

LỜI NÓI ĐẦU

Đất nước đang bước vào thời kì phát triển kinh tế, văn hoá, xã hội một cách mạnh mẽ. Nhu cầu xây dựng nhà dân dụng, công nghiệp ngày càng lớn. Do vậy đây là một ngành đặc biệt quan trọng của một quốc gia đang phát triển.

Em có vinh dự được học tập tại Trường Đại Học Dân Lập Hải Phòng . Sau năm năm học tập dưới mái Trường Đại Học Dân Lập Hải Phòng từ những môn học đại cương, những môn học cơ sở cho đến những môn học chuyên ngành, từ những môn học lý thuyết đến các giờ thực hành đều có sự dìu dắt chỉ bảo và hướng dẫn tận tình của các thầy cô giáo cùng với sự quan tâm giúp đỡ của nhà trường em đã hoàn thành các môn học, kỳ học và các kì thực tập. Với những kiến thức đã được học tập trên ghế nhà trường và trên thực tế tại các công trường, cùng với sự hướng dẫn của các thầy giáo em đã thực hiện đồ án tốt nghiệp với đề tài : CHUNG CƯ VĨNH TÂN

Đồ án tốt nghiệp là sự tổng hợp, củng cố các kiến thức đã học vào việc thiết kế thi công công trình, đồng thời giúp em rèn luyện kỹ năng tính toán và có cái nhìn tổng quan về công việc sẽ gặp sau này khi ra trường.

Em xin trân trọng cảm ơn Ban giám hiệu Trường Đại Học Dân Lập Hải Phòng, các thầy giáo, cô giáo đã tận tình giúp đỡ em trong quá trình học tập và làm đồ án tốt nghiệp.

SINH VIÊN : NGUYỄN ĐỨC THÀNH

PHẦN I

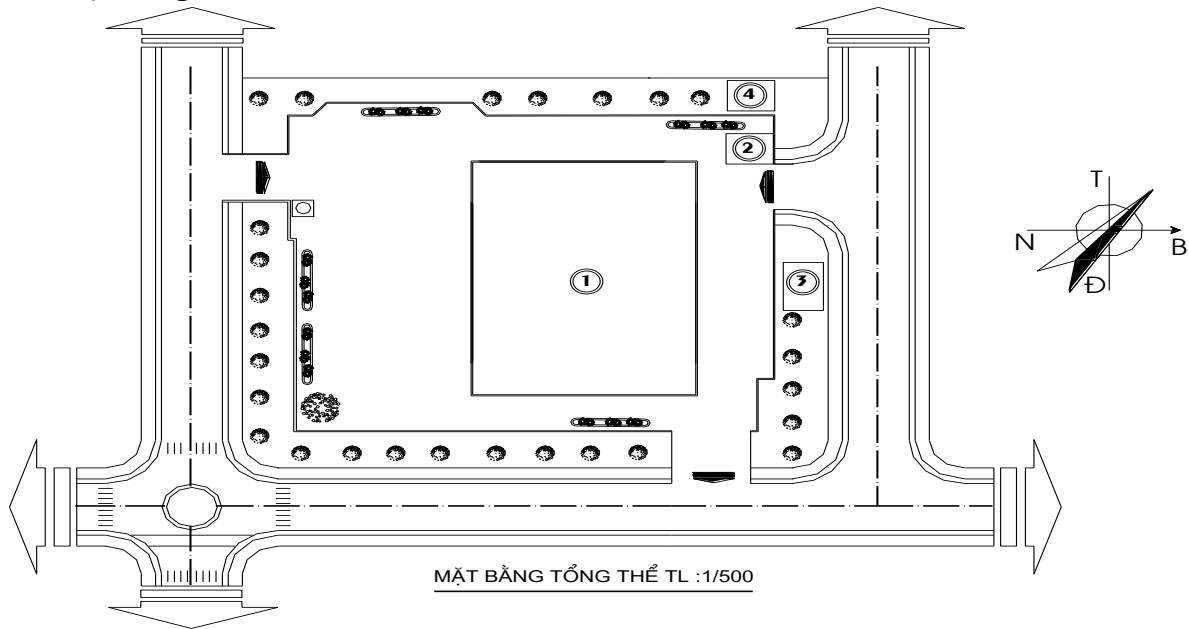
KIẾN TRÚC

(10%)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TH.S.TRẦN DŨNG
SINH VIÊN THỰC HIỆN : NGUYỄN ĐỨC THÀNH
LỚP : XD1401D

CHƯƠNG 1. GIỚI THIỆU CHUNG

1.1. Giới thiệu công trình



- **Tên công trình:** chung cư Vĩnh Tân TP Vinh
- **Chủ đầu tư :** Công ty phát triển đô thị Á Châu
- **Địa điểm xây dựng:** nằm trong khu quy hoạch khu đô thị mới Vĩnh Tân với tổng diện tích 108.522,9 m² thuộc xã Vĩnh Tân và phường Trung Đô thành phố Vinh tỉnh Nghệ An. Khu đất xây dựng có hình chữ nhật với tổng diện tích xây dựng là 1000m²
- **Quy mô và công suất của công trình:** Công trình chung cư Vĩnh Tân gồm 9 tầng và một tầng mái với tổng chiều cao 32,4m. Diện tích mặt sàn là 860m², tổng diện tích sàn là 7740m². Với chức năng chủ yếu là giải quyết nhu cầu nhà ở cho những hộ gia đình có thu nhập trung bình trong xã hội. Diện tích mặt bằng mỗi tầng là 860m² chia ra làm 6 căn hộ. Với mặt bằng 8 tầng sử dụng làm căn hộ(trừ tầng 1) ta có tổng số 48 căn hộ. Có các loại căn hộ khác nhau với những nhu cầu khác nhau đáp ứng yêu cầu của xã hội. công trình sau khi hoàn thành không những góp phần giải quyết vấn đề nhà ở giải quyết vấn đề bức xúc cho 1 đô thị đang ngày càng phát triển, tiết kiệm diện tích đất sử dụng nó còn mang lại cảnh quan cho đô thị. Và phát triển nhà chung cư cũng là xu hướng phát triển đúng đắn của đô thị hiện nay.
- **Cấp công trình:** Công trình chung cư có 9 tầng và 1 tầng mái có tổng chiều cao là 35,6m: Theo nghị định mới thì cấp công trình này thuộc cấp 2(nhà chung cư có chiều cao từ 9-19 tầng).
- **Điều kiện địa lý – xã hội:** địa điểm công trình nằm trong trung tâm thành phố, nhu cầu về nhà ở đang rất lớn nên khả năng thành công của dự án rất cao. Điều kiện giao thông khá thuận lợi, bên cạnh đó thành phố Vinh đang phát triển với tốc độ rất nhanh, sự phát triển đó kéo theo sự phát triển của công nghệ xây lắp, áp dụng các tiến bộ của khoa học kỹ thuật vào trong thi công, khả năng cung ứng vật liệu rất dồi dào theo nhiều nguồn khác nhau. Tuy nhiên cũng có những khó khăn ảnh hưởng đến thi công và tiến độ của công trình như thời tiết khá thất thường, công nghệ còn chịu nhiều ảnh hưởng của điều kiện tiết vì thế sẽ làm giảm tiến độ công trình.

1.2. Giải pháp thiết kế kiến trúc:

1.2.1. Giải pháp tổ chức không gian thông qua mặt bằng và mặt cắt công trình

1.2.1.1 Giải pháp tổ chức không gian thông qua mặt bằng

Công trình chung cư Vĩnh Tân gồm 9 tầng:

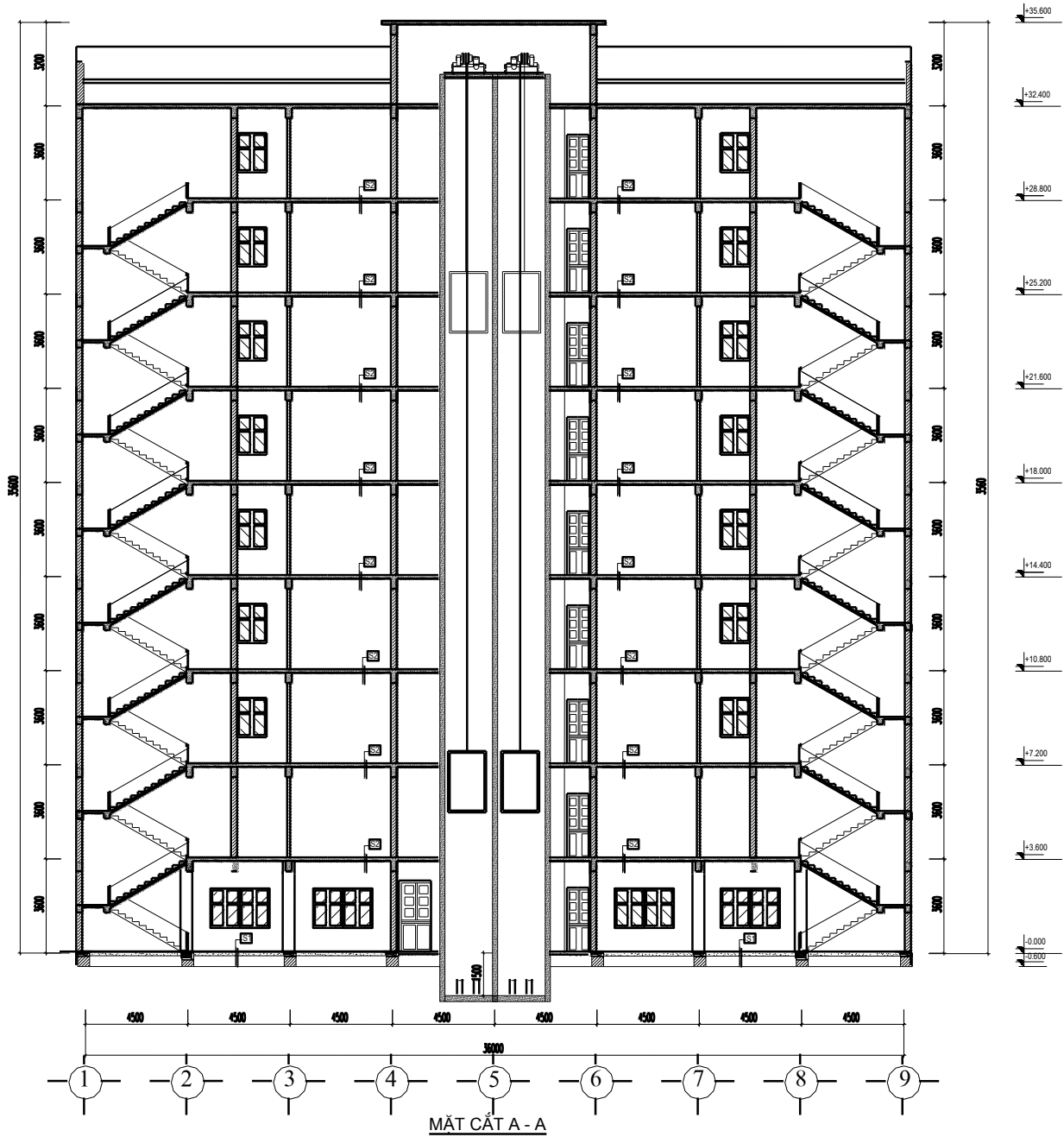
Tầng 1 được bố trí:

- + Khu gửi xe với diện tích 320 m²
- + Khu câu lạc bộ với diện tích 320 m²
- + Hệ thống thang bộ và thang máy
- + Các phòng kỹ thuật điện, n-óc , nhà kho và khu vệ sinh.



- + Mỗi tầng gồm 6 căn hộ khép kín trong đó có 4 căn hộ diện tích 85.8 m² và 2 căn hộ có diện tích 84,6 m².
- + Có 3 thang bộ và 1 thang máy.





1.2.2. Giải pháp mặt đứng và hình khối kiến trúc công trình

- Về ngoài của công trình do đặc điểm cơ cấu bên trong về bố cục mặt bằng, giải pháp kết cấu, tính năng vật liệu cũng như điều kiện quy hoạch kiến trúc quyết định. ở đây ta chọn giải pháp đường nét kiến trúc thẳng, kết hợp với các băng kính tạo nên nét kiến trúc hiện đại để phù hợp với tổng thể tạo một cảm giác thoải mái cho khách mà vẫn không phá vỡ cảnh quan xung quanh nói riêng và cảnh quan đô thị nói chung.



1.2.3. Giải pháp giao thông và thoát hiểm của công trình (không gian, vị trí và kích thước).

1.2.3.1. Theo phương ngang:

Đó là các hành lang được bố trí từ tầng 2 đến tầng 9. Các hành lang này được nối với các nút giao thông theo phương đứng (cầu thang). Phải đảm bảo thuận tiện cho khách, và đảm bảo lưu thoát người khi có sự cố xảy ra. Chiều rộng của hành lang là 2,3m.

1.2.3.1. Theo phương thẳng đứng:

Có 3 cầu thang và một thang máy; vị trí được đặt ở đầu, cuối và giữa nhà tại các nút giao thông. Các cầu thang này gắn với các tiền sảnh, liên hệ với nhau qua các hành lang.

1.2.4. Giải pháp thông gió và chiếu sáng tự nhiên cho công trình

1.2.4.1 Thông gió:

Thông hơi thoáng gió là yêu cầu vệ sinh bảo đảm sức khỏe cho khách, làm việc và nghỉ ngơi được thoải mái, nhanh chóng phục hồi sức khỏe sau những giờ làm việc căng thẳng.

- Về qui hoạch : Xung quanh trồng hệ thống cây xanh để dẫn gió, che nắng, chắn bụi, chống ồn.
- Về thiết kế : các phòng ngủ, sinh hoạt, làm việc được đón gió trực tiếp và tổ chức lỗ cửa, hành lang để dẫn gió xuyên phòng.

1.2.4.2 Chiếu sáng:

Kết hợp chiếu sáng tự nhiên và nhân tạo.

- Chiếu sáng tự nhiên : các phòng đều có các cửa sổ để tiếp nhận ánh sáng bên ngoài toàn bộ các cửa sổ được lắp khung nhôm kính màu trà nên phía trong nhà luôn có đầy đủ ánh sáng tự nhiên.
- Chiếu sáng nhân tạo : được tạo từ hệ thống bóng điện.

1.2.5. Giải pháp về cấp thoát nước :

1.2.5.1 Giải pháp về cấp nước:

Nguồn nước được lấy từ hệ thống cấp nước của thành phố thông qua các ống dẫn đưa tới các bể chứa. Dung tích của bể được thiết kế trên cơ sở số lượng người sử dụng và lượng dự trữ để phũng sự cố mất nước có thể xảy ra. Hệ thống đường ống được bố trí chạy ngầm trong tường ngăn đến các khu vệ sinh.

1.2.5.2 Giải pháp về thoát nước:

Gồm có thoát nước mưa và thoát nước thải.

- Thoát nước mưa : gồm có các hệ thống xenô dẫn nước từ các ban công, mái, theo đường ống nhựa đặt trong tường chảy vào hệ thống thoát nước chung của thành phố.

- Thoát nước thải sinh hoạt : yêu cầu phải có bể tự hoại để nước thải chảy vào hệ thống thoát nước chung không bị nhiễm bẩn. Đường ống dẫn phải kín, không rò rỉ...

1.2.6. Giải pháp sơ bộ về hệ kết cấu và vật liệu xây dựng công trình

Giữa kiến trúc và kết cấu có mối quan hệ hữu cơ, gắn bó hết sức chặt chẽ với nhau. Trên cơ sở hình dáng và không gian kiến trúc, chiều cao của công trình, chức năng của từng tầng, từng phòng ta chọn giải pháp khung chịu lực đồ tại chỗ. Với kích thước mỗi nhịp là 6m bước khung là 4,5m. Các khung được nối với nhau bằng hệ dầm dọc vuông góc với mặt phẳng khung, mỗi khung gồm có 4 nhịp. Kích thước lưới cột được chọn thỏa mãn yêu cầu về khung gian kiến trúc và khả năng chịu tải trọng thẳng đứng, tải trọng ngang (gió), những biến dạng về nhiệt độ hoặc lún lệch có thể xảy ra.

Chọn giải pháp bê tông cốt thép toàn khối có các ưu điểm lớn, thỏa mãn tính đa dạng cần thiết của việc bố trí không gian và hình khối kiến trúc trong các đô thị. Bê tông toàn khối được sử dụng rộng rãi nhờ những tiến bộ kỹ thuật trong các lĩnh vực sản xuất bờ tông tươi cung cấp đến công trình, kỹ thuật ván khuôn tấm lớn, ván khuôn trượt... làm cho thời gian thi công được rút ngắn, chất lượng kết cấu được đảm bảo, hạ chi phí giá thành xây dựng. Đạt độ tin cậy cao về cường độ và độ ổn định.

1.3. Kết luận:

Nói chung công trình đã thỏa mãn yêu cầu kiến trúc chung như sau:

- Yêu cầu công năng:

Thoả mãn được yêu cầu thiết kế do chức năng của công trình đề ra. Các phòng làm việc thoải mái, bố trí linh hoạt, tiện nghi về sinh hoạt cũng như điều kiện vi khí hậu.

- Yêu cầu bền vững:

Với thiết kế hệ khung chịu lực , biện pháp thi công móng cọc ép công trình đã đảm bảo chịu được tải trọng ngang cũng như tải trọng đứng cùng các tải trọng khác.

Các cấu kiện thiết kế ngoài đảm bảo các tải trọng tính toán còn không làm phát sinh các biến dạng vượt quá giới hạn cho phép.

Với phương pháp thi công bê tông toàn khối các kết cấu có tuổi thọ lâu dài và làm việc tốt.

- Yêu cầu kinh tế:

Mặt bằng và hình khối kiến trúc phù hợp với yêu cầu sử dụng, hạn chế đến mức tối thiểu các diện tích và khoảng không gian không cần thiết.

Giải pháp kết cấu hợp lý, cấu kiện làm việc với điều kiện sát với thực tế, đảm bảo sử dụng và bảo quản ít tốn kém.

- Yêu cầu mỹ quan:

Với dáng vẻ hình khối cũng như tỷ lệ chiều rộng và chiều cao hợp lý tạo cho công trình dáng vẻ uy nghi và vững chắc.

Công trình không những không phá hoại cảnh quan môi trường xung quanh mà còn góp phần tạo nên một không gian sinh động.

Kiến trúc bên trong và ngoài hài hoà phù hợp với điều kiện Việt nam.

Tóm lại công trình “Tòa nhà chung cư Vĩnh Tân.TP Vinh” nằm trong khu đô thị mới Vĩnh Tân được bố trí các giải pháp về kiến trúc kết cấu và các công năng khác được đảm bảo cho công tác ăn ở và sinh hoạt của các gia đình , đáp ứng được phần nào về nhu cầu nhà ở cho Thành Phố Vinh. Đảm bảo được chất lượng của một công trình thuộc một khu đô thị mới .

PHẦN II
KẾT CẤU
(45%)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TH.S TRẦN DÚNG
SINH VIÊN THỰC HIỆN : NGUYỄN ĐỨC THÀNH
LỚP : XD1401D

NHIỆM VỤ:

- Tính toán sàn tầng điển hình
- Tính toán thang bộ trục C-D
- Tính toán khung trục 7
- Tính toán móng trục 7

CHƯƠNG 2: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU, TÍNH TOÁN NỘI LỰC

2.1. Sơ bộ phương án kết cấu

2.1.1. Phân tích các dạng kết cấu khung

Các kết cấu BTCT toàn khối được sử dụng phổ biến trong các nhà cao tầng bao gồm : Hệ kết cấu khung, hệ kết cấu tường chịu lực, hệ khung - vách hỗn hợp, hệ kết cấu hình ống và hệ kết cấu hình hộp. Việc lựa chọn hệ kết cấu dạng này hay dạng khác phụ thuộc vào điều kiện cụ thể của công trình, công năng sử dụng, chiều cao của nhà và độ lớn của tải trọng ngang (động đất, gió).

Có 3 phương án hệ kết cấu chịu lực có thể áp dụng cho công trình.

**Hệ kết cấu vách cứng và lõi cứng:*

Hệ kết cấu vách cứng có thể được bố trí thành hệ thống theo một phương, hai phương hoặc liên kết lại thành hệ không gian gọi là lõi cứng. Loại kết cấu này có khả năng chịu lực ngang tốt bởi vì độ cứng công trình theo phương ngang rất lớn nên thường được sử dụng cho các công trình có chiều cao trên 20 tầng. Tuy nhiên, hệ thống vách cứng trong công trình làm sự bố trí không gian các phòng không linh hoạt, nếu như muốn bố trí lại không gian thì khó có thể làm được.

** Hệ kết cấu khung*

Hệ kết cấu khung có khả năng tạo ra các không gian lớn, linh hoạt thích hợp với các công trình công cộng. Hệ kết cấu khung có sơ đồ làm việc rõ ràng, nhưng lại có nhược điểm là kém hiệu quả khi chiều cao của công trình lớn.

Hệ kết cấu khung thường được sử dụng cho các công trình có chiều cao vừa phải. mà không yêu cầu tính các bài toán dao động (tải trọng ngang nhỏ). Hệ khung tạo thành lưới cột cho công trình, việc bố trí lưới cột này tùy thuộc vào mặt bằng kiến trúc và công năng sử dụng của công trình. Hệ kết cấu này có ưu điểm là bố trí không gian trên mặt bằng rất linh hoạt, tường chỉ làm nhiệm vụ bao che, ngăn cách chứ không tham gia vào chịu lực. Và vì thế khi muốn thay đổi không gian các phòng có thể thay đổi thoải mái mà không ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của kết cấu. Tuy nhiên hệ kết cấu này có nhược điểm là chịu tải trọng ngang kém nên không sử dụng được với nhà có chiều cao lớn.

** Hệ kết cấu khung-giằng (khung và vách cứng):*

Hệ kết cấu khung-giằng được tạo ra bằng sự kết hợp hệ thống khung và hệ thống vách cứng. Hệ thống vách cứng thường được tạo ra tại khu vực cầu thang bộ, cầu thang máy, khu vệ sinh chung hoặc ở các tường biên, là các khu vực có tường liên tục nhiều tầng. Hệ thống khung được bố trí tại các khu vực còn lại của ngôi nhà. Hai hệ thống khung và vách được liên kết với nhau qua hệ kết cấu sàn. Trong trường hợp này hệ sàn liên khối có ý nghĩa lớn. Thường trong hệ kết cấu này hệ thống vách đóng vai trò chủ yếu chịu tải trọng ngang, hệ khung chủ yếu được thiết kế để chịu tải trọng thẳng đứng. Sự phân rõ chức năng này tạo điều kiện để tối ưu hoá các cấu kiện, giảm bớt kích thước cột, dầm, đáp ứng được yêu cầu của kiến trúc.

Hệ kết cấu khung-giằng tỏ ra là kết cấu tối ưu cho nhiều loại công trình cao tầng. Loại kết cấu này sử dụng hiệu quả cho các ngôi nhà đến 40 tầng được thiết kế cho vùng có động đất $\leq$ cấp 7.

2.1.2. Phương án lựa chọn

Qua xem xét đặc điểm các hệ kết cấu chịu lực trên áp dụng vào đặc điểm công trình và yêu cầu kiến trúc em chọn hệ kết cấu chịu lực cho công trình là hệ kết cấu khung-giằng, sàn BTCT đổ toàn khối với vách được bố trí là cầu thang máy.

