sàn nằm ở cốt+ 32.70 , bao hệ thống mái chống nóng , tum thang bộ, tum thang máy, bể nước . Diện tích tầng mái là : 893,814 m².

1.1.3. Điều kiện tự nhiên và kinh tế xã hội.

1.1.3.1. Điều kiện tự nhiên:

- Nhiệt độ : Huyện An Dương, nhiệt độ trung bình trong năm là 23°C, chênh lệch nhiệt độ giữa tháng cao nhất và tháng thấp nhất là 12°C.
- Thời tiết : Chia làm hai mùa rõ rệt mùa nóng (từ tháng 4 đến tháng 11) và mùa lạnh (từ tháng 12 đến tháng 3 năm sau).
- Độ ẩm: Độ ẩm trung bình là 84,6%, lượng mưa trung bình năm là 2,307mm, mùa đông thường có sương mù.
- Gió: Hướng gió chủ yếu là Tây Bắc ,tháng có sức gió mạnh nhất là tháng 8.

1.1.3.2 Địa chất thủy văn.

Huyện không có nhiều sông, suối nhưng phần nhiều là các sông nhỏ. Tất cả các sông đều có độ dốc không lớn.

Địa chất công trình : Địa chất công trình thuộc loại đất yếu, lên phải chú ý khi lựa chọn phương án móng cho công trình, mực nước ngầm xuất hiện ở sâu.

1.1.3.3 Điều kiện kinh tế xã hội:

An Dương là một huyện cửa ngõ của thành phố Hải Phòng, một trung tâm công nghiệp nhẹ chiếm tỷ trọng lớn trong thành phần kinh tế ...Bên cạnh đó còn có hoạt động sản xuất nông nghiệp.

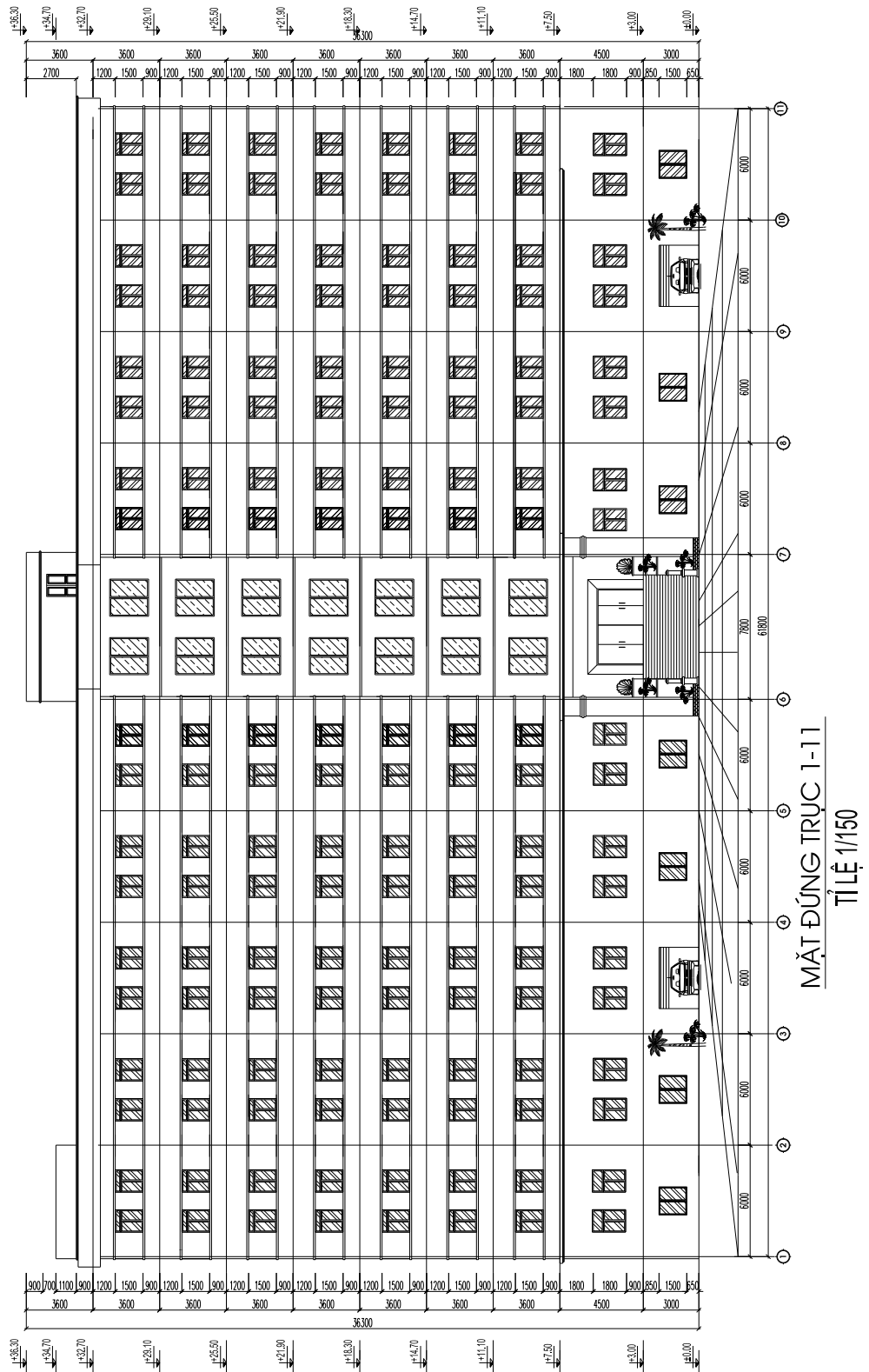
1.1.4 Điều kiện kỹ thuật:

- Giao thông thuận lợi cho việc vận chuyển hàng hóa và nhu cầu đi lại của người dân tại khu vực cũng như khu vực bên cạnh.
- Hệ thống điện sinh hoạt lấy từ hệ thống lưới điện thành phố .
- Thông tin liên lạc với mạng lưới viễn thông chung của cả nước .
- Cấp thoát nước: Nguồn nước lấy từ nguồn cấp nước của thành phố rất thuận tiện và đảm bảo.

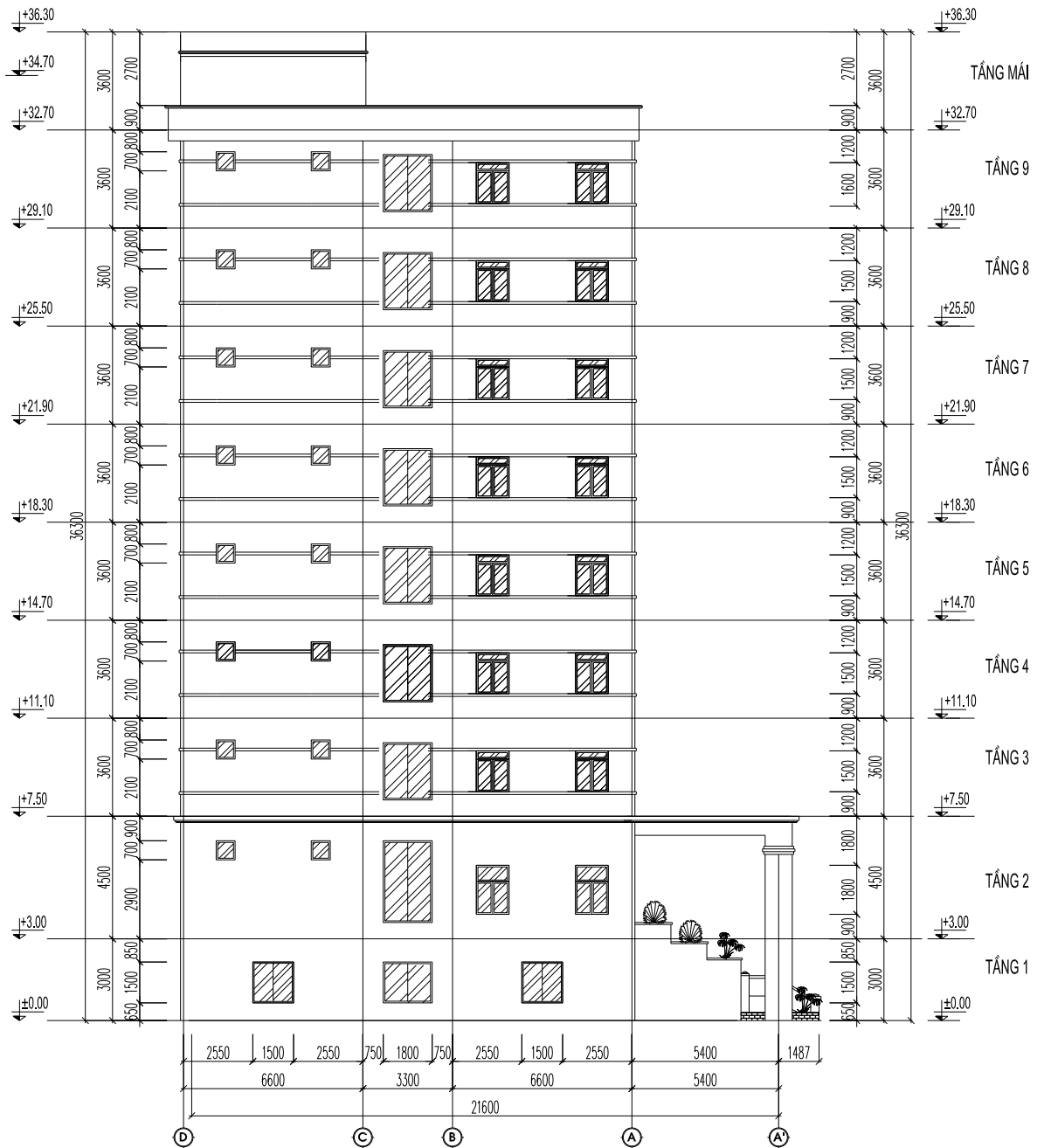
1.2 Giải pháp kiến trúc:

1.2.1. Giải pháp về mặt đứng công trình

Mặt đứng công trình có ý nghĩa quan trọng trong việc thể hiện ý đồ kiến trúc, phong cách kiến trúc của một trụ sở làm việc. Mặt đứng công trình được trang trí trang nhã, hiện đại với hệ thống cửa tại cầu thang và các phòng làm việc tạo cho không gian thoáng mát thoải mái cho công nhân. Hình thức kiến trúc mạch lạc rõ ràng. Để giảm sự đơn điệu cho công trình mặt đứng có đắp chỉ rộng 60 mm .



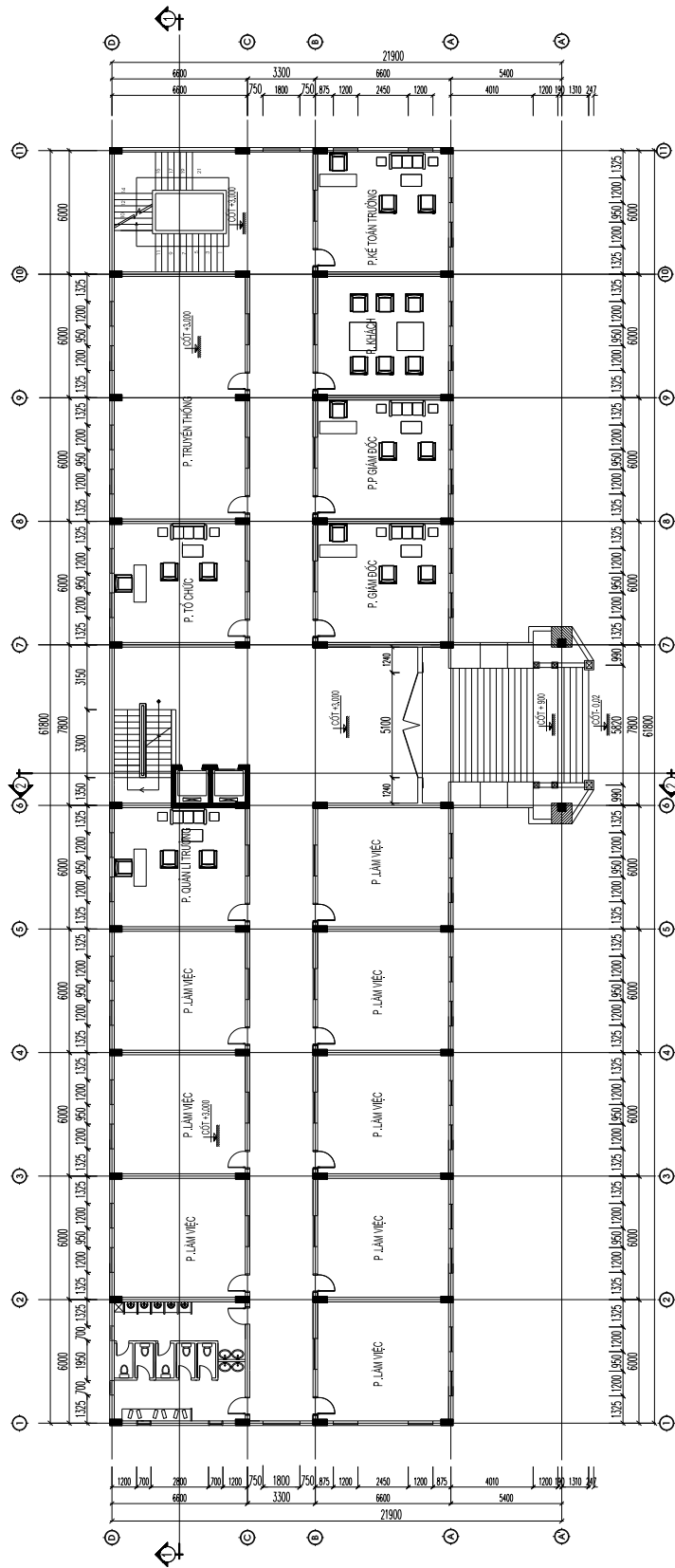
Mặt đứng trực 1-11



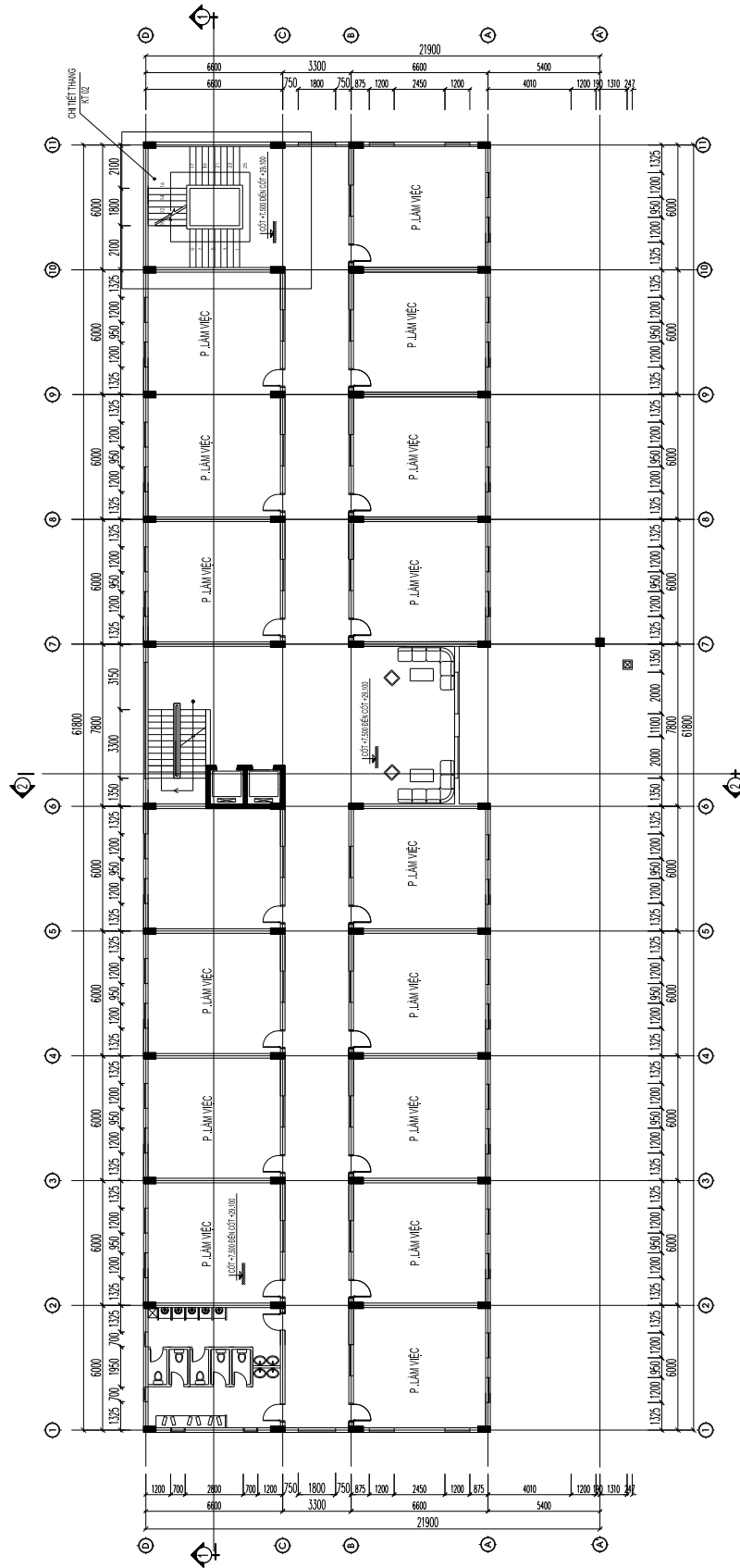
Mặt đứng trục A-D'