2.1.3. Kích thước sơ bộ của kết cấu (cột, dầm, sàn, vách,...) và vật liệu

2.1.3.1. Chọn sơ bộ tiết diện dầm

$$\text{Công thức chọn sơ bộ : } h_d = \frac{1}{m_d} \times l_d$$

trong đó: $m_d = (10 \div 12)$ với dầm chính

$m_d = (12 \div 16)$ với dầm phụ.

$$b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4} \right) h$$

*Dầm chính:

Nhịp dầm chính là $l = 6\text{m}$.

$$h = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12}\right)l = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12}\right).6000 = 500 \sim 600 \text{ mm}; \text{ chọn } h = 500 \text{ mm}.$$

Chọn b theo điều kiện đảm bảo sự ổn định của kết cấu:

$$b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}\right)h = 150 \sim 250 \text{ mm}, \text{ chọn } b = 250 \text{ mm}.$$

Kích thước dầm chính là $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}$. (D1)

*Dầm phụ:

Nhịp dầm phụ là $l_2 = 4.5\text{m}$.

$$h = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{16}\right)l = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{16}\right).4500 = 283 \sim 375 \text{ mm}; \text{ chọn } h = 350 \text{ mm}$$

Chọn b theo điều kiện đảm bảo sự ổn định của kết cấu:

$$b = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}\right)h = 87.5 \sim 175 \text{ mm}, \text{ chọn } b = 220 \text{ mm}$$

Kích thước dầm phụ $b \times h = 22 \times 35 \text{ cm}$. (D2)

2.1.3.2. Chọn sơ bộ tiết diện sàn

Sàn sườn toàn khối :

Chiều dày bản sàn được thiết kế theo công thức sơ bộ sau: $h_b = \frac{D.l}{m}$

Trong đó:

D: là hệ số phụ thuộc vào tải trọng, $D = 0,8 \div 1,4$ lấy $D = 1,3$

$m = 35 \div 45$ với bản kê bốn cạnh.

$m = 30 \div 35$ với bản kê hai cạnh.

l: là nhịp của bản.

Để an toàn ta lấy ô có kích thước lớn nhất để chọn.

Ô sàn có kích thước $3,7 \times 4,5 \text{ m}$

Xét tỉ số 2 cạnh ô bản $L_2/L_1 = 1.22 < 2$.

$\Rightarrow$ Bản làm việc theo hai phương $\Rightarrow$ Bản kê 4 cạnh.

Nhịp tính toán của bản sàn:

$$l_b = l_1 = 3,7\text{m}.$$

$$h_b = \frac{D.l}{m} = \frac{1,3.370}{45} = 10,7 \text{ (cm)}$$

Nên ta chọn chung chiều dày bản $h_b = 12 \text{ cm}$. Riêng chiều dày sàn vệ sinh chọn

$h = 10 \text{ cm}$.

2.1.3.3. Chọn sơ bộ tiết diện cột:

Tiết diện của cột được chọn theo nguyên lý cấu tạo kết cấu bê tông cốt thép, cấu kiện chịu nén.

Diện tích tiết diện ngang của cột được xác định theo công thức:

$$F_b = 1,2 \div 1,5 \cdot \frac{N}{R_b}$$

- Trong đó:

+ $1,2 \div 1,5$: Hệ số dự trữ kể đến ảnh hưởng của mômen.

+ F_b : Diện tích tiết diện ngang của cột

+ R_b : Cường độ chịu nén tính toán của bê tông ($R_b = 14.5 \text{ MPa}$).

+ N: Lực nén lớn nhất có thể xuất hiện trong cột.

N: Có thể xác định sơ bộ theo công thức: $N = S.q.n$

Trong đó: - S: Diện tích chịu tải của một cột ở một tầng

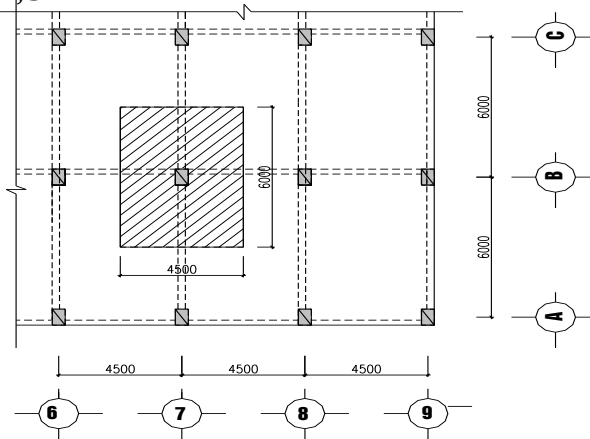
- q: Tải trọng sơ bộ lấy $q = 1,2 \text{ T/m}^2 = 1.2 \times 10^{-2} \text{ MPa}$.

- n: Số tầng.

Diện truyền tải của cột:

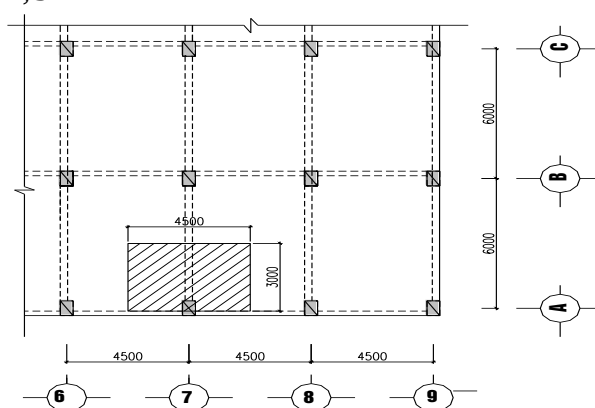
Với cột giữa C1 : $N = 6.4.5.1.2.10^{-2}.9 = 2,62\text{MPa } m^2$.

$$F_b = 1,3. \frac{2,62}{14,5} = 0,252\text{m}^2$$



Với cột biên C2: $N = 4.5.3.1.2.10^{-2}.9 = 1,46\text{MPa } m^2$.

$$F_b = 1,3. \frac{1,46}{14,5} = 0,131\text{m}^2$$



Do càng lên cao nội lực càng giảm, nên ta cần thay đổi tiết diện cột cho phù hợp. cứ 3 tầng giảm h một lần.

Tầng 1 đến tầng 3 : Cột C1: **40x60cm**, Cột C2: **30x50cm**

Từ tầng 4 đến tầng 6 : Cột C1: **30x60cm**, Cột C2: **30x45cm**

Từ tầng 7 đến tầng 9 : Cột C1: **30x50cm**, Cột C2: **30x40cm**

2.1.3.4. Chọn kích thước tường :

* Tường bao.

Được xây chung quanh chu vi nhà, do yêu cầu chống thấm, chống ẩm nên tường dày 22cm xây bằng gạch đặc M75. Tường có hai lớp trát dày 2x1,5cm. Ngoài ra tường 22cm cũng được xây làm tường ngăn cách giữa các phòng với nhau.

* Tường ngăn.

Dùng ngăn chia không gian giữa các khu trong một phòng với nhau.

Do chỉ làm nhiệm vụ ngăn cách không gian nên ta chỉ cần xây tường dày 11cm và có hai lớp trát dày 2x1,5cm.

2.1.3.5. Chọn sơ bộ tiết diện vách thang máy:

Theo tiêu chuẩn TCVN 198-1997 quy định độ dày của vách không nhỏ hơn một trong hai giá trị sau:

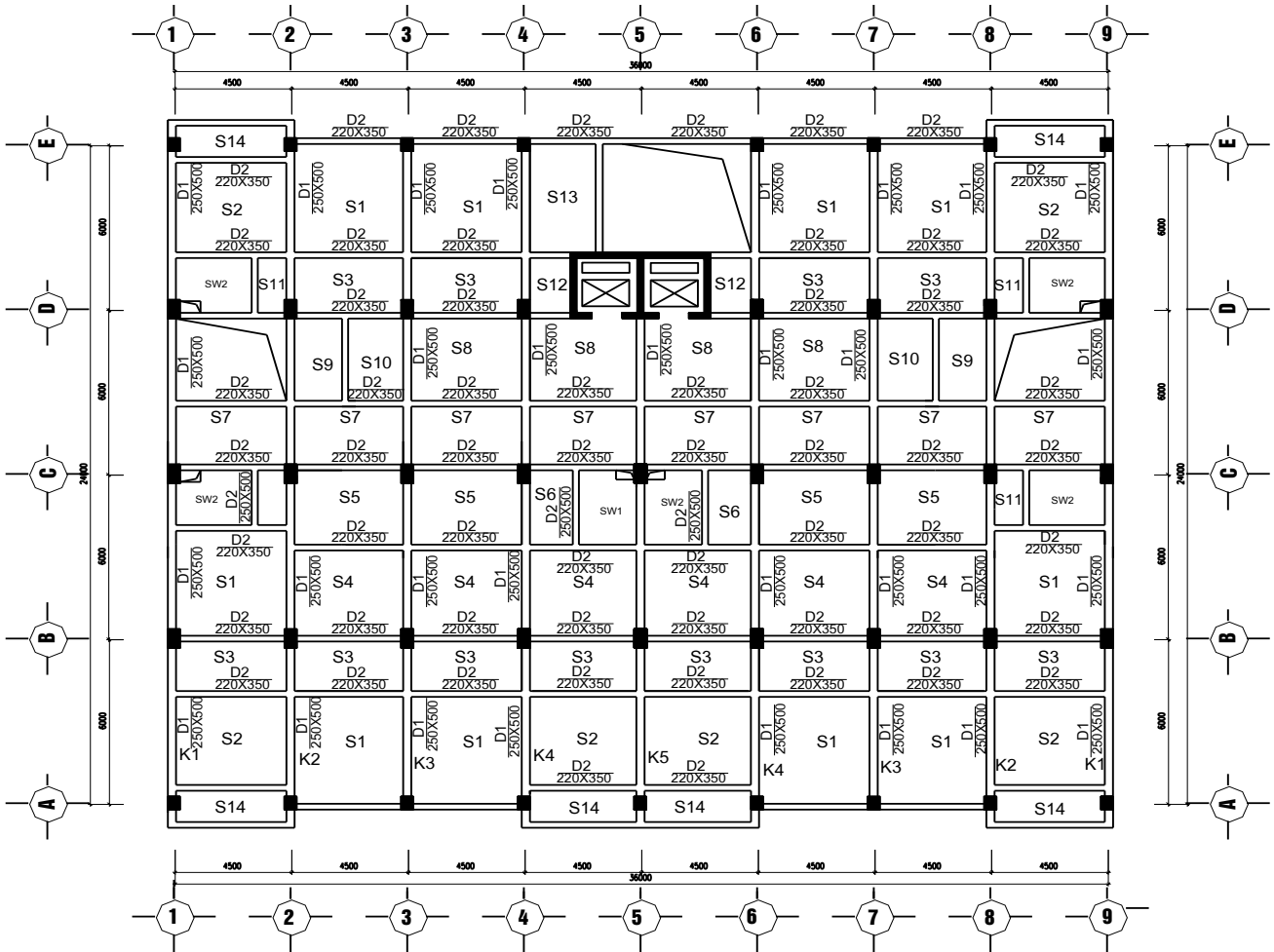
- 150 mm.

- 1/20 chiều cao tầng = $3600/20 = 180\text{mm}$.

Do công trình có 9 tầng, mặt bằng hình chữ nhật nên chọn chiều dày chung của lõi cứng thang máy là 25cm.

2.1.4 Lập mặt bằng kết cấu.

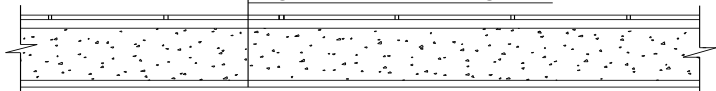
Mặt bằng kết cấu tầng điển hình thể hiện như hình vẽ sau đây:

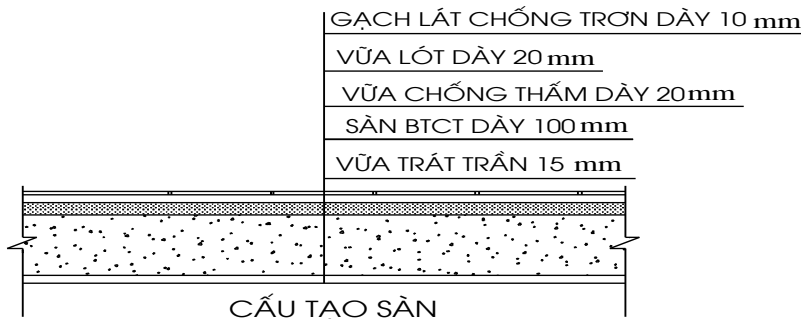


2.2. Tính toán tải trọng

2.2.1. Tính tải (phân chia trên các ô bản)

Tải trọng do các sàn tầng điển hình (từ tầng 2 → 9)

Tên sàn	Các lớp sàn	Trọng lượng riêng (kG/m ³)	Chiều dày (m)	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m ²)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (kG/m ²)	Tổng cộng (kg/m ²)
Sàn hành lang, phòng ngủ, phòng khách, bếp	Gạch lát nền	2000	0.01	20	1.1	22	434
	Vữa lót	1800	0.02	360	1.3	47	
	Sàn BTCT	2500	0.12	300	1.1	330	
	Vữa trát trần	1800	0.015	27	1.3	35	
	GẠCH LÁT NỀN DÀY 10mm VỮA LÓT DÀY 20 mm SÀN BTCT DÀY 120mm VỮA TRÁT TRẦN 15 mm  CẤU TẠO SÀN						

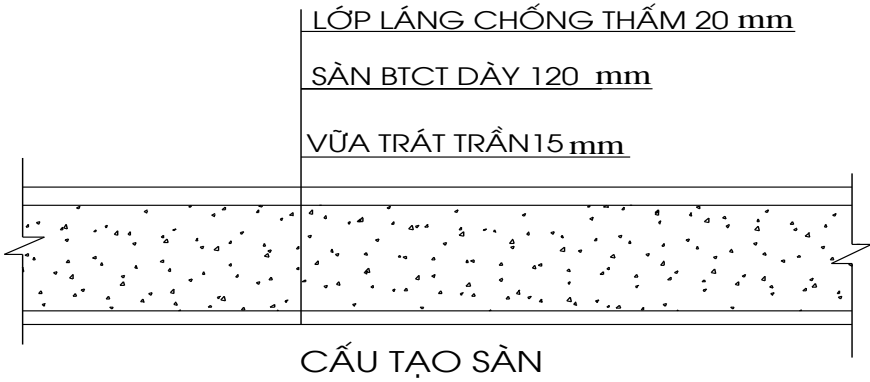
Sàn vệ sinh	Gạch lát chông trơn	2000	0.01	20	1.1	22	467
	Vữa lót	1800	0.02	360	1.3	47	
	Lớp chống thấm	2000	0.02	40	1.3	52	
	Sàn BTCT	2500	0.1	250	1.1	275	
	Vữa trát trần	1800	0.015	27	1.3	35	
	Thiết bị vệ sinh			30	1,2	36	
							

Tải trọng mái:

- Trọng lượng mái tôn và xà gồ:

$$g_m = n \times g^c = 1.1 \times 15 = 16.5 (\text{kg/m}^2)$$

- Sàn mái:

Tên sàn	Các lớp sàn	Trọng lượng riêng (kG/m ³)	Chiều dày (m)	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m ²)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (kG/m ²)	Tổng cộng (kg/m ²)
Sàn mái	Lớp chống thấm	2000	0.02	40	1.3	52	417
	Sàn BTCT	2500	0.12	300	1.1	330	
	Vữa trát trần	1800	0.015	27	1.3	35	
							

⇒ Tổng tĩnh tải mái:

$$g_d + g_m = 417 + 16.5 = 433.5 (\text{kg/m}^2)$$

Tải trọng dầm và cột

BẢNG THỐNG KÊ TẢI TRỌNG DẦM

Cấu kiện	Loại Tải trọng	B (m)	h (m)	Trọng lượng riêng (kG/m ³)	Hệ số n	Tải TT (kG/m)
Dầm (250x500)	BTCT	0.25	0.5	2500	1.1	312.5
	Vữa trát	0.015	2	1800	1.3	70.2
	Cộng					382.7
Dầm (220x350)	BTCT	0.22	0.35	2500	1.1	211.8
	Vữa trát	0.015	1.5	1800	1.3	52.7
	Cộng					264.5
Dầm (150x250)	BTCT	0.12	0.25	2500	1.1	82.5
	Vữa trát	0.015	0.64	1800	1.3	22.5
	Cộng					105

Tải trọng tường:

Tường gạch đặc dày 220

Các lớp	Chiều dày lớp(h) (mm)	γ KG/m ³	Hệ số vượt tải (n)	TT tính toán (KG/m ²)
2 lớp trát	30	1800	1.3	70
Gạch xây	220	1800	1.1	436
Tải tường phân bố trên 1m ²				506
Tải tường có cửa (tính đến hệ số cửa 0.7)				354

Tường gạch đặc dày 110

Các lớp	Chiều dày lớp (mm)	γ KG/m ³	Hệ số vượt tải	TT tính toán (KG/m ²)
2 lớp trát	30	1800	1.3	70
Gạch xây	110	1800	1.1	218
Tải tường phân bố trên 1m ²				288
Tải tường có cửa (tính đến hệ số cửa 0.7)				202

2.2.2. Hoạt tải

Hoạt tải cho các loại phòng bao gồm:

TT	Các loại công tác	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m ²)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (kG/m ²)
1	Phòng ngủ	200	1.2	240
2	Phòng khách	200	1.2	240
3	Phòng vệ sinh, giặt, bếp	200	1.2	240
4	Hành lang, cầu thang, sảnh	300	1.2	360
5	Ban công, logia	200	1.2	240
6	Hoạt tải mái tôn	30	1.3	39
7	Sàn mái không sử dụng	75	1.3	97.5

Hệ số vượt tải:

+ Khi tải tiêu chuẩn < 200 (kg/m²): n = 1.3

+ Khi tải tiêu chuẩn ≥ 200 (kg/m²): n = 1.2

2.2.3 Lập sơ đồ các trường hợp tải trọng

2.2.3 1. Xác định tính tải tác dụng vào khung.

Tải trọng quy đổi từ bản sàn truyền vào hệ dầm sàn

*Tải trọng phân bố:

+ Khi $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$

Tải trọng phân bố do sàn truyền vào khung dạng hình thang quy đổi về phân bố đều được tính như sau:

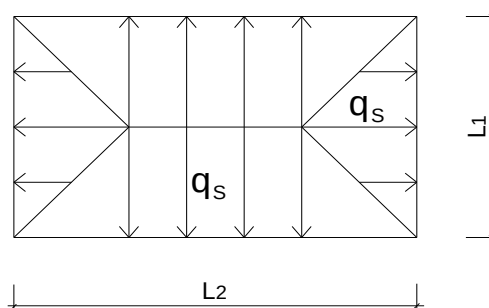
$$q_{ld} = (1-2\beta^2+\beta^3) \cdot q_s \cdot l_1/2$$

q_s : tải trọng do sàn truyền vào.

$$\beta = l_1/2l_2$$

$K=(1-2\beta^2+\beta^3)$: Hệ số quy đổi tải trọng được tính riêng cho từng ô ghi trong bảng.

STT	L1(m)	L2 (m)	$\beta = l_1/2l_2$	$K=(1-2\beta^2+\beta^3)$
S1	3.7	4.5	0.411	0.731
S3	2.3	4.5	0.256	0.886
S4	3.2	4.5	0.356	0.792
S5	2.8	4.5	0.311	0.826
S7	2.5	4.5	0.278	0.867
S8	3.5	4.5	0.389	0.756
S10	2.5	3.5	0.347	0.801



- Tải trọng phân bố do sàn truyền vào khung dạng hình tam giác quy đổi về phân bố đều được tính như sau:

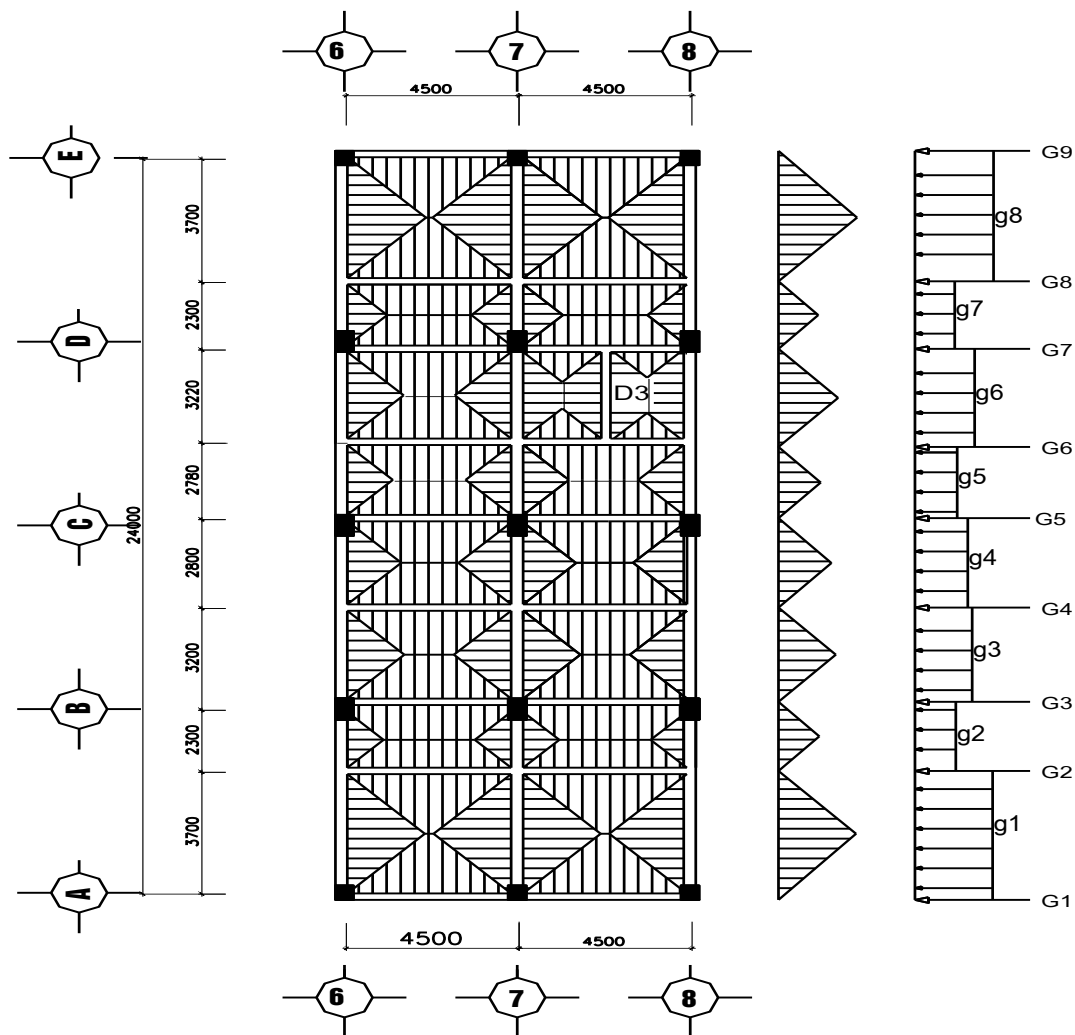
$$q_{ld} = 5/8 \cdot q_1$$

$$q_1 = 0,5 \cdot q_s \cdot l_1$$

l_1 : Độ dài cạnh ngắn

l_2 : Độ dài cạnh dài

l_i : Độ dài tính toán



Sơ đồ phân tải tầng 2-8

Bảng 4 - 2: Bảng tính tải sàn phân bố tầng 2-8

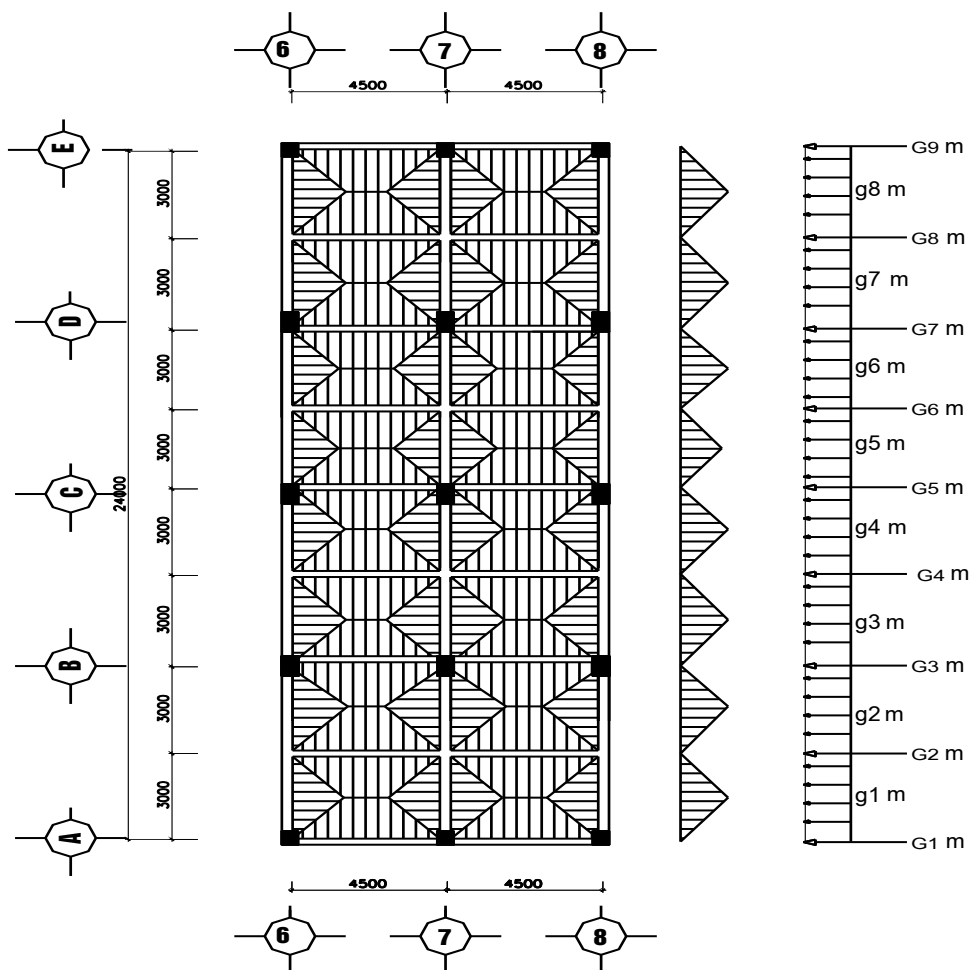
g1	Do t-ờng ngăn 220 truyền vào	$506 \cdot (3.6 - 0.5)$	1568.6
	Do các ô sàn 3.7x4.5 truyền vào	$2 \cdot 5/8 \cdot 434 \cdot 3.7/2$	1003.6
	Tổng tải trọng phân bố G1	2572.2	
g2	Do t-ờng ngăn 220	$506 \cdot (3.6 - 0.5)$	1568.6
	Do các ô sàn 2.3x4.5 truyền vào	$2 \cdot 5/8 \cdot 434 \cdot 2.3/2$	623.9
	Tổng tải trọng phân bố G2	2192.5	
g3	Do t-ờng ngăn 220 truyền vào	$354 \cdot (3.6 - 0.5)$	1568.6
	Do các ô sàn 3.2x4.5 truyền vào	$2 \cdot 5/8 \cdot 434 \cdot 3.2/2$	868
	Tổng tải trọng phân bố G3	2436.6	
g4	Do t-ờng ngăn 220 truyền vào	$354 \cdot (3.6 - 0.5)$	1568.6
	Do các ô sàn 2.8x4.5 truyền vào	$2 \cdot 5/8 \cdot 434 \cdot 2.8/2$	759.5
	Tổng tải trọng phân bố G4	2328.1	
g5	Do các ô sàn 2.5x4.5 truyền vào	$2 \cdot 5/8 \cdot 434 \cdot 2.5/2$	678.1
	Tổng tải trọng phân bố G5	678.1	
g6	Do t-ờng ngăn 110 truyền vào	$288 \cdot (3.6 - 0.5)$	829.8
	Do các ô sàn 3.22x4.5 truyền vào	$5/8 \cdot 434 \cdot 3.22/2$	949.4
	Do các ô sàn 2.78x3.5 truyền vào	$0.801 \cdot 434 \cdot 2.78/2$	434.5

	Tổng tải trọng phân bố G6	2213.7	
g7	Do t-ờng ngăn 110	$202*(3.6-0.5)$	626.2
	Do các ô sàn 2.3x4.5 truyền vào	$2*5/8*434*2.3/2$	623.9
	Tổng tải trọng phân bố G6	1250.1	
g8	Do t-ờng ngăn 110 truyền vào	$202*(3.6-0.5)$	626.2
	Do các ô sàn 3.7x4.5 truyền vào	$5/8*434*3.7/2*2$	1003.6
	Tổng tải trọng phân bố G6	1629.8	

Bảng 4 - 3: Bảng tải trọng sàn tập trung Tầng 2-8

Tên tải trọng	Thành phần tải	Công thức tính	Giá trị (kg)
G1	Do t-ờng dọc 220 trừ 50% cửa sổ	$506*(3.6-0.35)*4.5*0.5$	3700.1
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.7x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.7))* (3.7-0.22)/4$	1906.8
	Tổng tải trọng tập trung G1		6797.2
G2	Do t-ờng dọc 110 trừ 30% cửa đi	$288*(3.6-0.35)*4.5*0.7/2$	1474.2
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.7x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.7))* (3.7-0.22)/4$	1906.8
	Do các ô sàn 2.3x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.3))* (2.3-0.22)/4$	1455.6
	Tổng tải trọng tập trung G2		6026.9
G3	Do t-ờng dọc 110 trừ 30% cửa đi	$288*(3.6-0.35)*4.5*0.7/2$	1474.2
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.2x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.2))* (3.2-0.22)/4$	1794.5
	Do các ô sàn 2.3x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.3))* (2.3-0.22)/4$	1455.6
	Tổng tải trọng tập trung trực G3		5914.6
G4	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.2x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.2))* (3.2-0.22)/4$	1794.5
	Do các ô sàn 2.8x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.8))* (2.8-0.22)/4$	1665.6
	Tổng tải trọng tập trung trực G4		4650.4
G5	Do t-ờng dọc 220 trừ 50% cửa sổ	$506*(3.6-0.35)*4.5*0.5$	3700.1
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 2.8x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.8))* (2.8-0.22)/4$	1665.6

	Do các ô sàn 2.5 x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.5))^* (2.5-0.22)/4$	1546.1
	Tổng tải trọng tập trung G5		8102.1
G6	Do t-ờng dọc 220 trừ 50% cửa sổ	$506*(3.6-0.35)*4.5*0.5$	3700.1
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.5 x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.5))^* (3.5-0.22)/4*1/2$	1868.4
	Do các ô sàn 2.5x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.5))^* (2.5-0.22)/4$	1546.1
	Do các ô sàn 2.5x3.5	$434*(2.5-0.22)^* (2.5-0.22)/4*1/2$	282
	Do các ô sàn 2x4.5	$434*(2-0.22)^* (2-0.22)/4*1/2$	171.9
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$434*((3.5-0.22)+(3.5-2.25))^* (2.25-0.22)/4*1/2$	529.4
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$434*((3.5-0.22)+(3.5-2.25))^* (2.25-0.22)/4*1/2$	529.4
	Tổng tải trọng tập trung G6		9749.8
G7	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.5x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.5))^* (3.5-0.22)/4$	1868.4
	Do các ô sàn 2.3 x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.3))^* (2.3-0.22)/4$	1455.6
	Do các ô sàn 2.5x3.5	$434*(2.5-0.22)^* (2.5-0.22)/4*1/2$	282
	Do các ô sàn 2x4.5	$434*(2-0.22)^* (2-0.22)/4*1/2$	171.9
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$434*((3.5-0.22)+(3.5-2.25))^* (2.25-0.22)/4*1/2$	529.4
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$434*((3.5-0.22)+(3.5-2.25))^* (2.25-0.22)/4*1/2$	529.4
	Tổng tải trọng tập trung G7		5959.2
G8	Do t-ờng dọc 110 trừ 30% cửa đi	$288*(3.6-0.35)*4.5*0.7/2$	1474.2
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 2.3x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-2.3))^* (2.3-0.22)/4$	1455.6
	Do các ô sàn 3.7x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.7))^* (3.7-0.22)/4$	1906.8
	Tổng tải trọng tập trung G8		6026.9
G9	Do t-ờng dọc 220 trừ 50% cửa sổ	$506*(3.6-0.35)*4.5*0.5$	3700.1
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3.7x4.5	$434*((4.5-0.25)+(4.5-3.7))^* (3.7-0.22)/4$	1906.8

Tổng tải trọng tập trung G9**6797.2****Sơ đồ phân tải tầng mái****Bảng 4 - 2: Bảng tính tải sàn phân bố tầng mái**

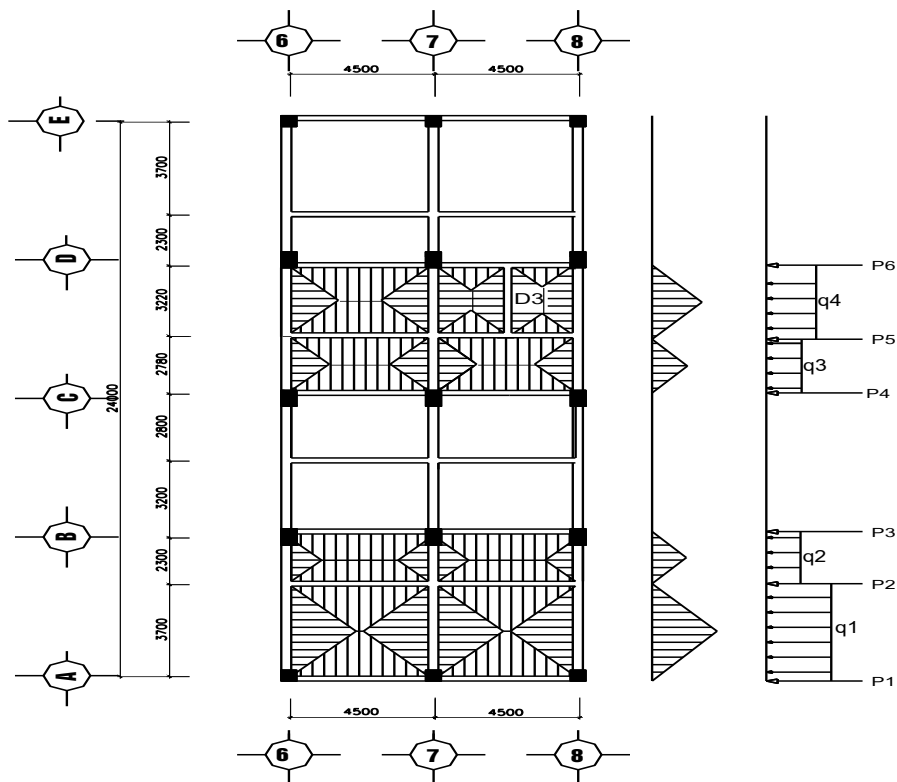
g1m -g7m	Do các ô sàn 3x4.5 truyền vào	$2*5/8*417*3/2$	781.9
	Do t-ờng thu hồi 110cao tb 1.67m	$288*1.67$	481
	Tổng tải trọng phân bố g1m-g7m	1262.9	

Bảng 4 - 7 : Bảng tải trọng tập trung tầng mái

Tên tải trọng	Thành phần tải	Công thức tính	Giá trị (kg)
G1m =G8m	Do sênô thoát n-ớc mái +t-ờng 110 cao 1.5m	$417*0.45*4.5 + 506*4.5$	3121.4
	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3x4.5	$417*((4.5-0.25)+(4.5-3))* (3-0.22)/4$	1666.4
	Tổng tải trọng tập trung P1		5978.1
G2m - G7m	Do dầm dọc 220x350	$264.5*4.5$	1190.3
	Do các ô sàn 3x4.5	$417*((4.5-0.25)+(4.5-3))* (3-0.22)/4$	1666.4
	Do các ô sàn 3x4.5	$417*((4.5-0.25)+(4.5-3))* (3-0.22)/4$	1666.4

Tổng tải trọng tập trung P2-P7**4523.1****2.2.3.2. Xác định hoạt tải tác dụng vào khung:**

* Hoạt tải sàn tầng 2 – 8

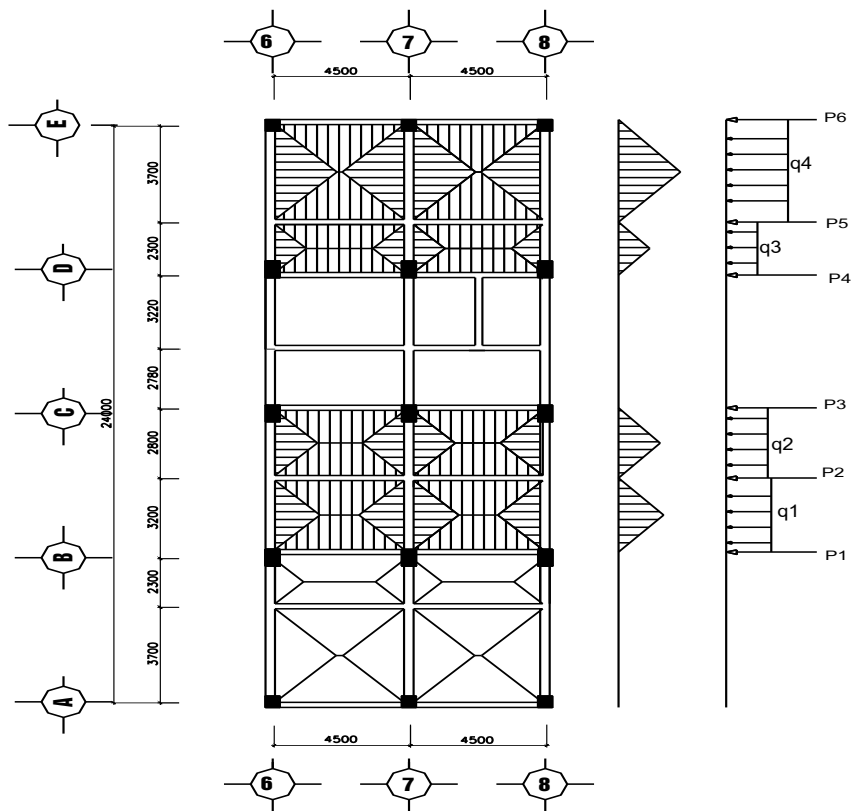
**Tr- ờng hợp 1****Bảng 4 - 12: Bảng hoạt tải phân bố tầng 2-8**

q1	do các ô sàn 3.7x4.5	$2*5/8*240*3.7/2$	555
	Tổng tải trọng phân bố G1		555
q2	do các ô sàn 2.3x4.5	$2*5/8*240*2.3/2$	245
	Tổng tải trọng phân bố G2		345
q3	do các ô sàn 2.25x4.5	$2*5/8*240*2.25/2$	375
	Tổng tải trọng phân bố G1		375
q4	do các ô sàn 3.5x4.5	$5/8*240*3.5/2$	187.5
	do các ô sàn 2.5x4.5	$0.801*240*2.5/2$	240.3
	Tổng tải trọng phân bố G2		427.8

Bảng 4 - 13: Bảng hoạt tải tập trung tầng 2-8

Tên tải trọng	Thành phần tải	Công thức tính	Giá trị kg
P1	Do các ô sàn 3.7x4.5	$240*((4.5+(4.5-3.7))*3.7/4)$	1054.4
	Tổng tải trọng tập trung P1		1054.4
P2	Do các ô sàn 2.3x4.5	$240*((4.5+(4.5-2.3))*2.3/4)$	805
	Do các ô sàn 3.7x4.5	$240*((4.5+(4.5-3.7))*3.7/4)$	1054.4

		3.7/4	
	Tổng tải trọng tập trung P2		1859.4
P3	Do các ô sàn 2.3x4.5	$240*((4.5+(4.5-2.3))*\frac{2.3}{4})$	805
	Tổng tải trọng tập trung P3		805
P4	Do các ô sàn 2.5x4.5	$240*((4.5+(4.5-2.5))*\frac{2.5}{4})$	855
	Tổng tải trọng tập trung P4		855
P5	Do các ô sàn 2.78x4.5	$240*((4.5+(4.5-2.78))*\frac{2.78}{4})$	855
	Do các ô sàn 3.22 x4.5	$240*((4.5+(4.5-3.22))*\frac{3.22}{4}*1/2)$	1033.2
	Do các ô sàn 2.25x3.5	$240*2.25*2.25/4*1/2$	175.5
	Do các ô sàn 2.25x3.5	$360*2.25*2.25/4*1/2$	180
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$240*((3.5+(3.5-2.25))*\frac{2.25}{4}*1/2)$	337.5
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$360*((3.5+(3.5-2.25))*\frac{2.25}{4}*1/2)$	337.5
	Tổng tải trọng tập trung P5		3031.2
P6	Do các ô sàn 3.22x4.5	$240*((4.5+(4.5-3.22))*\frac{3.22}{4})$	1033.2
	Do các ô sàn 2.78x3.5	$240*2.78*2.78/4*1/2$	175.5
	Do các ô sàn 2.25x3.5	$360*2.25*2.25/4*1/2$	180
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$240*((3.5+(3.5-2.25))*\frac{2.25}{4}*1/2)$	337.5
	Do các ô sàn 2.25x3.5 truyền vào dầm D3	$360*((3.5+(3.5-2.25))*\frac{2.25}{4}*1/2)$	337.5
	Tổng tải trọng tập trung P6		2176.2



Tr- ờng hợp 2

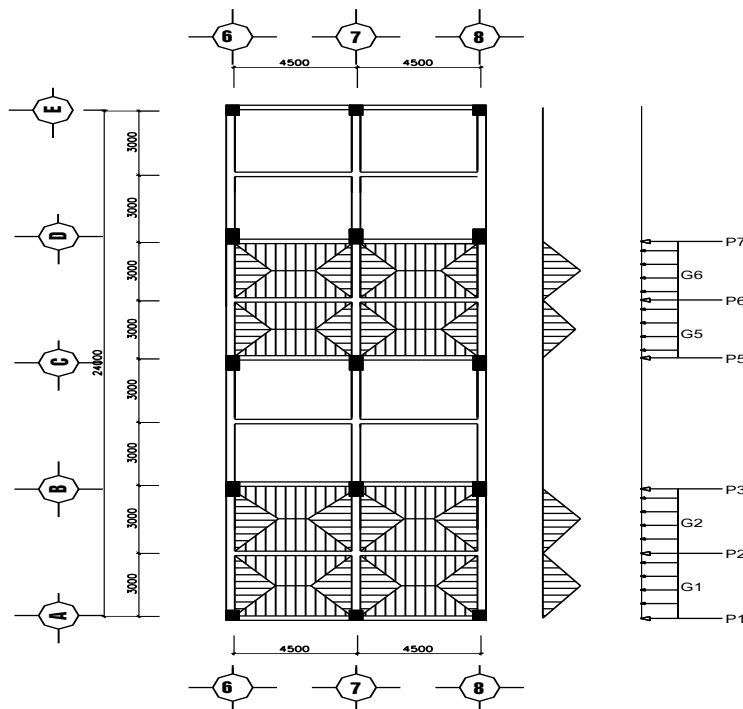
Bảng 4 - 12: Bảng hoạt tải phân bố tầng 2-8

q1	do các ô sàn 3.2x4.5	$2*5/8*240*3.2/2$	480
	Tổng tải trọng phân bố G1		480
q2	do các ô sàn 2.8x4.5	$2*5/8*240*2.8/2$	420
	Tổng tải trọng phân bố G2		420
q3	do các ô sàn 2.3x4.5	$2*5/8*240*2.3/2$	345
	Tổng tải trọng phân bố G1		345
q4	do các ô sàn 3.7x4.5	$2*5/8*240*3.7/2$	555
	Tổng tải trọng phân bố G2		555

Bảng 4 - 13: Bảng hoạt tải tập trung tầng 2-8

Tên tải trọng	Thành phần tải	Công thức tính	Giá trị kg
P1	Do các ô sàn 3.2x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-3.2))* (3.2-0.22)/4$	992.3
	Tổng tải trọng tập trung P1		992.3
P2	Do các ô sàn 3.2x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-3.2))* (3.2-0.22)/4$	992.3
	Do các ô sàn 2.8x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-2.8))* (2.8-0.22)/4$	921.1
	Tổng tải trọng tập trung P2		1913.4
P3	Do các ô sàn 2.8x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-2.8))* (2.8-0.22)/4$	921.1
	Tổng tải trọng tập trung P3		921.1
P4	Do các ô sàn 2.3x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-2.3))* (2.3-0.22)/4$	805
	Tổng tải trọng tập trung P4		805
P5	Do các ô sàn 2.3x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-2.3))* (2.3-0.22)/4$	805
	Do các ô sàn 3.7x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-3.7))* (3.7-0.22)/4$	1054.4
	Tổng tải trọng tập trung P5		777.6
P6	Do các ô sàn 3.7x4.5	$240*((4.5-0.25)+(4.5-3.7))* (3.7-0.22)/4$	1054.4
	Tổng tải trọng tập trung P6		1054.4

* Hoạt tải sàn tầng mái



Tr- ờng hợp 1

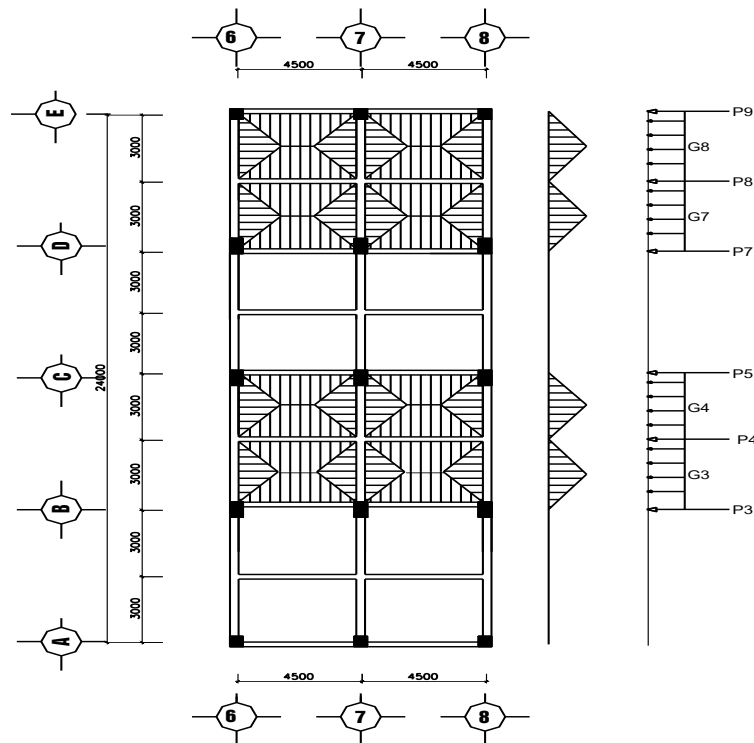
Bảng 4 - 12: Bảng hoạt tải phân bố tầng mái

q1	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G1		256
q2	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*2.3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G2		256
q3	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*2.3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G1		256
q4	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*2.3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G2		256

Bảng 4 - 13: Bảng hoạt tải tập trung tầng mái

Tên tải trọng	Thành phần tải	Công thức tính	Giá trị kg
P1	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P1		545.5
P2	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P2		1091
P3	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P3		545.5
P4	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5

		3/4	
	Tổng tải trọng tập trung P4		545.5
P5	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P5		1091
P6	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5*((4.5+(4.5-3))*\frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P6		545.5



Tr- òng hợp 2

Bảng 4 - 12: Bảng hoạt tải phân bố tầng mái

q1	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G1		256
q2	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G2		256
q3	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G1		256
q4	do các ô sàn 3x4.5	$2*5/8*136.5*3/2$	256
	Tổng tải trọng phân bố G2		256

Bảng 4 - 13: Bảng hoạt tải tập trung tầng mái

Tên tải trọng	Thành phần tải	Công thức tính	Giá trị kg
---------------	----------------	----------------	------------

P1	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P1		545.5
P2	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P2		1091
P3	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P3		545.5
P4	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P4		545.5
P5	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P5		1091
P6	Do các ô sàn 3x4.5	$136.5 * ((4.5 + (4.5 - 3)) * \frac{3}{4})$	545.5
	Tổng tải trọng tập trung P6		545.5

2.2.4.. Tải trọng ngang

Công trình được xây dựng tại Nghệ An – vùng gió IIIB. Theo TCVN 2737 – 1995

có : $\omega_0 = 125(\text{kg/m}^2)$

Công trình có chiều cao là 32,4 m. với chiều cao này ta chỉ quan tâm đến tải trọng gió tĩnh tác dụng lên công trình.

Giá trị tiêu chuẩn của thành phần gió ở độ cao z của công trình được xác định theo công thức:

$$W_j = n.W_0.k.c \quad (\text{kG/m}^2)$$

Trong đó: W_0 : Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn. $W_0 = 125 (\text{kG/m}^2)$

K : Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao.

C : Hệ số khí động phụ thuộc vào hình dạng công trình.

Phía gió đẩy : $c = 0,8$

Phía gió hút : $c = 0,6$

n : Hệ số vượt tải, $n = 1,2$.

Ta có bảng giá trị tiêu chuẩn của gió ở độ cao Z :

z(m)	n	k	cđ	ch	W_d(kG/m²)	W_h(kG/m²)
3,6	1.2	0,856	0.8	0.6	102.72	77.04
7,2	1.2	0,952	0.8	0.6	114.24	85.68
10,8	1.2	1,0256	0.8	0.6	123.072	92.304
14,4	1.2	1,082	0.8	0.6	129.84	97.38
18	1.2	1,118	0.8	0.6	134.16	100.62
21,6	1.2	1,1516	0.8	0.6	138.192	103.644

25,2	1.2	1,184	0.8	0.6	142.08	106.56
28,8	1.2	1,2164	0.8	0.6	145.968	109.476
32,4	1.2	1,241	0.8	0.6	148.92	111.69

Tải trọng gió phân bố đều theo chiều cao là : $P_i = W_j \cdot L \cdot \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right)$ (kG/m)

Trong đó W_j : giá trị tiêu chuẩn của gió ở độ cao z (giá trị đã tính trong bảng trên)
 $L=36$ (m)

Vậy ta có bảng giá trị tải trọng do gió tác dụng lên khung K

$z(m)$	$L(m)$	$W_d(kG/m^2)$	$H_{ct}(m)$	$W_h(kG/m^2)$	$P_{id}(kG)$	$P_{ih}(kG)$
3,6	36	102.72	3.6	77.04	16640.64	12480.48
7,2	36	114.24	3.6	85.68	18506.88	13880.16
10,8	36	123.072	3.6	92.304	19937.66	14953.25
14,4	36	129.84	3.6	97.38	21034.08	15775.56
18	36	134.16	3.6	100.62	21733.92	16300.44
21,6	36	138.192	3.6	103.644	22387.1	16790.33
25,2	36	142.08	3.6	106.56	23016.96	17262.72
28,8	36	145.968	3.6	109.476	23646.82	17735.11
32,4	36	148.92	1.8	111.69	12062.52	9046.89

Gió ở mái đưa về lực tập trung ở nút với giá trị k lấy trung bình ở độ cao đỉnh mái và tại đỉnh khung. Hệ số k đ- ợc lấy bằng 1,259. Vậy giá trị tải trọng gió tác dụng mái đưa về lực tập trung tại nút :

$$P_{id} = 1,2 \times 125 \times 1,259 \times 0,8 \times 36 \times 1 = 7665.5 \text{ (kG)}$$

$$P_{ih} = 1,2 \times 125 \times 1,279 \times 0,6 \times 36 \times 1 = 6249.13 \text{ (kG)}$$

Phân tải cho tải trọng gió vào khung ngang

-Vì tách riêng khung 7 ra để tính toán nên cần đi tìm độ cứng của khung nh- ng độ cứng của khung phải suy ra từ chuyển vị đơn vị tính toán theo các b- ớc nh- sau:

-Quy đổi khung về vách cứng t- ơng đ- ơng. Các khung 1,2,3,4,6,7,8,9 ; 5 coi nh- vách cứng có chiều cao t- ơng đ- ơng và có cùng độ cao với khung ban đầu

Độ cứng chống uốn của khung xác định theo công thức

$$\Delta = \frac{P \times H^3}{3 \times EJ} \Rightarrow EJ = \frac{P \times H^3}{3 \times \Delta}$$

Với P : tải trọng ngang tác dụng ở đỉnh khung ($P=1$ T)

H : chiều cao công trình +32,4 m

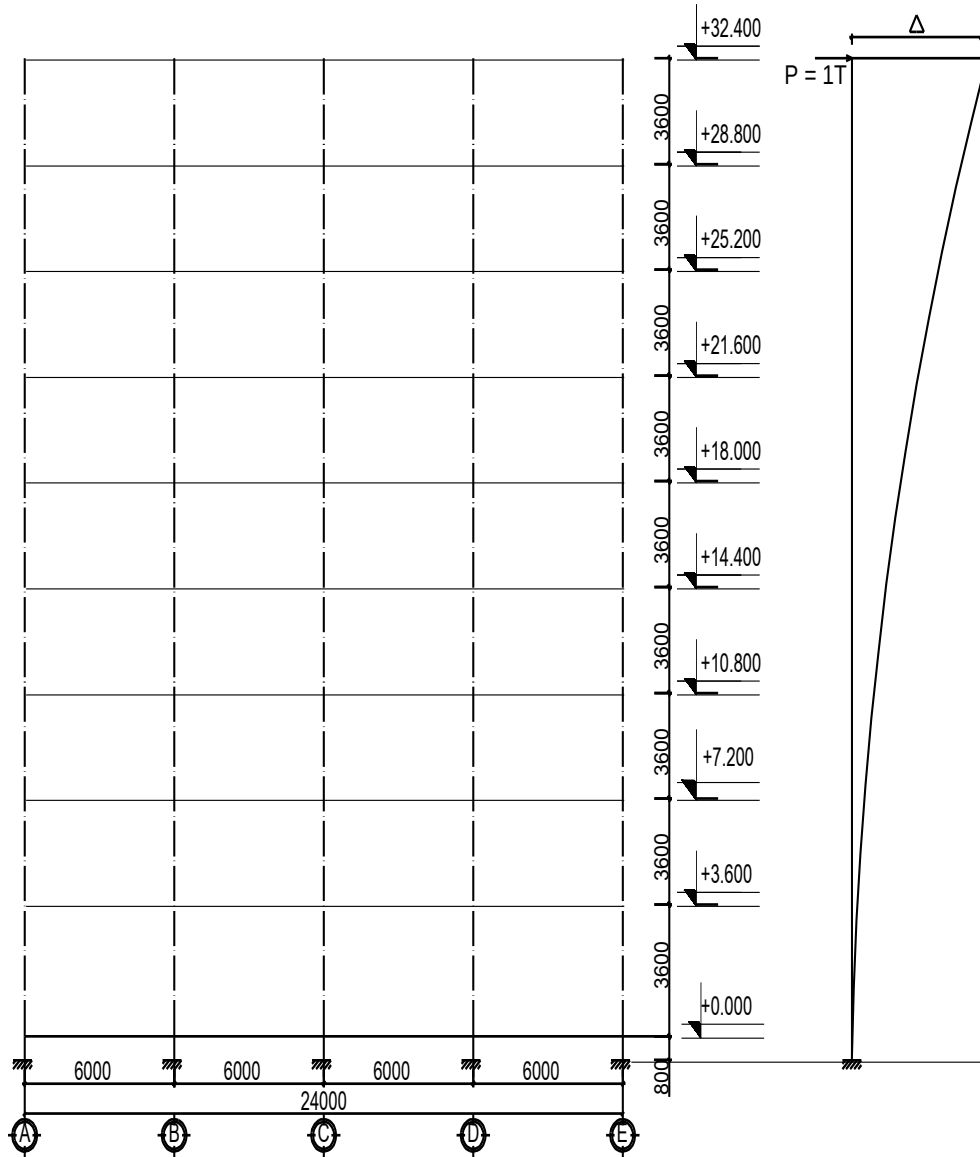
E : mô đun đàn hồi của bê tông B20 có $E=2.65 \times 10^6 \text{ T/m}^2$

Δ : là chuyển vị ngang tại vị trí đỉnh khung với lực $P=1$ T tác dụng

* Tính chuyển vị của khung K1 trục 1 (tương tự các khung trục 2,3,4, 6,7,8

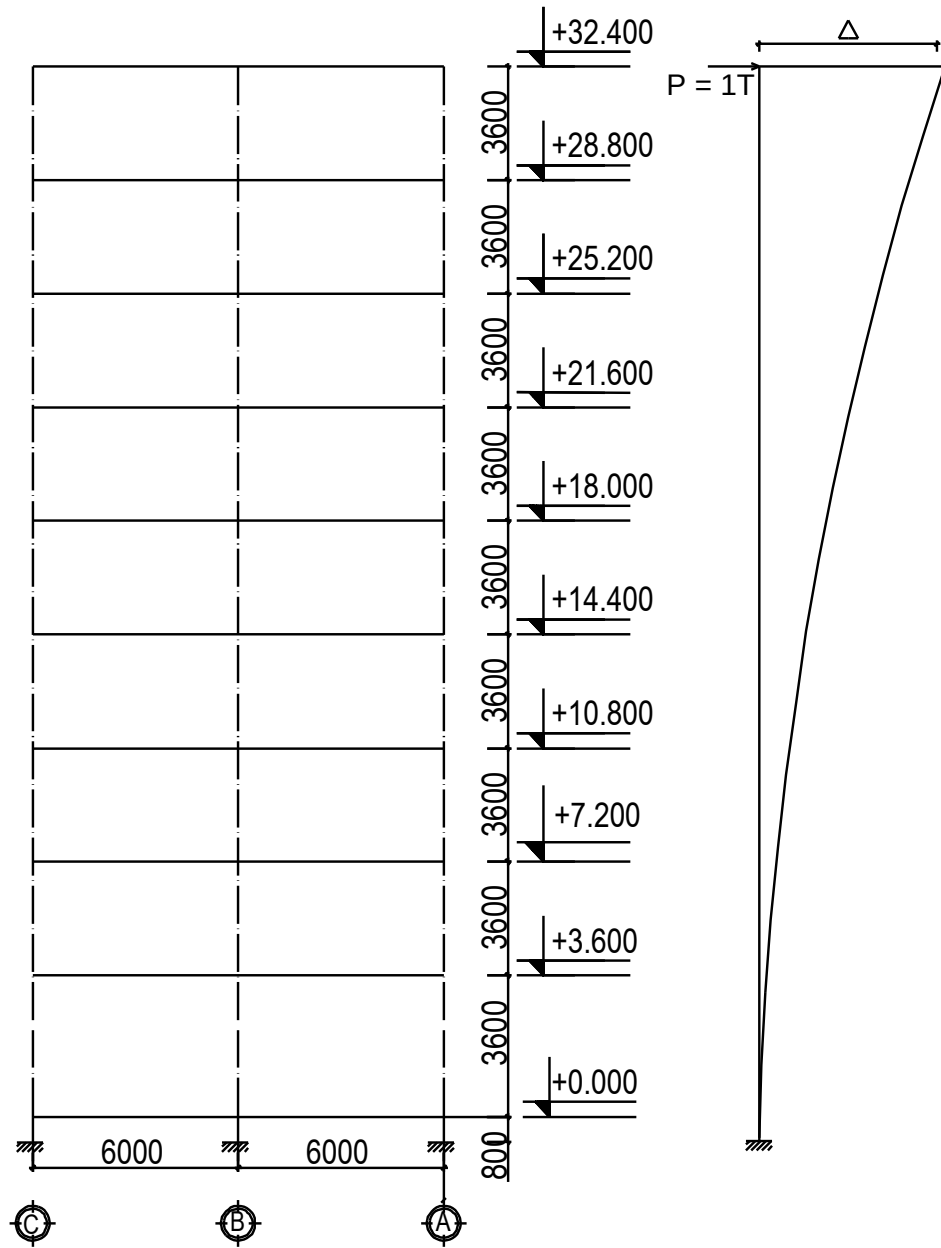
Dùng ch- ơng trình SAP2000 ta xác định đ- ợc :

$$\Delta = 3.15 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \Delta = \frac{P \times H^3}{3 \times EJ} \Rightarrow J = \frac{P \times H^3}{3 \times \Delta E} = \frac{32.4^3}{3 \times 3.15 \times 10^{-3} \times 2.65 \times 10^6} = 1.373 \text{ m}^4$$

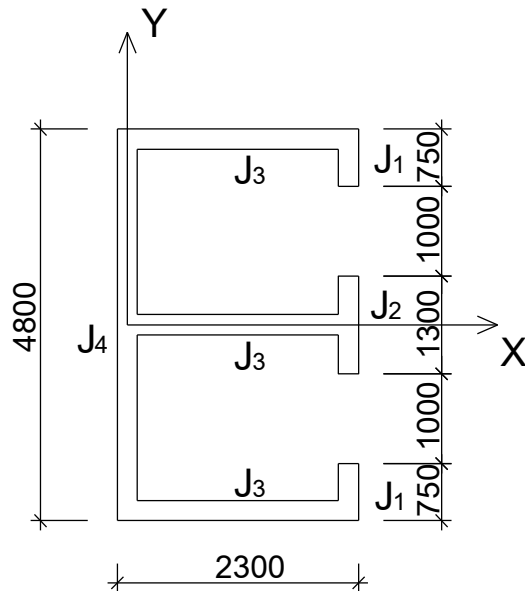


* Tính chuyển vị của khung K5 trục 5

$$\Delta = 5.12 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow \Delta = \frac{P \times H^3}{3 \times EJ} \Rightarrow J = \frac{P H^3}{3 \times \Delta E} = \frac{32.4^3}{3 \times 5.12 \times 10^{-3} \times 2.65 \times 10^6} = 0.936 \text{ m}^4$$



- Lối thang máy: chọn trục ban đầu như hình vẽ.



Tính J_x :

$$J_1 = \frac{0.25 \times 0.75^3}{12} = 0.00715 \text{ m}^4$$

$$F_1 = 0.25 \times 0.75 = 0.175 \text{ m}^2$$

$$J_2 = \frac{1.3^3 \times 0.25}{12} = 0.0208 \text{ m}^4$$

$$F_2 = 1.3 \times 0.25 = 0.325 \text{ m}^2$$

$$J_3 = \frac{2.3 \times 0.25^3}{12} = 3.26 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$F_3 = 0.25 \times 2.3 = 0.575 \text{ m}^2$$

$$J_4 = \frac{4.8^3 \times 0.25}{12} = 2.304 \text{ m}^4$$

$$F_4 = 0.25 \times 4.8 = 1.2 \text{ m}^2$$

Trọng tâm lõi thang máy là:

$$x = \frac{\sum F_i X_i}{\sum F_i} = \frac{0.175 \times 2.05 \times 2 + 0.325 \times 2.05 + 0.575 \times 1.025}{0.175 \times 2 + 0.325 + 0.575 + 1.2} = 1.035 \text{ m}$$

$y=0$

Ta tính được momen quán tính với trục Y là :

$$J_y = \sum (J_{y_i} + X^2 F_i) = \left(\frac{0.75 \times 0.25^3}{12} + 2.05^2 \times 0.175 \right) \times 2 + 3 \times \left(\frac{0.25 \times 2.3^3}{12} + 1.025^2 \times 0.575 \right) +$$

$$\frac{1.3 \times 0.25^3}{12} + 2.05^2 \times 0.325 + 2.304 = 8.14 \text{ m}^4$$

* Xác định tâm cứng của toàn nhà :

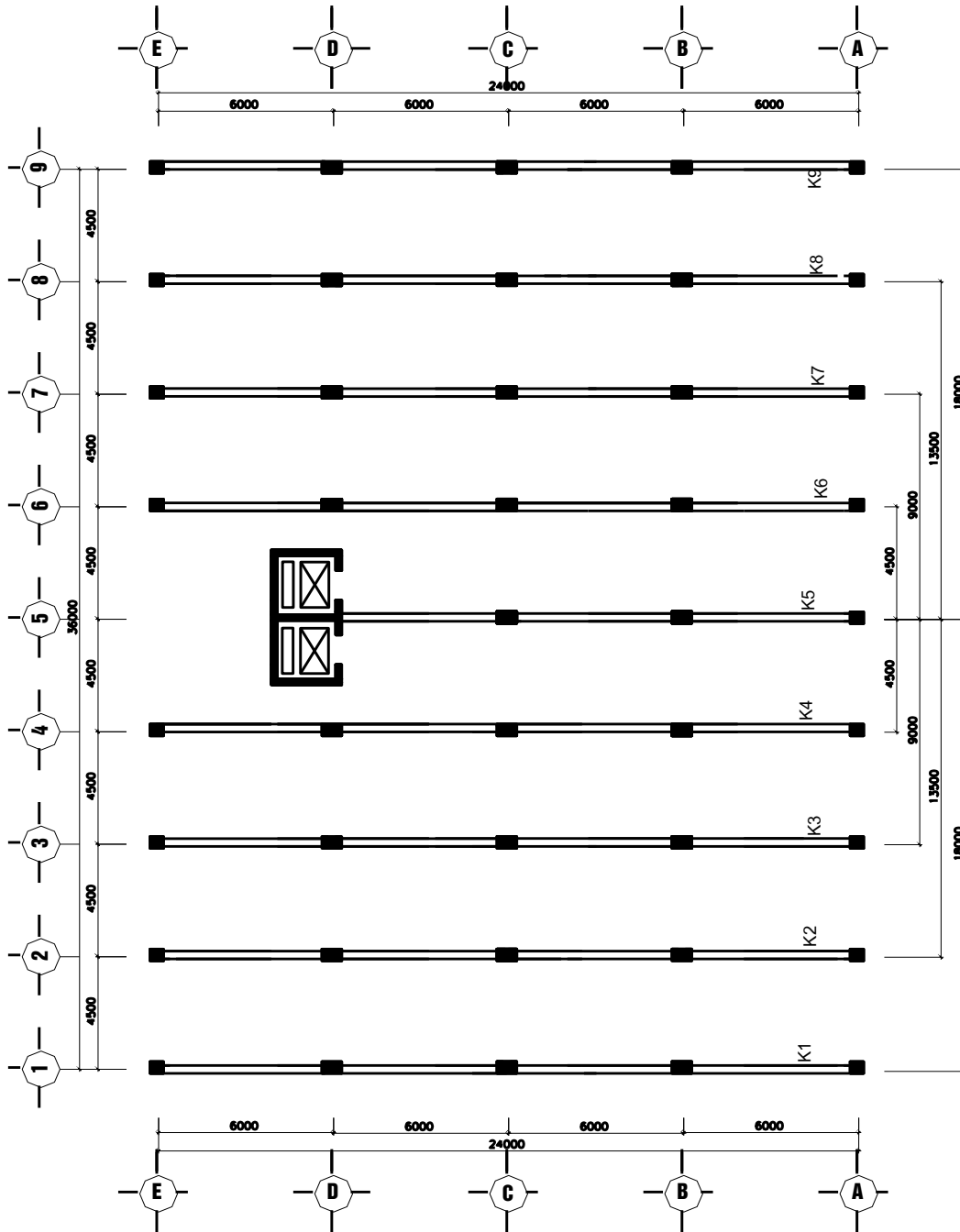
$$+X_{TC} = \frac{\sum \lambda_i \cdot E \cdot J_{y_i}}{\sum E \cdot J_{y_i}} \quad +Y_{TC} = \frac{\sum \lambda_{y_i} \cdot E \cdot J_{x_i}}{\sum E \cdot J_{x_i}}$$

Với λ_i là tọa độ trong tâm theo trục của khung thứ i ta có:

Vì toàn bộ công trình sử dụng một loại bê tông

$$\Rightarrow Y_{TC} = \frac{\sum \lambda_{y_i} \cdot J_{x_i}}{\sum J_{x_i}}$$

Khoảng cách theo phương trục Y từ trọng tâm của kết cấu thứ i (khung ,vách) đến gốc tọa độ XOY lần lượt là:



- + Khung K1 : $Y_1 = -18$ m.
- + Khung K2 : $Y_2 = -13.5$ m.
- + Khung K3 : $Y_3 = -9$ m.
- + Khung K4 : $Y_4 = -4.5$ m.
- + Lõi : $Y_{lõi} = 0$ m.
- + Khung K5 : $Y_5 = 0$ m.
- + Khung K6 : $Y_6 = 4.5$ m.
- + Khung K7 : $Y_7 = 9$ m.
- + Khung K8 : $Y_8 = 13.5$ m.
- + Khung K9 : $Y_9 = 18$ m.

Vậy khoảng cách theo phương trục Y từ tâm cứng đến gốc tọa độ XOY là:

$$a = \frac{\sum y_i \times EJ_i}{\sum EJ} = \frac{(-4,5.1,373 - 9.1,373 - 13,5.1,373 - 18.1,373 - 0 + 0 + 4,5.1,373 + 9.1,373 + 13,5.1,373 + 18.1,373)}{(1,373.8 + 2.876)} = 0 \text{ m}$$

Vậy tải trọng gió tác dụng phân bố lên khung trục 5 được tính theo công thức:

$$P_i = \frac{P.B_i}{\sum B_i} + \frac{P.a.B_i.Y_i}{\sum B_i.Y_i^2}$$

$$\text{Với } \frac{B_i}{\sum B_i} = \frac{EJ_5}{\sum EJ_i} = \frac{1,373xE}{(1,373.7 + 0.936 + 8,14).E} = 0.0783$$

Trong đó: B_i là độ cứng của vách (lõi) khung thứ i .

a là khoảng cách từ tâm cứng đến gốc tọa độ xoy.

Y_i khoảng cách từ vách thứ i đến tâm cứng.

P tổng tải trọng gió.

P_i tải trọng gió tác dụng vào (khung,vách) thứ i .

+ Khung K1 : $Y_1 = -18$ m.

+ Khung K2 : $Y_2 = -13.5$ m.

+ Khung K3 : $Y_3 = -9$ m.

+ Khung K4 : $Y_4 = -4.5$ m.

+ Lõi : $Y_{lõi} = 0$ m.