1.2.2. Giải pháp về bố trí mặt bằng.

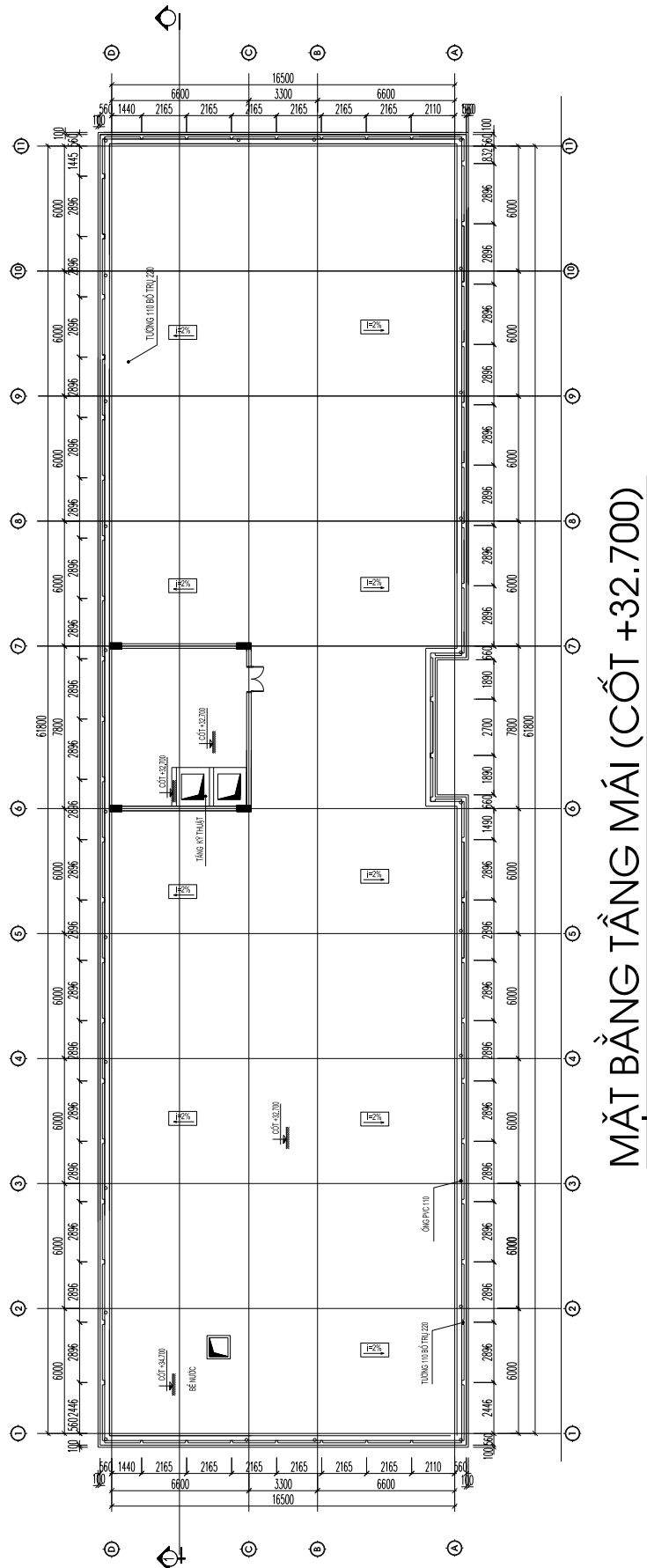
Mặt bằng công trình là đơn nguyên liên khối hình chữ nhật. Mặt bằng kiến trúc có sự thay đổi theo phương chiều dài tạo các phòng có mặt tiếp xúc với thiên nhiên nhiều nhất. Phần giữa trục 5-6 có sự thay đổi mặt bằng tạo điểm nhấn kiến trúc. Giữa các phòng làm việc được ngăn cách với nhau bằng tường xây.



MẶT BẰNG TẦNG 2 (CỐT +3.00)



MẶT BẰNG TẦNG ĐIỂN HÌNH (CỘT +7.500 ĐẾN CỘT +29.100)



1.2.3. Giải pháp về giao thông

Để tận dụng cho không gian làm việc của công trình, giảm diện tích hành lang, thì công trình bố trí 1 hành lang ở giữa hai dãy phòng làm việc.

Để đảm bảo cho việc giao thông theo phương đứng công trình bố trí hai thang máy ở giữa khối nhà và hai thang bộ đảm bảo việc đi lại (1 thang ở giữa và 1 thang bên phải nhà)

1.2.4. Giải pháp cấp thoát nước

Cấp nước phải đảm bảo nguyên tắc cấp nước an toàn, tức là đầy đủ về lưu lượng và áp lực khi cần thiết. Tránh tình trạng mất nước khi cần.

Hệ thống thoát nước: Nước mưa từ tầng mái được thu qua sênô và đường ống thoát đưa về đường ống thoát nước xung quanh công trình và dẫn ra hệ thống thoát nước chung. Nước thải công trình được thu gom toàn bộ về các bể xử lý nội bộ, trước khi được thải ra hệ thống chung của khu đô thị.

Nước thoát chia làm hai hệ thống riêng biệt nước xí tiểu theo ống đứng xuống bể phốt và thoát ra sau khi đã được xử lý sinh học; nước rửa, nước giặt... được dẫn theo ống PVC xuống rãnh thoát nước quanh công trình và ra ống chung, ống cấp được dùng loại ống tráng kẽm, ống thoát dùng ống nhựa PVC.

1.2.5. Giải pháp thông gió.

Chống nóng: Tránh và giảm bức xạ mặt trời (BXMT). Giải pháp che bức xạ mặt trời chiếu lên kết cấu và chiếu trực tiếp vào phòng, kết hợp các giải pháp cây xanh làm giảm bớt BXMT tác dụng lên các mặt đứng. Đồng thời sử dụng các kết cấu che nắng hợp lý như ban công lanh tô cửa sổ, rèm...

Giải pháp cách nhiệt: Các kết cấu được sử dụng sao cho cách nhiệt tốt về ban ngày và thải nhiệt nhanh về cả ban ngày lẫn đêm. Vì vậy chọn biện pháp lát gạch lá nem 2 lớp chống nóng cho mái là hợp lý và hiệu quả kinh tế.

Công trình được thiết kế tận dụng tốt khả năng chiếu sáng tự nhiên. Tất cả các phòng học đều có cửa sổ kính lấy sáng.

Thông gió tự nhiên được đặc biệt chú ý trong thiết kế kiến trúc. Với các cửa sổ lớn có vách kính, ban công nổi, các phòng đều được tiếp xúc với không gian ngoài nhà, tận dụng tốt khả năng thông gió tự nhiên, tạo cảm giác thoải mái cho người dân khi phải sống ở trên cao. Với yêu cầu phải đảm bảo thông gió tự nhiên tốt cho tất cả các phòng vào mùa nóng và tránh gió lùa vào mùa lạnh.