+ Khung K5 : $Y_5 = 0$ m.

+ Khung K6 : $Y_6 = 4.5$ m.

+ Khung K7 : $Y_7 = 9$ m.

+ Khung K8 : $Y_8 = 13.5$ m.

+ Khung K9 : $Y_9 = 18$ m.

Bảng tính toán tải trọng gió tác dụng lên khung K7 quy về các mức sàn.

Tầng	z(m)	$P_{Td}(kG)$	$P_{Tth}(kG)$	$P_{7td}(kG)$	$P_{7th}(kG)$
1	3,6	16640.64	12480.48	1486.1	1114.5
2	7,2	18506.88	13880.16	1652.7	1239.5
3	10,8	19937.66	14953.25	1780.4	1335.3
4	14,4	21034.08	15775.56	1878.3	1408.8
5	18	21733.92	16300.44	1940.8	1455.6
6	21,6	22387.1	16790.33	1999.2	1499.4
7	25,2	23016.96	17262.72	2055.4	1541.6
8	28,8	23646.82	17735.11	2111.7	1583.7
9	32,4	19728.02	15296.02	1761.7	1365.9

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 ngầm 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 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

2.3.1.2. 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, Tổ hợp cơ bản II.

-*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 : +Mmax và Ntu.
+Mmin và Ntu.
+Nmax và Mtu.

- * Đối với dầm : Mmax, Mmin và Qmax.

Kết quả tổ hợp nội lực cho các phần tử cột của khung 7 thể hiện trong bảng (xem phần phụ lục kết cấu).

CHƯƠNG 3. TÍNH TOÁN SÀN

SỐ LIỆU CHO TRỌNG:

- Bê tông cấp bền B20 có: $R_b = 11.5 \text{ MPa}$

$$R_{bt} = 1.05 \text{ MPa}$$

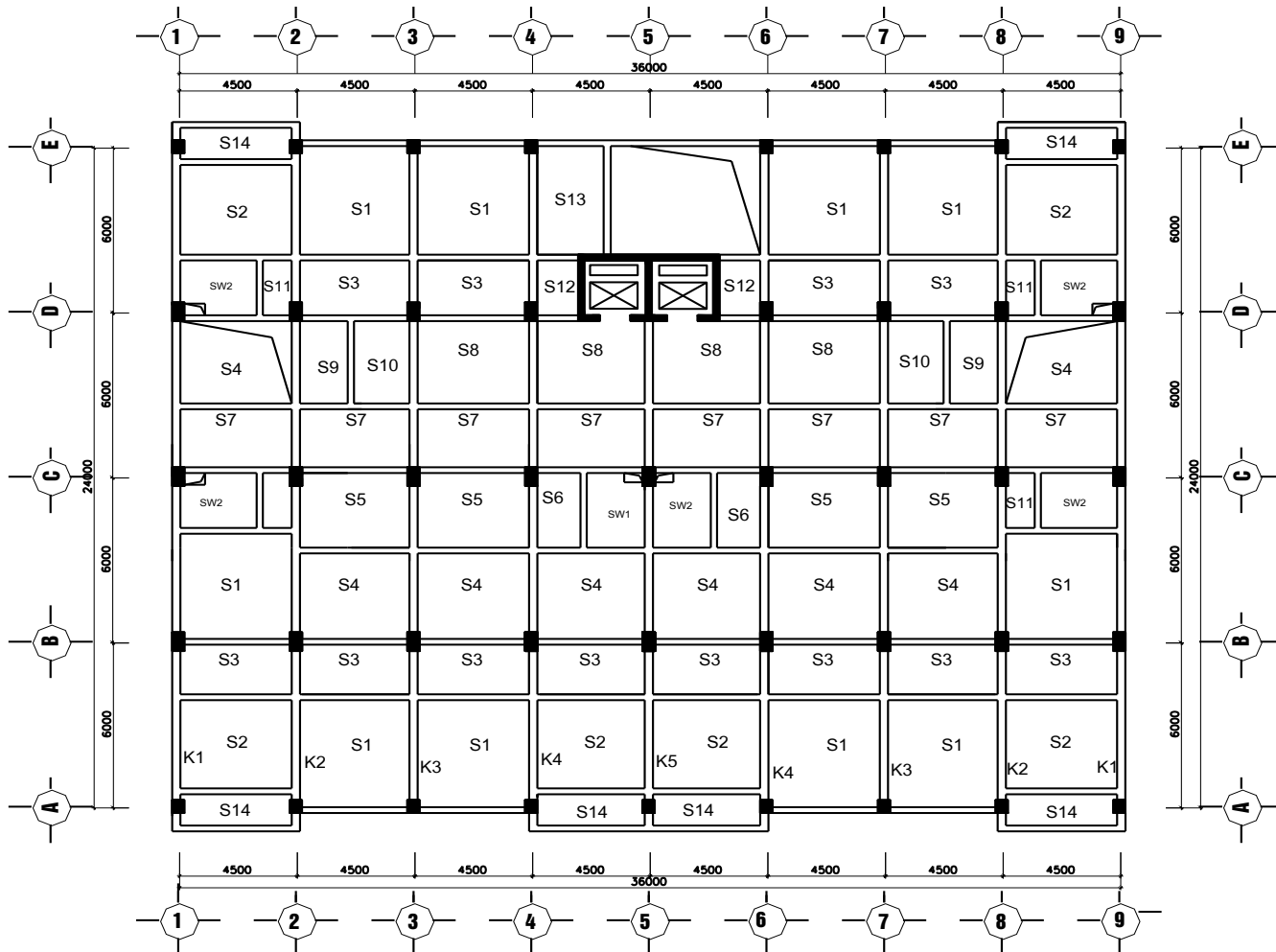
$$E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$$

- Cốt thép nhóm CI: $R_s = R_{SC} = 225 \text{ MPa}$

$$E_s = 21 \times 10^4 \text{ MPa}$$

⇒ Chiều cao làm việc của sàn $h_0 = h - a = 12 - 1.5 = 10.5 \text{ (cm)}$

Tải trọng tác dụng $q = g + p$



MẶT BẰNG CHIA Ô SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

PHÂN LOẠI CÁC Ô SÀN:

- Trên mặt bằng kết cấu tầng điển hình với những ô sàn có kích thước và sơ đồ liên kết giống nhau ta đặt ra một ký hiệu. Dựa vào các số liệu các ô sàn được chia thành 2 loại chính:

+ Các ô sàn có tỷ số các cạnh $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$: Ô sàn làm việc theo 2 phương (Bản kê 4 cạnh).

+ Các ô sàn có tỷ số các cạnh $\frac{l_2}{l_1} > 2$: Ô sàn làm việc theo 1 phương (Thuộc loại bản kê bốn cạnh).

nhưng ta bỏ qua sự làm việc theo phương cạnh dài, ta tính bản uốn theo một phương).

- Chiều dày bản sàn được chọn sơ bộ $h_b = 12 \text{ cm}$.

Bảng kích thước các ô sàn (Bảng 2)

STT	Tên ô sàn	$L_2(\text{m})$	$L_1(\text{m})$	L_2/L_1	Loại sàn	Số lượng ô
1	Ô1	4,5	3,7	1,22	Bản kê 4 cạnh	10
2	Ô2	4,5	3,2	1,41	Bản kê 4 cạnh	4
3	Ô3	4,5	2,3	1,95	Bản kê 4 cạnh	12
4	Ô4	4,5	3,2	1,41	Bản kê 4 cạnh	6
5	Ô5	4,5	2,8	1,61	Bản kê 4 cạnh	4
6	Ô6	2,8	2	1,4	Bản kê 4 cạnh	2
7	Ô7	4,5	2,5	1,8	Bản kê 4 cạnh	8
8	Ô8	4,5	3,5	1,29	Bản kê 4 cạnh	4
9	Ô9	3,5	2,25	1,75	Bản kê 4 cạnh	2
10	Ô10	3,5	2,25	1,75	Bản kê 4 cạnh	2
11	Ô11	2,3	1,3	1,77	Bản kê 4 cạnh	4
12	Ô12	2,3	2,1	1,1	Bản kê 4 cạnh	2
13	Ô13	3,7	3,5	1,06	Bản kê 4 cạnh	1
14	Ô14	4,5	1,5	3	Bản loại dầm	6
15	Ô SW1	2,8	2,5	1,12	Bản kê 4 cạnh	2
16	Ô SW2	3,2	2,3	1,4	Bản kê 4 cạnh	4

3.1. Lý thuyết tính toán

3.1.1. Tính toán các ô sàn làm việc hai phương

- Tuy các ô sàn đều làm việc theo hai phương nhưng phương pháp tính toán cho mỗi loại ô là khác nhau. Vì hệ dầm sàn được đổ toàn khối do đó ta coi các ô sàn liên kết ngàm 4 cạnh.

*. *Tính toán của sàn theo sơ đồ khớp dẻo:*

Ô bản cần tính theo sơ đồ khớp dẻo: bản được xem như gồm các miếng cứng nối lại với nhau bằng các khớp dẻo. Mô men tại các khớp dẻo phụ thuộc vào diện tích cốt thép cắt qua.

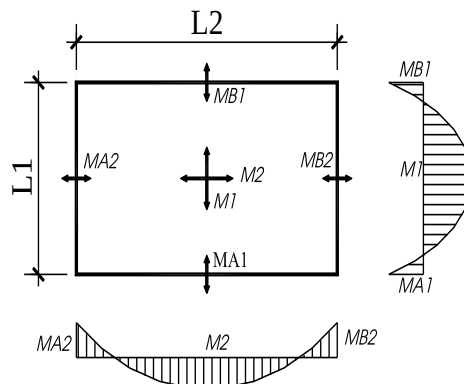
Đường nứt hay nói cách khác mô men phụ thuộc vào cách cấu tạo cốt thép.

Tính toán bản bằng phương pháp động học: Công khả dĩ của ngoại lực bằng công khả dĩ của nội lực.

+ Để tính toán ta xét 1 ô bản bất kì trích ra từ các ô bản liên tục, gọi các cạnh bản là A_1, B_1, A_2, B_2

+ Gọi mô men âm tác dụng phân bố trên các cạnh đó là $M_{A1}, M_{A2}, M_{B1}, M_{B2}$

+ ở vùng giữa của ô bản có mô men dương theo 2 phương là M_1, M_2



Sơ đồ tính bản kê liên tục bốn cạnh

+ Mô men dương lớn nhất ở khoảng giữa ô bản, càng gần gối tựa mô men dương càng giảm theo cả 2 phương. Nhưng để đỡ phức tạp trong thi công ta bố trí thép đều theo cả 2 phương.

Khi cốt thép trong mỗi phương được bố trí đều nhau, dùng phương trình cân bằng mô men. Trong mỗi phương trình có sáu thành phần mô men:

$$\frac{qb.l_1^2.(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1}).l_2 + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2}).l_1 \quad (1)$$

Lấy M_1 làm ẩn số chính và đặt :

$$g = \frac{M_2}{M_1}; \quad A_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} \quad A_2 = \frac{M_{A2}}{M_1}$$

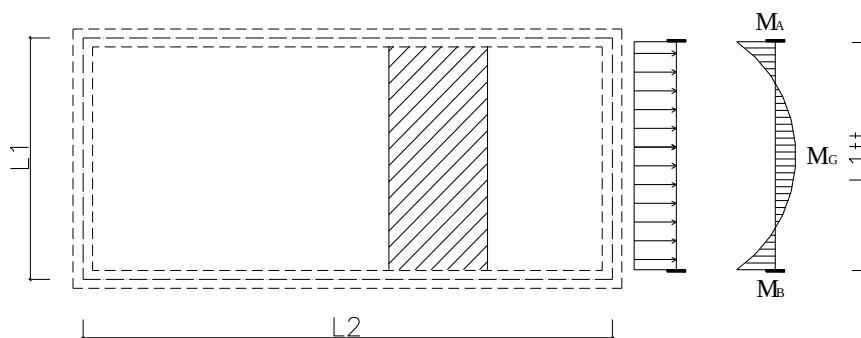
$$B_1 = \frac{M_{B1}}{M_1}; \quad B_2 = \frac{M_{B2}}{M_1}$$

l_{t1}, l_{t2} : nhịp tính toán của ô bản lấy đến mép dầm (ở gối tựa liên kết cứng với dầm)

3.1.2. Tính toán các ô sàn làm việc một phương

Tính theo sơ đồ loại bản dầm làm việc 1 phương theo cạnh ngắn.

Cắt dải bề rộng 1m vuông góc với phương cạnh dài



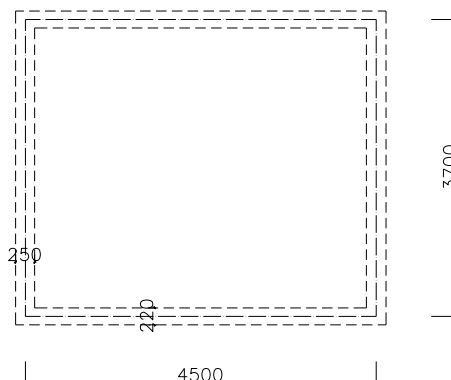
Mômen lớn nhất tại ngàm : $M_A = M_B = ql^2/16$

Mômen giữa nhịp : $M_G = ql^2/24$

3.2. Tính toán ô sàn S1

3.2.1. Số liệu tính toán

Ô sàn S1 có kích thước 3.7x 4.5 m



+Tĩnh tải sàn phân bố đều là : $g = 434 \text{ kG/m}^2$

+Hoạt tải sàn phân bố đều là : $p = 240 \text{ kG/m}^2$

Tổng tĩnh tải và hoạt tải phân bố trên bản : $q = 434 + 240 = 674 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

+ $L_{t1} = 3.7 - 0.22 = 3.48 \text{ m}$

+ $L_{t2} = 4.5 - 0.25 = 4.25 \text{ m}$

Tỷ số : $\frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{4.25}{3.48} = 1.22 < 2$

Vậy ta tính theo sơ đồ bản kê 4 cạnh ngàm.

$$\text{Tính: } r = \frac{lt_2}{lt_1} = \frac{4.25}{3.48} = 1,22$$

Tra bảng 6- 2 sách Sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối

$$\theta = 0,75 ; \quad A_1 = B_1 = 1.1 \quad A_2 = B_2 = 0.9$$

Thay vào công thức ta có :

$$(2M_1 + M_{A1} + M_{B1}).lt_2 + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2}).lt_1 \\ = M1.\{(2*1 + 1.1 + 1.1)*4.25 + (2.0,75 + 0,9 + 0,9)*3.48\} = 29.33 M1$$

Do đó thay vào phương trình ban đầu :

$$\frac{q_b.l_{t1}^2.(3l_{t2} - l_{t1})}{12} = 29.33M_1 \\ \frac{674*3.48^2.(3*4.25 - 3.48)}{12} = 29.33M_1$$

$$6305.46 = 29.33M1$$

Do đó suy ra : M1 = 215 (kgm)

Vậy

$$M2 = \theta. M1 = 0,75 * 215 = 161.3 \text{ (kgm)}$$

$$MA1 = MB1 = A1. M1 = 1,1*215 = 236.5 \text{ (kgm)}$$

$$MA2 = MB2 = A2. M1 = 0,9*215 = 193.5 \text{ (kgm)}$$

3.2.2 Tính cốt thép

Tính theo tiết diện hình chữ nhật với bề rộng b = 1 m.

+ Tính cốt thép mômen âm theo phương cạnh dài.

$$MA2 = MB2 = 193.5 \text{ (kgm)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

Tính theo công thức

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b.b.h_0^2} = \frac{193.5*100}{115.100.10,5^2} = 0,012 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5. 1 + \sqrt{1 - 2.0,012} = 0,994$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta . R_s . h_0} = \frac{193.5*100}{0,994*2250*10,5} = 0.823 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Vậy chọn $\varnothing 6$ a = 200cm ; có $F_a = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100.10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Tính cốt thép mômen âm theo phương cạnh ngắn.

$$MA1 = MB1 = 236.5 \text{ (kgm)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

Tính theo công thức

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{236.5 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,015 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015} = 0,992$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{236.5 \cdot 100}{0,992 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 1.01(\text{cm}^2)$$

Vậy chọn $\varnothing 6 a = 200\text{cm}$; có $F_a = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

+ Tính cốt thép mômen dương theo phương cạnh ngắn

$$M_1 = 215 \text{ (kg.m)}$$

$$h_0 = 10,5(\text{cm})$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{215 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,013 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,013} = 0,987$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{215 \cdot 100}{0,987 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0.92(\text{cm}^2)$$

Vậy chọn $\varnothing 6 a = 200\text{cm}$; có $F_a = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

+ Tính cốt thép mômen dương theo phương cạnh dài

$$M_2 = 161.3(\text{kg.m})$$

$$h_0 = 10,5(\text{cm})$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{161.3 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,01 < \alpha_0 = 0,3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01} = 0,995$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{161.3 \cdot 100}{0,995 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0.69(\text{cm}^2)$$

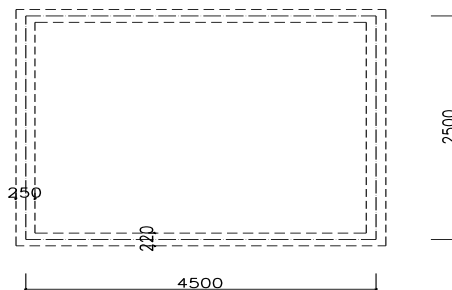
Vậy chọn $\varnothing 6 a = 200\text{cm}$; có $F_a = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

3.3. Tính toán ô sàn hành lang S7

3.3.1. Số liệu tính toán

Ô sàn S1 có kích thước 2.5x 4.5 m



+Tĩnh tải sàn phân bố đều là : $g = 434 \text{ kG/m}^2$

+Hoạt tải sàn phân bố đều là : $p = 360 \text{ kG/m}^2$

Tổng tĩnh tải và hoạt tải phân bố trên bản : $q = 434 + 360 = 794 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

$$+ L_{t1} = 2.5 - 0.22 = 2.28 \text{ m}$$

$$+ L_{t2} = 4.5 - 0.25 = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{Tỷ số : } \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{4.25}{2.28} = 1.86 < 2$$

Vậy ta tính theo sơ đồ bản kê 4 cạnh ngàm.

$$\text{Tính: } r = \frac{lt_2}{lt_1} = \frac{4.25}{2.28} = 1.86$$

Tra bảng 6- 2 sách Sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối

$$\theta = 0,45 ; \quad A_1 = B_1 = 1 \quad A_2 = B_2 = 0.7$$

Thay vào công thức ta có :

$$(2M_1 + M_{A1} + M_{B1}) \cdot lt_2 + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2}) \cdot lt_1 = M_1 \cdot \{(2 \cdot 1 + 1 + 0.7) \cdot 4.25 + (2.0,45 + 0,7 + 0,7) \cdot 2.28\} = 20.97 M_1$$

Do đó thay vào phương trình ban đầu :

$$\frac{q_b \cdot l_{t1}^2 \cdot (3l_{t2} - l_{t1})}{12} = 20.97 M_1$$

$$\frac{794 \cdot 2.28^2 \cdot (3 \cdot 4.25 - 2.28)}{12} = 20.97 M_1$$

$$3601.27 = 20.97 M_1$$

Do đó suy ra : $M_1 = 171.7 \text{ (kgm)}$

Vậy

$$M_2 = \theta \cdot M_1 = 0,45 \cdot 171.7 = 77.3 \text{ (kgm)}$$

$$M_{A1} = M_{B1} = A_1 \cdot M_1 = 1 \cdot 171.7 = 171.7 \text{ (kgm)}$$

$$M_{A2} = M_{B2} = A_2 \cdot M_1 = 0,7 \cdot 171.7 = 120.2 \text{ (kgm)}$$

3.3.2 Tính cốt thép

Tính theo tiết diện hình chữ nhật với bề rộng $b = 1 \text{ m}$.

+ Tính cốt thép mômen âm theo phương cạnh dài.

$$M_{A2} = M_{B2} = 120.2 \text{ (kgm)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

Tính theo công thức

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{120.2 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,0075 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0075} = 0,996$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{120,2 \cdot 100}{0,996 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0,51(\text{cm}^2)$$

Vậy chọn $\varnothing 6$ a = 200cm ; có $F_a = 1,41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Tính cốt thép mômen âm theo phương cạnh ngắn.

$$M_{A1} = M_{B1} = 171,7 \text{ (kgm)}$$

$$h_0 = 8,5 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{171,7 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,01 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01} = 0,994$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{171,7 \cdot 100}{0,994 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0,731(\text{cm}^2)$$

Vậy chọn $\varnothing 6$ a = 200cm ; có $F_a = 1,41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

+ Tính cốt thép mômen dương theo phương cạnh ngắn

$$M_2 = 171,7 \text{ (kg.m)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{171,7 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,01 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01} = 0,994$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{171,7 \cdot 100}{0,994 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0,731(\text{cm}^2)$$

Vậy chọn $\varnothing 6$ a = 200cm ; có $F_a = 1,41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

+ Tính cốt thép mômen dương theo phương cạnh dài

$$M_2 = 77,3 \text{ (kg.m)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{77,3 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,005 < \alpha_{pl} = 0,3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,005} = 0,997$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{77.3 \cdot 100}{0.997 \cdot 2250 \cdot 10.5} = 0.33 (\text{cm}^2)$$

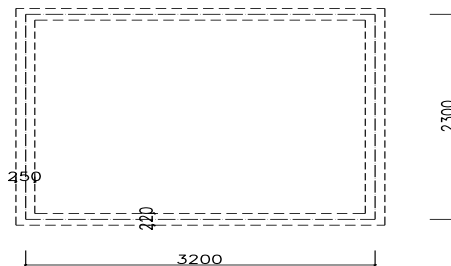
Vậy chọn $\varnothing 6$ a = 200cm ; có $F_a = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{bh_0} \times 100 = \frac{1.41}{100 \cdot 10.5} \times 100 = 0.13\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

3.4. Tính toán ô sàn vệ sinh SW2

3.4.1. Số liệu tính toán

Ô sàn S1 có kích thước 2.3x 3.2 m



+Tĩnh tải sàn phân bố đều là : $g = 467 \text{ kG/m}^2$

+Hoạt tải sàn phân bố đều là : $p = 240 \text{ kG/m}^2$ (lấy giá trị hoạt tải của ô sàn phòng làm việc)

Tổng tĩnh tải và hoạt tải phân bố trên bản : $q = 467 + 240 = 707 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

$$+ L_{t1} = 2.3 - 0.22 = 2.08 \text{ m}$$

$$+ L_{t2} = 3.2 - 0.25 = 2.95 \text{ m}$$

$$\text{Tỷ số : } \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{2.95}{2.08} = 1.42 < 2$$

Vậy ta tính theo sơ đồ bản kê 4 cạnh ngàm.

$$\text{Tính: } \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{2.95}{2.08} = 1.42$$

Tra bảng 6- 2 sách Sàn sườn bê tông cốt thép toàn khối

$$\theta = 0.8 ; \quad A_1 = B_1 = 1.1 \quad A_2 = B_2 = 0.9$$

Thay vào công thức ta có :

$$(2M_1 + M_{A1} + M_{B1}) \cdot l_{t2} + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2}) \cdot l_{t1} \\ = M_1 \cdot \{(2 \cdot 1 + 1.1 + 1.1) \cdot 2.95 + (2.08 + 0.9 + 0.9) \cdot 2.08\} = 19.46 M_1$$

Do đó thay vào phương trình ban đầu :

$$\frac{q_b \cdot l_{t1}^2 \cdot (3l_{t2} - l_{t1})}{12} = 19.46 M_1 \\ \frac{707 \cdot 2.08^2 \cdot (3 \cdot 2.95 - 2.08)}{12} = 19.46 M_1$$

$$1725.7 = 19.46 M_1$$

Do đó suy ra : $M_1 = 88.7 \text{ (kgm)}$

Vậy

$$M_2 = \theta \cdot M_1 = 0.8 \cdot 88.7 = 71 \text{ (kgm)}$$

$$MA1 = MB1 = A1. M1 = 1,1 \cdot 88.7 = 97.6 \text{ (kgm)}$$

$$MA2 = MB2 = A2. M1 = 0,9 \cdot 88.7 = 79.8 \text{ (kgm)}$$

3.4.2 Tính cốt thép

Tính theo tiết diện hình chữ nhật với bề rộng $b = 1 \text{ m}$.

+ Tính cốt thép mômen âm theo phương cạnh dài.

$$MA2 = MB2 = 79.8 \text{ (kgm)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

Tính theo công thức

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{79,8 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,005 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,005} = 0,995$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{79,8 \cdot 100}{0,995 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0.34 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Do A_s quá nhỏ $\Rightarrow$ vậy ta đặt cốt thép theo cấu tạo $\phi 6a200$ $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

+ Tính cốt thép mômen âm theo phương cạnh ngắn.

$$MA1 = MB1 = 97,6 \text{ (kgm)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{97,6 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,006 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006} = 0,996$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{97,6 \cdot 100}{0,996 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0.42 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Vậy chọn $\phi 6a = 200 \text{ cm}$; có $F_a = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\mu\% = \frac{A_s}{b h_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

+ Tính cốt thép mômen dương theo phương cạnh ngắn

$$M_1 = 88.7 \text{ (kg.m)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{88,7 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,0055 < \alpha_0 = 0,3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0055} = 0,997$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{88,7 \cdot 100}{0,997 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0.38 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Do A_s quá nhỏ $\Rightarrow$ vậy ta đặt cốt thép theo cấu tạo $\phi 6a200$ $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

+ Tính cốt thép mômen dương theo phương cạnh dài

$$M_2 = 71 \text{ (kg.m)}$$

$$h_0 = 10,5 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{71 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,0044 < \alpha_0 = 0,3$$

$$\zeta = 0,5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0044} = 0,997$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{71 \cdot 100}{0,997 \cdot 2250 \cdot 10,5} = 0,3 (\text{cm}^2)$$

Do A_s quá nhỏ $\Rightarrow$ vậy ta đặt cốt thép theo cấu tạo $\phi 6a200$ $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

3.5. Tính toán ô sàn ban công S14

3.5.1. Số liệu tính toán

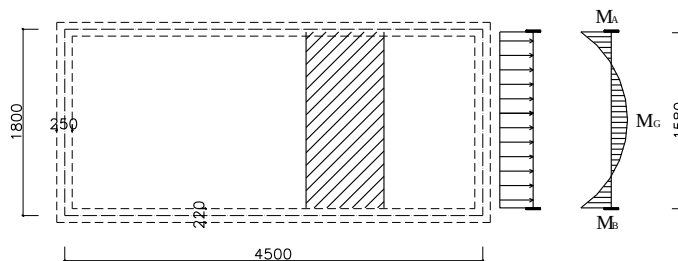
Ô sàn S1 có kích thước 1.8x 4.5 m

$$l_{t1} = 1.8 - 0.22 = 1.580 \text{ m}$$

$$l_{t2} = 4.5 - 0.25 = 4.25 \text{ m}$$

$$\text{Tỷ số: } \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{4.25}{1.58} = 2.69 > 2$$

Vậy ta tính theo sơ đồ loại bản dầm làm việc 1 phương theo cạnh ngắn.



Mômen lớn nhất tại ngàm : $M_A = M_B = ql^2/16 = (434 + 240) \cdot 1.58^2/16 = 140.21 \text{ KG.m}$

Mômen giữa nhịp : $M_G = ql^2/24 = (434 + 240) \cdot 1.58^2/24 = 70.11 \text{ KGm}$

*Tính cốt thép

Tính cho 1m dài bản $b = 12 \text{ cm}$.

+Với mômen dương $M_1 = 70.11 \text{ kg.m}$, tính toán tương tự ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{70.11 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,0044$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot A}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0044}) = 0,997$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{70,11 \cdot 100}{2250 \cdot 0,997 \cdot 10,5} = 0,3 \text{ cm}^2$$

Do A_s quá nhỏ $\Rightarrow$ vậy ta đặt cốt thép theo cấu tạo $\phi 6a200$ $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$

+Với mômen âm $M_A = M_B = 140.21 \text{ kg.m}$, tính toán tương tự ta có:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{140,21 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 10,5^2} = 0,0088$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot A}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0088}) = 0,995$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{140,21 \cdot 100}{2250 \cdot 0,995 \cdot 8,5} = 0,6 \text{ cm}^2$$

+Chọn thép $\phi 6a200$ cho cả nhịp và gối có $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

$$\text{Hàm lượng thép } \mu\% = \frac{A_s}{b h_0} \times 100 = \frac{1,41}{100 \cdot 10,5} \times 100 = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

+Thép cấu tạo đặt : $\phi 6a200$.

CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN DẦM

4.1. Cơ sở tính toán.

♦ Tính toán với tiết diện chịu mômen âm:

Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông B20 có $R_b = 11.5 \text{ MPa}$. 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 $b \times h$:

Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ là a , tính được $h_0 = h - a$.

Tính $\xi_R = 0,65$

$$\Rightarrow \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$$

Tính giá trị: $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$

- 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: $\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% \text{ (%)}$

$$\mu_{\min} = 0,15\% < \mu\% < \mu_{\max} = \alpha_0 \cdot R_b / R_s = 0,58 \times 11,5 / 280 = 3\%$$

Nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì giảm kích thước tiết diện rồi tính lại.

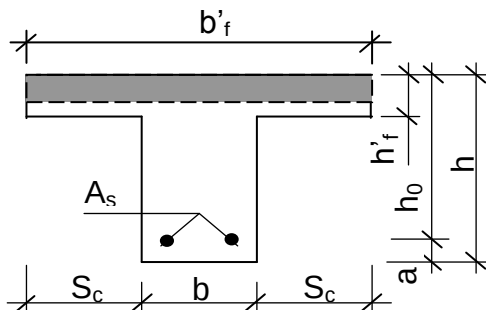
Nếu $\mu > \mu_{\max}$ thì tăng kích thước tiết diện rồi tính lại.

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):

$$S_c \leq 6 \cdot h'_f \text{ khi } h'_f > 0,1h.$$

$$S_c \leq 3 \cdot h'_f \text{ khi } 0,05h < h'_f < 0,1h.$$

Bỏ qua S_c trong tính toán khi $h'_f < 0,05h$

h'_f - Chiều cao của cánh, lấy bằng chiều dày bản.

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f)$$

- Nếu $M \leq M_f$ trục trung hoà qua cánh, lúc này tính toán như đối với tiết diện chữ nhật kích thước $b'_f \cdot h$.
- Nếu $M > M_f$ trục trung hoà qua sườn, cần tính cốt thép theo trường hợp vùng nén chữ T.

4.2. Tính toán cấu kiện dầm tầng điển hình

4.2.1. Tính toán cấu kiện dầm tầng điển hình dầm 6 tầng 1 ($b \times h = 250 \times 500$)

$$M^l = -19.04 \text{ Tm} = -190.4 \text{ KNm.}$$

$$M^g = 10.24 \text{ Tm} = 102.4 \text{ KNm.}$$

$$M^p = -27.82 \text{ Tm} = -278.2 \text{ KNm.}$$

a. Tính thép chịu mômen dương $M=102.4 \text{ KNm}$.

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100 \text{ cm}$
- $h'_f = 10 \text{ cm} \geq 0.1h = 6 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12 \text{ m} = 212 \text{ cm}$.

Vậy lấy $S_c = 100 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 25 + 2 \times 100 = 225 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) \\ &= 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 \text{ (KNm)}. \end{aligned}$$

Ta có $M = 100.9 \text{ KNm} < M_f = 1261 \text{ KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500 \text{ cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{102.4}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0.018 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) =$$

$$= 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.991$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{102.4}{280 \times 1000 \times 0.991 \times 0.46} = 8.02 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.02 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 3&20 có $A_s = 9.4 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{9.4}{25 \times 46} \cdot 100\% = 0.8\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

b. Tính thép chịu mômen âm trái:

$$M^l = -19.04 \text{ Tm} = -190.4 \text{ KNm.}$$

Trong trường hợp này cánh của cấu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật $25 \times 50 \text{ cm}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 4 \text{ cm}$, $h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$.

Ta có:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{190.4}{11.5 \times 1000 \times 0.25 \times 0.46^2} = 0.253 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.253}) = 0.99$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{190.4}{280 \times 1000 \times 0.99 \times 0.46} = 14.91 \times 10^{-4} m^2 = 14.91 cm^2$$

Chọn thép: 3&25 có $A_s = 14.93 cm^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{14.93}{25 \times 46} \cdot 100\% = 1.23\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

c. Tính thép chịu mômen âm phải:

$$M^p = -27.82 Tm = -278.2 KNm.$$

Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật 25x50cm.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a=4cm$, $h_0=50-4=46 cm$.

Ta có:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{278.2}{11.5 \times 1000 \times 0.25 \times 0.46^2} = 0.29 < \alpha_R$$

$$\zeta = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.32}) = 0.925$$

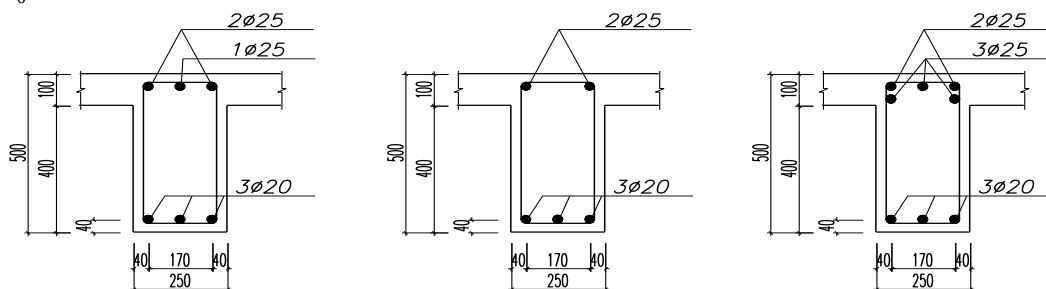
Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{278.2}{280 \times 1000 \times 0.925 \times 0.46} = 23.35 \times 10^{-4} m^2 = 23.35 cm^2$$

Chọn thép: 5&25 có $A_s = 24.54 cm^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{24.54}{25 \times 46} \cdot 100\% = 1.84\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$



4.2.2. Tính toán cấu kiện dầm tầng điển hình dầm 7 tầng 1 ($b \times h = 250 \times 500$)

$$M^l = -25.55 Tm = -255.5 KNm.$$

$$M^g = 10.3 Tm = 103 KNm.$$

$$M^p = -25.91 Tm = -259.1 KNm.$$

a. Tính thép chịu mômen dương $M=103KNm$.

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 cm$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100cm$
- $h'_f = 10cm \geq 0.1h = 6cm \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12m = 212cm.$

Vậy lấy $S_c = 100cm \Rightarrow b'_f = 25 + 2 \times 100 = 225 cm$

Giả thiết $a=4cm \Rightarrow h_0=50-4=46 cm$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) = 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 (KNm).$$

Ta có $M = 109KNm < M_f = 1261KNm$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500cm$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{103}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0,019 < \alpha_R$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,019}) = 0,991$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{103}{280 \times 1000 \times 0,991 \times 0,46} = 8,07 \times 10^{-4} m^2 = 8,07 cm^2$$

Chọn thép: 3&20 có $A_s = 9,4 cm^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{9,4}{25 \times 46} \cdot 100\% = 0,8\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$

b. Tính thép chịu mômen âm:

Do đầu trái và đầu phải có giá trị mômen âm gần bằng nhau, do vậy ta chọn giá trị mômen lớn hơn trong hai giá trị ở hai đầu dầm để tính toán cốt thép. Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong

vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật 25x50cm. $M = -259,1 kNm$.

Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ nhật 25x50cm.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 4cm$, $h_0 = 50 - 4 = 46 cm$.

Ta có:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,65(1 - 0,5 \times 0,65) = 0,439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{259,1}{11,5 \times 1000 \times 0,25 \times 0,46^2} = 0,31 < \alpha_R$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,31}) = 0,896$$

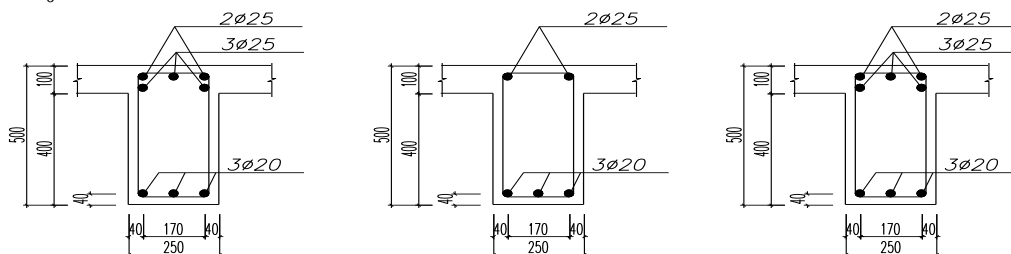
Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{259,1}{280 \times 1000 \times 0,896 \times 0,46} = 22,5 \times 10^{-4} m^2 = 22,5 cm^2$$

Chọn thép: 5&25 có $A_s = 24,54 cm^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{24,54}{25 \times 46} \cdot 100\% = 1,84\% > \mu_{\min} = 0,15\%$$



4.3. Tính toán cầu kiện dầm tầng mái

4.3.1. Tính toán cầu kiện dầm 78 nhịp AB tầng mái ($b \times h = 250 \times 500$)

$$M^l = -10,52 Tm = -105,2 kNm.$$

$$M^g = 7,74 Tm = 77,4 kNm.$$

$$M^p = -12,82 Tm = -128,2 kNm.$$

a. Tính thép chịu mômen dương $M = 77,4 kNm$.

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 cm$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b_f' = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100\text{cm}$
- $h_f' = 10\text{cm} \geq 0.1h = 6\text{cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12\text{m} = 212\text{cm}$.

Vậy lấy $S_c = 100\text{cm} \Rightarrow b_f' = 25 + 2 \times 100 = 225\text{ cm}$

Giả thiết $a = 4\text{cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 4 = 46\text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h_f') \\ = 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 \text{ (KNm)}.$$

Ta có $M = 77.8\text{KNm} < M_f = 1261\text{KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500\text{cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{77.4}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0.014 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \\ = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.992$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{77.4}{280 \times 1000 \times 0.992 \times 0.46} = 6.06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.06 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 3&18 có $A_s = 7.63 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{7.63}{25 \times 46} \cdot 100\% = 0.66\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

c. Tính thép chịu mômen âm phải:

$$M^p = -10.52 \text{ Tm} = -105.2 \text{ KNm}.$$

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b_f' = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100\text{cm}$
- $h_f' = 10\text{cm} \geq 0.1h = 6\text{cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12\text{m} = 212\text{cm}$.

Vậy lấy $S_c = 100\text{cm} \Rightarrow b_f' = 25 + 2 \times 100 = 225 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4\text{cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h_f') \\ = 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 \text{ (KNm)}.$$

Ta có $M = 109\text{KNm} < M_f = 1261\text{KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500\text{cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{105.2}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0.018 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \\ = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.98$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{105.2}{280 \times 1000 \times 0.98 \times 0.46} = 8.33 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.33 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 3&20 có $A_s = 9.4 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{9.4}{25 \times 46} \cdot 100\% = 0.82\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

c. Tính thép chịu mômen âm phải:

$$M^p = -12.82 \text{ Tm} = -128.2 \text{ KNm}.$$

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100 \text{ cm}$
- $h'_f = 10 \text{ cm} \geq 0.1h = 6 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12 \text{ m} = 212 \text{ cm}.$

Vậy lấy $S_c = 100 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 25 + 2 \times 100 = 225 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) \\ &= 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 \text{ (KNm)}. \end{aligned}$$

Ta có $M = 109 \text{ KNm} < M_f = 1261 \text{ KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500 \text{ cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65 (1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{128.2}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0.024 < \alpha_R$$

$$\begin{aligned} \xi &= 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \\ &= 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.971 \end{aligned}$$

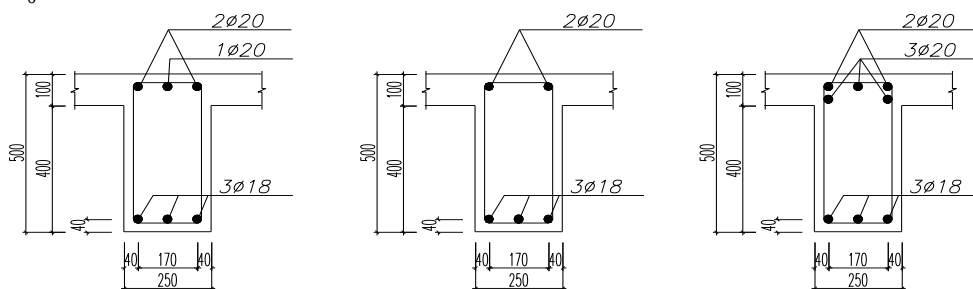
Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{128.2}{280 \times 1000 \times 0.971 \times 0.46} = 13.25 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 13.25 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 5&20 có $A_s = 15.7 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{15.7}{25 \times 46} \cdot 100\% = 1.3\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$



4.3.2. Tính toán cấu kiện dầm 79 nhịp BC tầng mái ($b \times h = 250 \times 500$)

$$M^t = -12.77 \text{ Tm} = -127.7 \text{ KNm}.$$

$$M^g = 7.44 \text{ Tm} = 74.4 \text{ KNm}.$$

$$M^p = -12.79 \text{ Tm} = -105.1 \text{ KNm}.$$

a. Tính thép chịu mômen dương $M = 77.4 \text{ KNm}$.

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 \text{ cm}$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100 \text{ cm}$
- $h'_f = 10 \text{ cm} \geq 0.1h = 6 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12 \text{ m} = 212 \text{ cm}.$

Vậy lấy $S_c = 100 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 25 + 2 \times 100 = 225 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) \\ &= 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 \text{ (KNm)}. \end{aligned}$$

Ta có $M = 77.8 \text{KNm}$. $M_f = 1261 \text{KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500 \text{cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65(1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{77.4}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0.014 < \alpha_R$$

$$\begin{aligned} \zeta &= 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \\ &= 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.992 \end{aligned}$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{77.4}{280 \times 1000 \times 0.992 \times 0.46} = 6.06 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 6.06 \text{cm}^2$$

Chọn thép: 3&18 có $A_s = 7.63 \text{cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{7.63}{25 \times 46} \cdot 100\% = 0.66\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

b. Tính thép chịu mômen âm:

Do đầu trái và đầu phải có giá trị mômen âm gần bằng nhau, do vậy ta chọn giá trị mômen lớn hơn trong hai giá trị ở hai đầu dầm để tính toán cốt thép. Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện

chữ nhật $25 \times 50 \text{cm}$.

$$M = -127.9 \text{KNm}.$$

Kích thước dầm D1: $b \times h = 25 \times 50 \text{cm}$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b_f' = b + 2 \cdot S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100 \text{cm}$
- $h_f' = 10 \text{cm} \geq 0.1h = 6 \text{cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (4.5 - 0.25) = 2.12 \text{m} = 212 \text{cm}.$

Vậy lấy $S_c = 100 \text{cm} \Rightarrow b_f' = 25 + 2 \times 100 = 225 \text{cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 4 = 46 \text{cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$\begin{aligned} M_f &= R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h_f') \\ &= 11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.1 \times (0.46 - 0.5 \times 0.1) = 1261 \text{ (KNm)}. \end{aligned}$$

Ta có $M = 109 \text{KNm}$. $M_f = 1261 \text{KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 250 \times 500 \text{cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.65(1 - 0.5 \times 0.65) = 0.439$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{127.9}{11.5 \times 10^3 \times 2.25 \times 0.46^2} = 0.024 < \alpha_R$$

$$\begin{aligned} \zeta &= 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = \\ &= 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.971 \end{aligned}$$

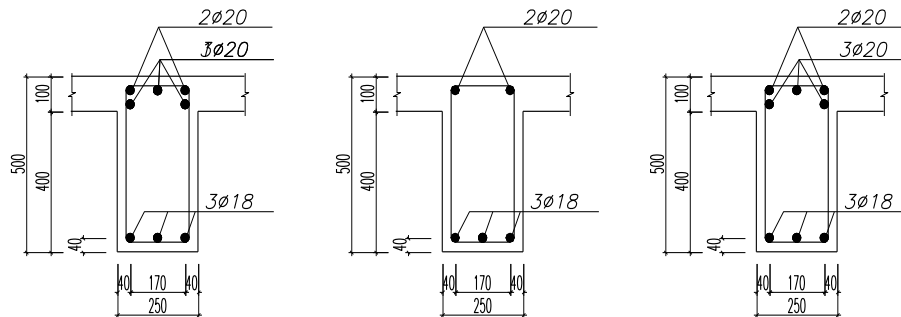
Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{127.9}{280 \times 1000 \times 0.971 \times 0.46} = 13.23 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 13.23 \text{cm}^2$$

Chọn thép: 5&20 có $A_s = 15.7 \text{cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{15.7}{25 \times 46} \cdot 100\% = 1.3\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$



4.4. Tính toán cốt đai cho dầm. (tính toán cốt đai không đặt cốt xiên)

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: $Q_{\max} = 18,94 \text{ T}$.

Kiểm tra điều kiện: $Q_{b\min} \leq Q \leq 0.3R_b b h_0$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0.6 \times 0.9 \times 10^2 \times 0.25 \times 0.46 = 8.61 \text{ T}$$

$$0.3R_b b h_0 = 0.3 \times 11.5 \times 10^2 \times 0.25 \times 0.46 = 49.43 \text{ T}$$

$$\Rightarrow Q_{b\min} < Q < 0.3R_b b h_0 \text{ (Thỏa mãn đk tính toán)}$$

*) Tính toán q_{sw} - Khi chịu tải trọng phân bố:

$$\text{- Tính } M_b = 2R_{bt} b h_0^2 = 2 \times 0.9 \times 10^2 \times 0.25 \times 0.46^2 = 16.28 \text{ Tm}$$

$$\text{- Tính } C_1 = l_1 - 0.5b_c = 3.3 - 0.5 \times 0.4 = 3.1 \text{ m}$$

$$\text{có } C_i \leq \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0.6} \times 0.46 = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{chọn } C_1 = \min(1.53; 3.1 \text{ m}) = 1.53 \text{ m}$$

$$Q_{b1} = \frac{M_b}{C_1} = \frac{12.28}{1.53} = 8.68 \text{ T}$$

$$\text{Xét tỉ số: } \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} = \frac{12.28}{0.67} + 8.68 = 27.01$$

$$\text{Xét tỉ số: } \frac{Q_{b1}}{0.6} = \frac{8.68}{0.6} = 14.47$$

$$\text{Nhận thấy: } \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} > Q_{\max} = 18.94 \text{ T} > \frac{Q_{b1}}{0.6}$$

$$\Rightarrow q_{sw} = \frac{(Q - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(18.22 - 8.68)^2}{12.28} = 13.2 \text{ T/m}$$

Chọn cốt đai Ø6, 2 nhánh, diện tích một lớp cốt đai là: $A_{sw} = 2 \times 28.3 = 56.6 \text{ mm}^2$

Khoảng cách giữa các cốt đai:

$$\text{- tính theo tính toán: } \Rightarrow S_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{225 \times 56.6 \times 10^{-4}}{13.2} = 0.1369 \text{ m} = 136.9 \text{ mm}$$

- theo cấu tạo: với dầm $h = 500 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$

$$\Rightarrow S_{ct} \leq \min(h/3; 500 \text{ mm}) = (500/3; 500) = 166.6 \text{ mm}$$

Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai

$$\Rightarrow S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^3}{Q_{\max}} = \frac{1.5 \times 0.9 \times 10^2 \times 0.25 \times 0.46^2}{18.22} = 0.71 \text{ m} = 710 \text{ mm}$$

Vậy khoảng cách giữa các cốt đai

$$S = \min(S_{tt}; S_{ct}; S_{\max}) = 136.9 \text{ mm. chọn } s = 150 \text{ mm}$$

Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+ Hai đầu dầm (khoảng 1/4 nhịp dầm) dùng Ø6 S150mm.