Về mặt bằng: Bố trí hành lang giữa, thông gió xuyên phòng. Chọn lựa kích thước cửa đi và cửa sổ phù hợp với tính toán để đảm bảo lưu lượng thông gió qua lỗ cửa.

1.2.6. Giải pháp chiếu sáng

1.2.6.1. Chiếu sáng tự nhiên:

Không gian các phòng, hệ thống giao thông chính trên các tầng đều được tận dụng hết khả năng chiếu sáng tự nhiên thông qua các cửa kính bố trí bên ngoài.

Ngoài ra chiếu sáng nhân tạo cũng được bố trí sao cho có thể phủ hết được những điểm cần chiếu sáng.

1.2.6.2. Chiếu sáng nhân tạo:

Chiếu sáng nhân tạo cho công trình phải giải quyết ba khía cạnh cơ bản: Một là đảm bảo đủ ánh sáng cho các công việc cụ thể, phù hợp với chức năng các phòng. Hai là tạo được một ấn tượng thẩm mỹ của nghệ thuật kiến trúc và vật trưng bày trong nội thất. Ba là xác định các phương án tối ưu của giải pháp chiếu sáng nhằm thoả mãn cả công năng và nghệ thuật kiến trúc.

1.2.7. Giải pháp về hệ thống điều hoà không khí.

Sử dụng hệ thống điều hoà không khí được xử lý và làm lạnh theo hệ thống đường ống chạy theo cầu thang theo phương thẳng đứng, và chạy trong trần theo phương ngang phân bố đến các vị trí tiêu thụ.

1.2.8. Giải pháp về hệ thống điện và thông tin liên lạc.

Bao gồm hệ thống thu lôi chống sét và lưới điện sinh hoạt. Cấu tạo hệ thu lôi bố trí mái của tum thang về 2 phía của ngôi nhà ; dây dẫn sét nối khép kín các kim và dẫn xuống đất tại các góc công trình, chúng được đi ngầm trong các cột trụ. Hệ chống sét được tính toán theo tiêu chuẩn an toàn chống sét.

Dùng hệ thống điện cao áp 22 kw được dẫn ngầm vào trạm biến áp của công trình và dự phòng các máy phát điện nhằm cung cấp điện trong các trường hợp mất điện trung tâm. Hệ thống đường dây được trang bị đồng bộ cho toàn bộ các khu vực chức năng, đảm bảo chất lượng, an toàn và tính thẩm mỹ cao.

Hệ thống đường điện thoại, truyền hình cáp, internet băng thông rộng...được thiết kế đồng bộ trong công trình, đảm bảo các đường cáp được dẫn đến toàn bộ các căn hộ với chất lượng truyền dẫn cao.

1.2.9. Giải pháp về phòng cháy chữa cháy.

Hệ thống báo cháy: Thiết bị phát hiện báo cháy được bố trí ở mỗi tầng và mỗi phòng, ở hành lang của mỗi tầng. Mạng lưới báo cháy có gắn đồng hồ và đèn báo cháy, khi phát hiện được cháy, phòng quản lý, bảo vệ nhận tín hiệu thì kiểm soát và không chế hoả hoạn cho công trình.

Hệ thống cứu hoả: Yêu cầu cứu hoả cũng phải đặt ra đúng mức để bảo đảm an toàn cho người sinh sống trong công trình và bảo vệ công trình trong trường hợp có cháy. Về nguyên tắc, phải bảo đảm đầy đủ về lưu lượng và áp lực để dập tắt đám cháy có thể xảy ra ở điểm bất lợi trong mọi thời gian. Nước chữa cháy được lấy từ bể trên mái xuống, sử dụng máy bơm xăng lưu động. Các đầu phun nước được lắp đặt ở các tầng và được nối với các hệ thống cứu cháy khác như bình cứu cháy khô tại các tầng, đèn báo các cửa thoát hiểm, đèn báo khẩn cấp tại tất cả các tầng. Ngoài ra, còn có các điểm lấy từ hệ thống nước chữa cháy của đô thị bố trí quanh công trình.