+ Phần còn lại dùng Ø6 S200mm.

CHƯƠNG 5: TÍNH TOÁN CỘT

5.1. Số liệu đầu vào

Bê tông cấp độ bền B20: $R_b = 11,5\text{MPa}$, $R_{bt} = 0,9\text{ MPa}$.

Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{ MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Với B20 và CII tra bảng ta được hệ số $\xi_R = 0,65$

5.2 Lý thuyết tính toán

5.2.1 Số liệu tính toán.

Kích thước tiết diện cột là $b \times h$, chiều dài tính toán $l_0 = \psi l$ (ψ - hệ số phụ thuộc vào liên kết của cầu kiện). Tính toán dùng cặp nội lực M, N trong đó: $M = \text{Max}\{|M_{\text{max}}|, |M_{\text{min}}|\}$ và $N = N_{\text{tu}}$.

Từ cấp bê tông và nhóm cốt thép tra các số liệu $E_b, R_b, R_s, R_{sc}, E_s$ (chú ý đến hệ số làm việc của cầu kiện η) Ta tra được giá trị ξ_R . Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ a, a' để tính $h_0 = h - a$, $Z_a = h_0 - a'$ - xác định độ lệch tâm ngẫu nhiên E_a . Tính $e_1 = M/N$. và e_0 .

Với cầu kiện của kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1, e_a\}$.

Với cầu kiện của kết cấu tĩnh định: $e_0 = e_1 + e_a$.

$$\text{Trong đó : } e_a \geq \left\{ \frac{1}{600} l; \frac{1}{30} h \right\}$$

5.2.2. Tính toán cốt thép chịu lực:

Xét ảnh hưởng của uốn dọc: Khi $l_0/h \leq 8$ lấy $\eta = 1$. Khi $l_0/h > 8$ cần xác định lực dọc tới hạn N_{cr} để tính η .

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Với cầu kiện bê tông cốt thép, theo tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356-2005:

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \left(\frac{SI}{\varphi_l} + \alpha I_s \right)$$

Trong đó: l_0 – Chiều dài tính toán của cầu kiện

E_b – Mô đun đàn hồi của bê tông.

I – Mô men quán tính của tiết diện lấy đối với trục qua trọng tâm và vuông góc với mặt phẳng uốn.

I_s – Mô men quán tính của diện tích tiết diện cốt thép dọc chịu lực lấy với trục đã nêu.

$\alpha = E_b/E_s$ với E_s – Mô đun đàn hồi của cốt thép.

S - Hệ số kể đến độ lệch tâm.

$$S = \frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0.1$$

δ_e - lấy theo quy định sau: $\delta_e = \max\{e_0/h; \delta_{\min}\}$.

$$\delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b.$$

φ_p - Hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép căng ứng lực trước.

Với bê tông thường thì lấy $\varphi_p=1$.

$\varphi_l \geq 1$ - Hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng dài hạn.

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{dh} + N_{dh} \cdot y}{M + N \cdot y} \leq 1 + \beta$$

y- khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu kéo.

Với tiết diện chữ nhật: $y=0.5h$.

β - hệ số phụ thuộc vào loại bê tông.

Với bê tông nặng $\beta=1$.

Cần giả thiết cốt thép để tính I_s . Thông thường giả thiết tỉ lệ cốt thép μ_t trong đó:

$\mu_{0\leq} \mu_t \leq \mu_{\max}$. (Để đảm bảo sự làm việc chung giữa thép và bê tông thường lấy: $\mu_{\max}=6\%$).

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép phần chịu kéo đến lực dọc là: $e = \eta e_0 - a + h/2$.

Công thức tính toán N_{cr} trên đã kể đến nhiều yếu tố ảnh hưởng nhưng việc tính toán khá phức tạp, có thể tính toán theo công thức thực nghiệm đơn giản hơn do Gs. Nguyễn Đình Cống đề xuất:

$$N_{cr} = \frac{2.5\theta E_b I}{l_0^2}$$

Trong đó: θ - Hệ số kể đến độ lệch tâm :

$$\theta = \frac{0.2e_0 + 1.05h}{1.5e_0 + h}$$

- Xác định sơ bộ chiều cao vùng nén x_1 :

Khi dùng cốt thép có $R_s = R_{sc}$.

Giả thiết điều kiện $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$ được thỏa mãn. Đặt $x=x_1 = \frac{N}{R_b b}$.

-Các trường hợp tính toán:

+ Trường hợp 1: Khi $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$ đúng với giả thiết, ta tính được:

$$A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a}$$

+ Trường hợp 2: Khi $x_1 < 2a'$, giả thiết trên không đúng, không thể dùng x_1 ,

Ta tính được:

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{N e - Z_a}{R_s Z_a}$$

+ Trường hợp 3: $x_1 > \xi_R h_0$, giả thiết trên không đúng, có trường hợp nén lệch tâm bé. Tính lại x và rút ra công thức tính A_s .

-Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\text{Đặt } \mu_t \% = \frac{100A_{st}}{A_b} \quad \text{với } A_{st} = A_s + A'_s. \quad A_b = bh_0.$$

Hạn chế tỷ lệ cốt thép : $0.1 \% \leq \mu_t \leq \mu_{\max} = 6 \%$.

-Tính toán cốt thép dọc cấu tạo:

Với cấu kiện nén lệch tâm, khi $h > 500\text{mm}$, cốt thép đặt tập trung theo cạnh b thì phải đặt cốt dọc cấu tạo để chịu ứng suất bê tông sinh ra do co ngót, do nhiệt độ thay đổi và cũng giữ ổn định cho nhánh cốt đai quá dài. Cốt thép cấu tạo không tham gia tính toán khả năng chịu lực, có đường kính $\Phi \geq 12$, có khoảng cách theo phương cạnh h $S_0 \leq 500\text{mm}$.

-Tính toán cốt thép ngang:

Trong khung buộc, cốt thép ngang là những cốt đai. Chúng có tác dụng giữ vị trí cốt thép dọc khi thi công. Giữ ổn định cốt thép dọc chịu nén. Trong trường hợp khi cấu kiện chịu cắt lớn thì cốt đai tham gia chịu cắt.

Đường kính cốt đai: $\Phi_d \geq 1/4 \Phi_{\max}$ và 5mm .

Khoảng cách đai: $a_d \leq k \Phi_{\min}$ và a_0 .

Khi $R_{sc} \leq 400 \text{ MPa}$, lấy $k = 15$ và $a_0 = 500\text{mm}$;

Khi $R_{sc} > 400 \text{ MPa}$, lấy $k = 12$ và $a_0 = 400\text{mm}$;

Nếu tỷ lệ cốt thép dọc $\mu' > 1.5\%$ cũng như khi toàn bộ tiết diện chịu nén mà $\mu_t > 3\%$ thì $k = 10$ và $a_0 = 300\text{mm}$.

Trong đoạn nối chồng thép dọc, khoảng cách $a_d \leq 10\Phi$.

5.3. Áp dụng tính toán cốt khung trục 7 :

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.

Đối với mỗi 3 tầng thay đổi tiết diện cốt thép cho cột. Như vậy ta sẽ tính thép cho cột tầng 1 và bố trí thép tương tự cho các tầng 2,3. Tính thép cho tầng 4 bố trí thép cho các tầng 5 và 6. Tính thép cho tầng 7 bố trí thép cho các tầng 8 và tính thép cho tầng 9.

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 cấp 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.

5.3.1. Cột 1 (Cột biên) trục 7 Tầng 1

* số liệu tính toán

Tiết diện cột $b \times h = 300 \times 500 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 40\text{mm}$, $h_0 = 500 - 40 = 460\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 460 - 40 = 420\text{mm}$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cấu kiện: $l/600 = 4400/600 = 7.33\text{mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 500/30 = 16.6\text{mm}$.

Ta lấy $e_a = 17\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 4400 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 4400 \times 0.7 = 3080 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{3080}{500} = 6.16 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

Tính toán cốt thép cột 1 (Cột biên) tầng 1 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	-10.68	-179.6	0.06
2	-10.26	-190.5	0.054
3	-10.14	-201.86	0.051

Cặp 1 : Momen $M_{\max}$, lệch tâm $e_{\max}$

Cặp 2 : M, N lớn

Cặp 3 : Lực dọc $N_{\max}$

* Tính toán cốt thép đối xứng cho cặp 1

$$M = -10.68 \text{ Tm} = -106.8 \text{ KNm},$$

$$N = -179.6 \text{ T} = -1796 \text{ KN}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{106.8}{1796} = 0.06 \text{ m} = 60 \text{ mm}.$$

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 60 \text{ mm}.$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 60 - 40 + 250 = 270 \text{ mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1796}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.487 \text{ m} = 487 \text{ mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299 \text{ mm}.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

$$\text{với } n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{17960}{115 \times 30 \times 46} = 0.89$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{27}{45} = 0.58$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{42}{46} = 0.91$$

$$\Rightarrow x = 41.16 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \times h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{179600 \times 27 - 115 \times 30 \times 41.16 \times 46 - 0.5 \times 41.16}{2800 \times 42} = 10.54 \text{ cm}^2$$

* Tính toán cho cặp 2

$$M = -10.26 \text{ Tm} = -102.6 \text{ KNm},$$

$$N = -190.5 \text{ T} = -1905 \text{ KN}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{102.6}{1905} = 0.054 \text{ m} = 54 \text{ mm}.$$

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 53 \text{ mm}.$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 54 + 250 - 40 = 264 \text{ mm}.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1905}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.532m = 532mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299mm.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \quad n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \quad n \times \varepsilon - 0.48}$$

với $n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{19050}{115 \times 30 \times 46} = 1.08$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{25.4}{45} = 0.56$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{42}{46} = 0.91$$

$$\Rightarrow x = 46.25cm$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \quad h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{190500 \times 26.4 - 115 \times 30 \times 46.25 \times 46 - 0.5 \times 46.25}{2800 \times 42} = 11.73cm^2$$

* Tính toán cho cặp

$$M = -10.14Tm = -101.4KNm,$$

$$N = -201.86T = -201.86KN$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{101.4}{2018.6} = 0.051m = 51mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 51mm$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 51 + 250 - 40 = 261mm.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2018.6}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.565m = 565mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 450 = 292.5mm.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \quad n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \quad n \times \varepsilon - 0.48}$$

với $n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{201860}{115 \times 30 \times 46} = 1.3$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{25.1}{45} = 0.56$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{42}{46} = 0.91$$

$$\Rightarrow x = 48.16cm$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x_{h_0} - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{201860 \times 26.1 - 115 \times 30 \times 48.16 \times 46 - 0.5 \times 48.16}{2800 \times 42} = 13.83 \text{ cm}^2$$

+ Xác định giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu theo độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{308}{0.288 \times 40} = 26.7$$

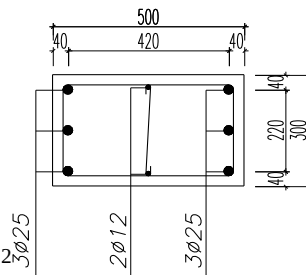
$$\rightarrow \lambda < 35 \rightarrow \mu_{\min} = 0.1\%$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \times 100\% = \frac{13.83}{30 \times 46} \times 100\% = 1.09\% > 0.1\%$$

+ Cập nội lực 3 đòi hỏi bố trí hàm lượng cốt thép là lớn nhất. Vậy ta bố trí cốt thép cột 1 tầng theo

$$A'_s = A_s = 13.83 \text{ cm}^2$$



Chọn: 3 Ø 25 có $A_s = 14.72 \text{ cm}^2$

5.3.2 Tính toán và bố trí cốt thép cột 2 (cột giữa) trục 7 Tầng 1:

* số liệu tính toán

Tiết diện cột $b \times h = 400 \times 600 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 40 \text{ mm}$, $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 560 - 40 = 520 \text{ mm}$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cấu kiện: $l/600 = 4400/600 = 7.33 \text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 600/30 = 20 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 20 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 4400 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 4400 \times 0.7 = 3080 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{3080}{600} = 5.13 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

Tính toán cốt thép cột 2 (Cột giữa) tầng 1 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	25.19	-286.29	0.091
2	-24.1	-291.47	0.083
3	-23.43	-317.25	0.074

Cặp 1 : Momen $M_{\max}$, lệch tâm $e_{\max}$

Cặp 2 : M, N lớn

Cặp 3 : Lực dọc $N_{\max}$

* Tính toán cho cặp 1:

$$M = 25.19 \text{ Tm} = 251.9 \text{ KNm.}$$

$$N = -286.29 \text{ T} = -2862.9 \text{ KN.}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{251.9}{2862.9} = 0.091 \text{ m} = 91 \text{ mm.}$$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 91 + 300 - 40 = 351 \text{ mm.}$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2862.9}{11.5 \times 10^3 \times 0.4} = 0.572 \text{ m} = 572 \text{ mm.}$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 560 = 364 \text{ mm.}$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

$$\text{với } n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{286290}{115 \times 40 \times 56} = 1.13$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{35.1}{56} = 0.63$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{52}{56} = 0.93$$

$$\Rightarrow x = 49.26 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \times h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{286290 \times 35.1 - 115 \times 40 \times 49.26 \times 56 - 0.5 \times 49.26}{2800 \times 52} = 20.19 \text{ cm}^2$$

* Tính toán cho cặp 2

$$M = -24.1 \text{ Tm} = -241 \text{ KNm,}$$

$$N = -291.47 \text{ T} = -2914.7 \text{ KN..}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{241}{2914.7} = 0.083 \text{ m} = 83 \text{ mm.}$$

$$\text{kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: } e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 102 \text{ mm.}$$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 83 + 300 - 40 = 343 \text{ mm.}$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}, \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2914.7}{11.5 \times 10^3 \times 0.4} = 0.61 \text{ m} = 610 \text{ mm.}$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 550 = 364 \text{ mm.}$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

$$\text{với } n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{290870}{115 \times 40 \times 56} = 1.14$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{34.3}{56} = 0.62$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{52}{56} = 0.93$$

$$\Rightarrow x = 53.07\text{cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \cdot h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{291470 \times 34.3 - 115 \times 40 \times 53.07 \times 56 - 0.5 \times 53.07}{2800 \times 52} = 19.26\text{cm}^2$$

* Tính toán cho cặp 3

$$M = -23.43\text{Tm} = -234.3\text{KNm},$$

$$N = -317.25\text{T} = -3172.5\text{KN}.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{234.3}{3172.5} = 0.074\text{m} = 74\text{mm}.$$

$$\text{kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: } e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 102\text{mm}.$$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 74 + 300 - 40 = 334\text{mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3172.5}{11.5 \times 10^3 \times 0.4} = 0.68\text{m} = 680\text{mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 550 = 364\text{mm}.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \cdot n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \cdot n \times \varepsilon - 0.48}$$

$$\text{với } n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{317250}{115 \times 40 \times 56} = 1.23$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{33.4}{56} = 0.61$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{52}{56} = 0.93$$

$$\Rightarrow x = 59.27\text{cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \cdot h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{317250 \times 33.4 - 115 \times 40 \times 59.27 \times 56 - 0.5 \times 59.27}{2800 \times 52} = 23.41\text{cm}^2$$

+ Xác định giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu theo độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{308}{0.288 \times 40} = 28.6$$

$$\rightarrow \lambda < 35 \rightarrow \mu_{\min} = 0.1\%$$

+ Xác định hàm lượng cốt thép.

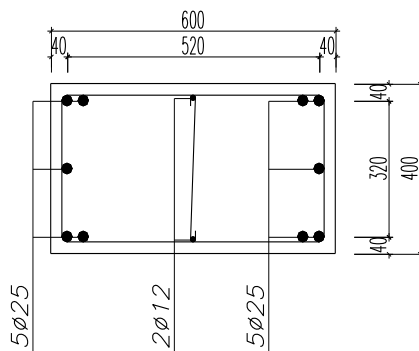
$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{23.41x}{40 \times 56} \times 100\% = 1.1\% > 0.1\%$$

+ Cặp nội lực 3 đòi hỏi bố trí hàm lượng cốt thép là lớn nhất. Vậy ta bố trí cốt thép cột C1 theo

$$A'_s = A_s = 23.41\text{cm}^2$$

Chọn: Chọn: $5\phi 25$ có $A_s = 24.54\text{cm}^2$

Vậy chọn thép cho cột 2 tầng 1 là : 5 ϕ 25 $A_s = A_s' = 24.54 \text{ cm}^2$



5.3.3. Cột 28 (Cột biên) trục 7 Tầng 4

* số liệu tính toán

Tiết diện cột $b \times h = 300 \times 450 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 40 \text{ mm}$, $h_0 = 450 - 40 = 410 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 410 - 40 = 370 \text{ mm}$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3600/600 = 6 \text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 450/30 = 15 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 15 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3600 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3600 \times 0.7 = 2520 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2520}{450} = 5.6 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

Tính toán cốt thép cột 10 (Cột biên) tầng 4 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	-8.56	-112.22	0.076
2	-5.19	-120.26	0.048
3	-8.95	-127	0.073

Cặp 1 : lệch tâm $e_{\max}$

Cặp 2 : M, N lớn

Cặp 3 : Lực dọc $N_{\max}$, Momen $M_{\max}$

* Tính toán cho cặp 1

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -8.56 \text{ Tm} = -85.6 \text{ KNm}$,

$N = -112.22 \text{ T} = -1122.2 \text{ KN}$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{85.6}{1122.2} = 0.076 \text{ m} = 76 \text{ mm}.$$

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 76 \text{ mm}$.

$e = \eta e_0 - a + h/2 = 76 + 225 - 40 = 261 \text{ mm}$.

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1122.2}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.298m = 298mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 410 = 266.5mm.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

với $n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{112220}{115 \times 30 \times 40} = 0.79$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{26.1}{41} = 0.63$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{37}{41} = 0.9$$

$$\Rightarrow x = 22.36cm$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \times h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{112220 \times 26.1 - 115 \times 30 \times 22.36 \times 41 - 0.5 \times 22.36}{2800 \times 37} = 8.07cm^2 * \text{ Tính}$$

toán cho cặp 3

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -8.95Tm = 89.5KNm$,

$$N = -127T = -12700KN$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{89.5}{1270} = 0.073m = 73mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 73mm$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 73 + 225 - 40 = 258mm.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1270}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.302m = 302mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 410 = 266.5mm.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

với $n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{127000}{115 \times 30 \times 41} = 0.91$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{25.8}{41} = 0.62$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{37}{41} = 0.9$$

$$\Rightarrow x = 23.14cm$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \cdot h_0 - 0.5 \times}{R_{sc} Z_a} = \frac{127540 \times 25.8 - 115 \times 30 \times 23.14 \times 41 - 0.5 \times 23.14}{2800 \times 37} = 9.08 \text{ cm}^2 + \text{Xác}$$

định giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu theo độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{308}{0.288 \times 30} = 29.8$$

$$\rightarrow \lambda < 35 \rightarrow \mu_{\min} = 0.1\%$$

+ Xác định hàm lượng cốt thép.

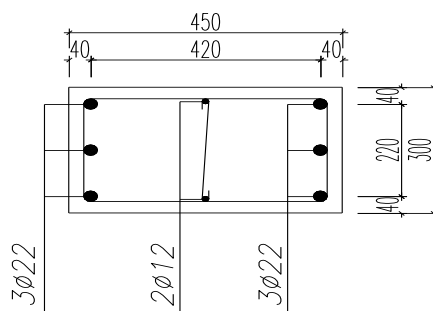
$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{9.08}{30 \times 41} \times 100\% = 0.74\% > 0.1\%$$

+ Cập nội lực 3 đòi hỏi bố trí hàm lượng cốt thép là lớn nhất. Vậy ta bố trí cốt thép cột C1 theo

$$A'_s = A_s = 9.08 \text{ cm}^2$$

Chọn: Chọn: $3\phi 22$ có $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$

Vậy chọn thép cho cột 28 tầng 4 là : $3\phi 22$ $A_s = A'_s = 11.4 \text{ cm}^2$



5.3.4. Tính toán và bố trí cốt thép cột 29 (cột giữa) trục 7 tầng 4 :

Tiết diện cột $h \times b = 600 \times 300 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 40 \text{ mm}$, $h_0 = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 560 - 40 = 520 \text{ mm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cầu kiện: $1/600 = 3600/600 = 6 \text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 600/30 = 20 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 20 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3600 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3600 \times 0.7 = 2520 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2520}{600} = 5.04 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

Tính toán cốt thép cột 29 (Cột giữa) tầng 4 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)
1	-10.13	-202.47
2	12.3	-198.99
3	-9.11	-219.22

* *Tính toán cho cặp 1*

$$M = -10.13\text{Tm} = -101.3\text{KNm},$$

$$N = -202.47\text{T} = -202.47\text{KN}.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{101.3}{2024.7} = 0.075\text{m} = 75\text{mm}.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 75\text{mm}.$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 75 + 300 - 40 = 345\text{mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2024.7}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.363\text{m} = 363\text{mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299\text{mm}.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

$$\text{với } n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{180720}{115 \times 30 \times 56} = 0.87$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{28.5}{56} = 0.61$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{52}{56} = 0.89$$

$$\Rightarrow x = 30.78\text{cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \times h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{202470 \times 33.5 - 115 \times 30 \times 29.48 \times 56 - 0.5 \times 29.48}{2800 \times 52} = 17.76\text{cm}^2$$

* *Tính toán cho cặp 3*

$$M = -9.11\text{Tm} = -91.1\text{KNm},$$

$$N = -219.22\text{T} = -2192.2\text{KN}.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{91.1}{2192.2} = 0.074\text{m} = 74\text{mm}.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 74\text{mm}.$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 74 + 300 - 40 = 334\text{mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2192.2}{11.5 \times 10^3 \times 0.4} = 0.394\text{m} = 394\text{mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299\text{mm}.$$

Như vậy: $\xi_R h_0 < x_1$ nên lệch tâm bé.

Tính x theo công thức sau:

$$x = \frac{\left[1 - \xi_R \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R \times n \times \varepsilon - 0.48 \right] \times h_0}{1 - \xi_R \times \gamma_a + 2 \times n \times \varepsilon - 0.48}$$

$$\text{với } n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{200280}{115 \times 40 \times 46} = 0.96$$

$$\varepsilon = \frac{e}{h_0} = \frac{28.5}{56} = 0.61$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = \frac{52}{56} = 0.89$$

$$\Rightarrow x = 35,23 \text{ cm}$$

$$A'_s = \frac{N \times e - R_b \times b \times x \times h_0 - 0.5x}{R_{sc} Z_a} = \frac{219220 \times 33.4 - 115 \times 30 \times 35.23 \times 56 - 0.5 \times 35.23}{2800 \times 52} = 18.24 \text{ cm}^2$$

+ Xác định giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu theo độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{252}{0.288 \times 40} = 21.88$$

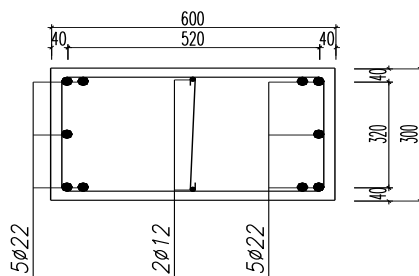
$$\rightarrow \lambda < 35 \rightarrow \mu_{\min} = 0,1\%$$

+ Xác định hàm lượng cốt thép.

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{18.24}{40 \times 56} \times 100\% = 0.9\% > 0,1\%$$

+ Cặp nội lực 3 đòi hỏi bố trí hàm lượng cốt thép là lớn nhất. Vậy ta bố trí cốt thép cột C1 theo $A'_s = A_s = 18.04 \text{ cm}^2$

Chọn: 5 Φ 22 có $A_s = 19 \text{ cm}^2$



5.3.5. Cột 55 (Cột biên) trục 7 Tầng 7

Tiết diện cột $b \times h = 300 \times 400 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 40 \text{ mm}$, $h_0 = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 360 - 40 = 320 \text{ mm}$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3600/600 = 6 \text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 400/30 = 13.33 \text{ mm}$

. Ta lấy $e_a = 14 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3600 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3600 \times 0.7 = 2520 \text{ mm}$.

$$\text{Xét hệ số uốn dọc } \frac{l_0}{h} = \frac{2520}{400} = 6.3 \leq 8. \text{ Bỏ qua uốn dọc } \eta = 1$$

Tính toán cốt thép cột 55 tầng 7 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	-6.22	-50.94	0.132
2	-5.01	-56.72	0.098
3	-7.27	-58.36	0.135

*.Tính toán cho cặp 1

$$M = -6.22Tm = -62.2KNm,$$

$$N = -50.94T = -509.4KN$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{62.2}{509.4} = 0.132m = 132mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 132mm$.

.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 132 + 200 - 40 = 292mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{509.4}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.117m = 117mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 360 = 234mm.$$

Như vậy: $2a' < x_1 < \xi_R h_0$, nên lệch tâm lớn

$$A_s = \frac{Ne - R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x)}{R_s Z_a} = \frac{50940.29,2 - 115.30.11,7 \cdot 36 - 0,5.11,7}{2800 \times 32} = 6,02cm^2$$

* Tính toán cho cặp 3

$$M = -7.27Tm = -72.7KNm,$$

$$N = -58.36T = -583.6KN.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{72.7}{583.6} = 0,135m = 135mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 135mm$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 135 + 200 - 40 = 295mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{583.6}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.134m = 134mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 360 = 234mm.$$

Như vậy: $2a' < x_1 < \xi_R h_0$, nên lệch tâm lớn

$$A_s = \frac{Ne - R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0,5x)}{R_s Z_a} = \frac{58360.29,5 - 115.30.13,4 \cdot 36 - 0,5.13,4}{2800 \times 32} = 8,09cm^2$$

+ Xác định giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu theo độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{252}{0.288 \times 30} = 21.88$$

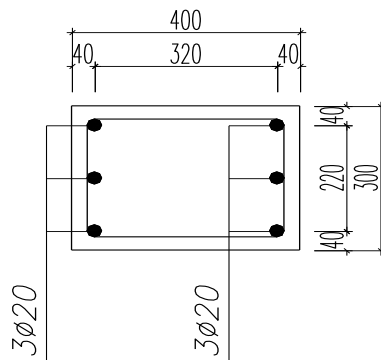
$$\rightarrow \lambda < 35 \rightarrow \mu_{\min} = 0,1\%$$

+ Xác định hàm lượng cốt thép.

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{8,09}{30 \times 36} \times 100\% = 0,77\% > 0,1\%$$

+ Cặp nội lực 3 đòi hỏi bố trí hàm lượng cốt thép là lớn nhất. Vậy ta bố trí cốt thép cột C1 theo. $A'_s = A_s = 8,09\text{cm}^2$

Chọn $3\Phi 20$ có $A_s = 9,42\text{cm}^2$



5.3.6. Tính toán và bố trí cốt thép cột 56 (cột giữa) trục 7 Tầng 7 :

Tiết diện cột $b \times h = 300 \times 500\text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{ mm}$, $h_0 = 500 - 40 = 460\text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 460 - 40 = 420\text{ mm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cấu kiện: $1/600 = 3600/600 = 6\text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 400/30 = 13,3\text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 14\text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3600\text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3600 \times 0,7 = 2520\text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2520}{500} = 4,2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

Tính toán cốt thép cột B tầng 7 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	-7.29	-83.88	0.096
2	-8.16	-91.78	0.093
3	3.02	-100.88	0.03

* Tính toán cho cặp 2

$$M = 8,16\text{ Tm} = 81,6\text{ KNm},$$

$$N = -91,78\text{ T} = -917,8\text{ KN}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{81,6}{-917,8} = 0,093\text{ m} = 93\text{ mm}$$

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 93\text{ mm}$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 93 + 250 - 40 = 303\text{ mm}.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{917.8}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.161m = 161mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299mm.$$

Như vậy: $2a' < x_1 < \xi_R h_0$, nên lệch tâm lớn

$$A_s = \frac{Ne - R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0.5x)}{R_s Z_a} = \frac{91780.30,3 - 115.30.16,1 \cdot 46 - 0.5.16,1}{2800 \times 42} = 12,72cm^2 * \quad \text{Tính}$$

toán cho cặp 3

$$M = 3,02Tm = 30.2KNm,$$

$$N = 100,88T = 1008,8KN.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{30.2}{1008.8} = 0,031m = 31mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 441mm$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 31 + 250 - 50 = 281mm.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1008.8}{14.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.183m = 183mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299mm.$$

Như vậy: $2a' < x_1 < \xi_R h_0$, nên lệch tâm lớn

$$A_s = \frac{Ne - R_b \cdot b \cdot x(h_0 - 0.5x)}{R_s Z_a} = \frac{108800.28,1 - 115.30.18,3 \cdot 46 - 0.5.18,3}{2800 \times 42} = 14,21cm^2$$

++ Xác định giá trị hàm lượng cốt thép tối thiểu theo độ mảnh λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{252}{0.288 \times 30} = 21.88$$

$$\rightarrow \lambda < 35 \rightarrow \mu_{\min} = 0,1\%$$

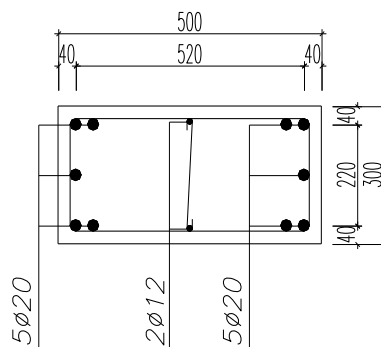
+ Xác định hàm lượng cốt thép.

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{14,21}{30 \times 46} \times 100\% = 1.02\% > 0,1\%$$

+ Cặp nội lực 3 đòi hỏi bố trí hàm lượng cốt thép là lớn nhất. Vậy ta bố trí cốt thép cột C1 theo.

$$A'_s = A_s = 14,21cm^2$$

Chọn: 5 Φ 20 có $A_s = 15,7cm^2$



5.3.5. Cột 73 (Cột biên) trục 7 Tầng mái

Tiết diện cột $b \times h = 300 \times 400 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 40 \text{ mm}$, $h_0 = 400 - 40 = 360 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 360 - 40 = 320 \text{ mm}$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3600/600 = 6 \text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 400/30 = 13.33 \text{ mm}$

. Ta lấy $e_a = 14 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3600 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3600 \times 0.7 = 2520 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2520}{400} = 6.3 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$

Tính toán cốt thép cột C2 tầng 7 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	-4.66	-12.83	0.38
2	-5.19	-14.65	0.37
3	-4.52	-14.69	0.33

*. Tính toán cho cặp 1

$$M = -4.66 \text{ Tm} = -46.6 \text{ KNm},$$

$$N = -12.83 \text{ T} = -128.3 \text{ KN}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{46.6}{128.3} = 0.383 \text{ m} = 383 \text{ mm}.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 383 \text{ mm}$.

.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 383 + 200 - 40 = 543 \text{ mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{128.3}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.037 \text{ m} = 37 \text{ mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 360 = 234 \text{ mm}.$$

Như vậy: $x_1 < 2a'$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{N e - Z_a}{R_s Z_a} = \frac{12830 \times 54.3 - 32}{2800 \times 32} = 3.19 \text{ cm}^2$$

* Tính toán cho cặp 2

$$M = -5.19 \text{ Tm} = -51.9 \text{ KNm},$$

$$N = -14.65 \text{ T} = -146.5 \text{ KN}.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{51.9}{146.5} = 0.374 \text{ m} = 374 \text{ mm}.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 374 \text{ mm}$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 374 + 200 - 40 = 53.4 \text{ mm}.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{146.5}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.043m = 43mm$.

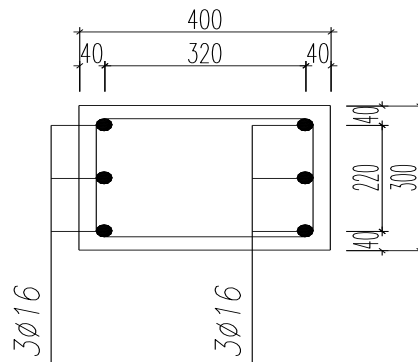
$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 360 = 234mm.$$

Như vậy: $x_1 < 2a'$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{N e - Z_a}{R_s Z_a} = \frac{14650 \times 53.4 - 32}{2800 \times 32} = 3,49cm^2$$

Vậy ta bố trí cốt thép cột theo cấu tạo:

Chọn 3 Φ 16 có $A_s = 4,02cm^2$



5.3.6. Tính toán và bố trí cốt thép cột 74 (cột giữa) trục 7 Tầng mái :

Tiết diện cột $b \times h = 300 \times 500$ mm.

Giả thiết $a = a' = 50$ mm, $h_0 = 500 - 40 = 460$ mm, $Z_a = h_0 - a' = 460 - 40 = 420$ mm

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3600/600 = 6$ mm.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 400/30 = 13.3$ mm.

Ta lấy $e_a = 14$ mm.

Chiều dài hình học $l = 3600$ mm.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3600 \times 0.7 = 2520$ mm.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2520}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

Tính toán cốt thép cột B tầng 7 theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Kí hiệu	M (T.m)	N (T)	$e_{01} = M/N$ (m)
1	-4.5	-20.15	0.283
2	-2.11	-24.18	0.09
3	4.98	-21.94	0.287

* Tính toán cho cặp 1

$$M = -4.5Tm = -45KNm,$$

$$N = -20.15T = -201.5KN$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{45}{-201.5} = 0.283m = 283mm$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 283mm$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 283 + 250 - 40 = 49.3mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{201.5}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.058m = 58mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299mm.$$

Như vậy: $x_1 < 2a'$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{N e - Z_a}{R_s Z_a} = \frac{20150 \times 49.3 - 42}{2800 \times 42} = 4.25cm^2$$

* Tính toán cho cặp 3

$$M = -4.98Tm = -49.8KNm,$$

$$N = 21.94T = 219.4KN.$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{49.8}{219.4} = 0.227m = 227mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 227mm$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 227 + 250 - 40 = 49.7mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{219.4}{11.5 \times 10^3 \times 0.3} = 0.063m = 63mm.$$

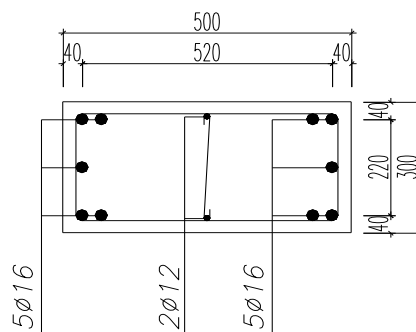
$$\xi_R h_0 = 0.65 \times 460 = 299mm.$$

Như vậy: $x_1 < 2a'$

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{N e - Z_a}{R_s Z_a} = \frac{21940 \times 49.7 - 42}{2800 \times 42} = 4.43cm^2$$

Vậy ta bố trí cốt thép cột theo.

Chọn: 5 Φ 16 có $A_s = 10.05cm^2$



5.3.7 Tính cốt đai cột:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0.25d_1) = (5; 0.25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\Phi 6$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc : $a_d \leq 10\Phi = 180mm$. chọn $a_d = 150mm$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

Hay $a_d \leq 15 \times 25 = 375 \text{ mm}$

$a_d \leq a_0 = 500 \text{ mm}$

chọn $a_d = 200 \text{ mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200 \text{ mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$(h; 15d) = (600, 15 \times 25) = (600, 375)$

(d: đường kính bé nhất của cốt dọc).

Do đó chọn cốt đai $\phi 6$ a100mm cho đầu và chân cột, $\phi 6$ a200mm cho giữa cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối 30d.

CHƯƠNG 6: TÍNH TOÁN CẦU THANG

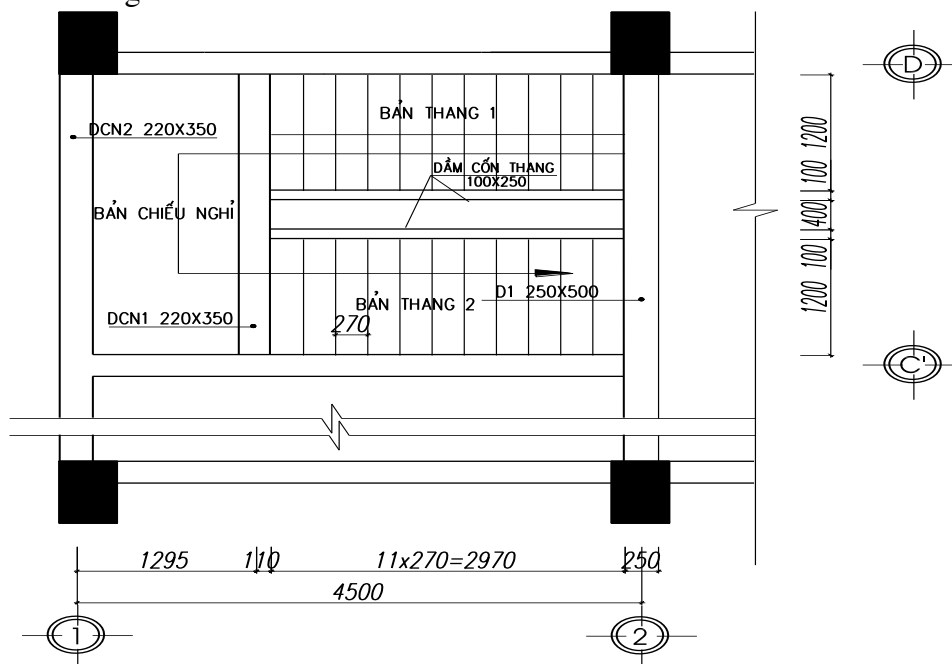
6.1. Số liệu tính toán

Bê tông thép sàn B20, có $R_b = 11.5 \text{ MPa}$.

Thép CI : $R_s = 225 \text{ MPa}$

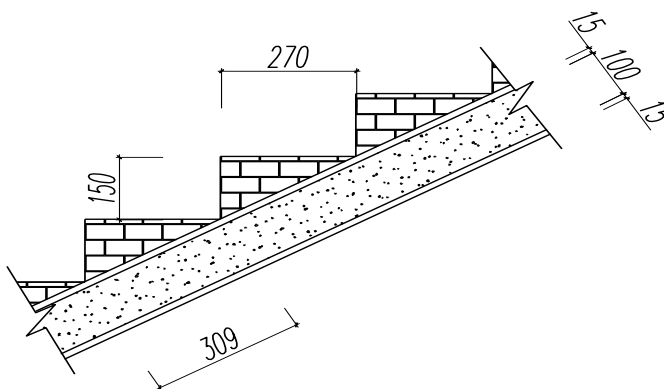
Thép CII: $R_s = 280 \text{ MPa}$

Ta có sơ đồ kết cấu thang nh- sau



Sơ bộ chọn bề dày bản thang 12 cm, dựa vào chiều cao tầng $H=3.6\text{m}$ và chiều dài $L=3.4\text{m}$ về thang ta chọn chiều cao bậc thang là $h=15\text{mm}$, rộng bậc thang $b=270\text{mm}$

- Diện tích dọc 1 bậc thang.



$$S = \frac{0,15 \times 0,27}{2} = 0,02025 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Chiều dày qui đổi của bậc gạch:

$$h = \frac{S}{0,309} = \frac{0,02025}{0,309} = 0,061 \text{ (m)}$$

- Chiều dày qui đổi của gạch lát bậc Granite:

$$h = \frac{S}{0,309} = \frac{0,02 \cdot (0,15 + 0,27)}{0,309} = 0,026 \text{ (m)}$$

- $\text{tg} \alpha = h/l = 1,8/3,24 = 0,6 \rightarrow \alpha = 29^{\circ}05'$

$$\Rightarrow \cos \alpha = 0,874, \sin \alpha = 0,486$$

6.2. Tính tải cầu thang:

Bảng tính tải cầu thang

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	kG/m ³		(kG/m ²)
Lát gạch Granite	26	2000	1.1	57.2
Vữa xi măng M75#	15	1800	1.3	35.1
Bạc gạch	61	1800	1.1	138.6
Bản BTCT	120	2500	1.1	330
Vữa trát trần	15	1800	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải thang				582.8

Bảng tĩnh tải chiều nghỉ

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	kG/m ³		(kG/m ²)
Lát gạch Granite	20	2000	1.1	44
Vữa xi măng M75#	15	1800	1.3	35.1
Bản BTCT	120	2500	1.1	330
Vữa trát trần	15	1800	1.3	35.1
Tổng tĩnh tải chiều nghỉ				444.2

6.3. Tính toán bản thang**6.3.1. Tải trọng**

Tĩnh tải tính toán: 582.8KG/m²

+ Hoạt tải tính toán: 360 KG/m²

$$\Rightarrow q = 582.8 + 360 = 942.8 \text{KG/m}^2$$

$\Rightarrow$ Tải trọng vuông góc với bản thang là (bỏ qua thành phần song song với bản thang):
 $q^t = 942.8 \times \cos \alpha = 898 \times 0.874 = 824.01 \text{ (kg/m}^2\text{)}$

6.3.2. Tính toán nội lực và cốt thép cho bản thang

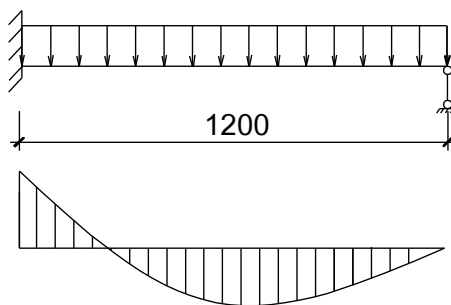
Bản thang theo phương cạnh dài được kê nên dầm chiều tới và dầm chiều nghỉ, theo phương cạnh ngắn được kê nên tường và cột thang

Bản thang có kích thước: $l_1 \times l_2 = 1,2 \times 3,4 \text{ (m)}$

$$\text{- Xét tỉ số: } \frac{l_2}{l_1} = \frac{3,4}{1,2} = 2,7 > 2$$

$\Rightarrow$ tính theo bản loại dầm, cắt theo hướng cạnh ngắn một dãy có bề rộng $b=1 \text{ (m)}$

* Sơ đồ tính



$$M_{\max} = M_{\text{gối}} = \frac{q_u \cdot l_2^2}{11} = \frac{824.01 \times 1.2^2}{11} = 89.9 \text{ (Kgm)}$$

* Tính toán cốt thép

+ Tính thép cho nhịp và gối cạnh ngắn

Chọn $a = 1.5\text{cm}$, $\Rightarrow h_o = \delta - a = 12 - 1.5 = 10.5\text{ (cm)}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{8990}{115.100.10,5^2} = 0,0056 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5. 1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5. 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,056} = 0,97$$

Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{5180}{2250 \times 0.97 \times 10.5} = 0.39\text{ (cm}^2\text{)}.$$

Dùng thép $\phi 6$ có $a_s = 0,283\text{cm}^2$

$$\text{Khoảng cách : } a = \frac{b \cdot a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0,283}{0.39} = 74.5\text{ cm t}$$

$\Rightarrow$ Chọn $\phi 6$ a200 bố trí cho lớp dưới của bản heo phương cạnh ngắn.

$$\text{Tỷ lệ cốt thép : } \mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_o} \cdot 100\% = \frac{1.41}{100 \times 8.5} \cdot 100\% = 0,17\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

+ *Tính thép cho nhịp và gối cạnh dài*

Chọn cốt thép cấu tạo $\phi 6$ a200

6.4. Tính toán bản chiếu nghỉ

Kích thước $b \times l = 1500 \times 3200\text{mm}$

Nhịp tính toán:

$$l_{t1} = l_0 = 1.295 - 0.22 = 1.075\text{ m}$$

$$l_{t2} = l_0 = 3.2 - 0.22 = 2.98\text{ m}$$

$$r = \frac{l_{t2}}{l_{t1}} = \frac{2.98}{1.28} = 2.33 > 2 \text{ nên chiếu tới và chiếu tới tính như bản kê 2 cạnh}$$

6.4.1. Tải trọng

+ Tĩnh tải tính toán: 444.2 KG/m^2

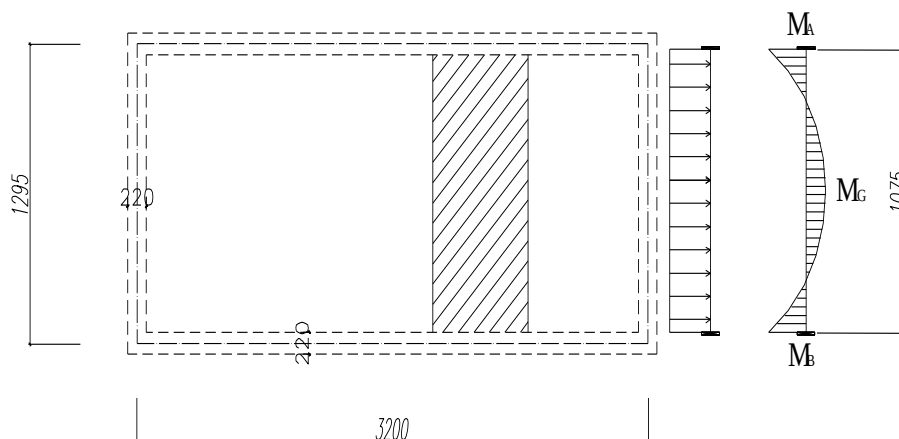
+ Hoạt tải tính toán: 360 KG/m^2

$$\Rightarrow q = 444.2 + 360 = 804.2\text{ KG/m}^2$$

6.4.2. Tính toán nội lực

Bản chiếu nghỉ có 3 cạnh kê lên dầm và 1 cạnh của ô bản kê lên tường nên bản 3 cạnh ngàm và 1 cạnh tự do.

Cắt dải bề rộng 1m vuông góc với phương cạnh dài



:

$$\text{Mômen lớn nhất tại ngàm : } M_A = M_B = \frac{q l^2}{16} = \frac{804.2 \times 1.075^2}{16} = 58.1\text{ (Kgm)}$$

$$\text{Mômen giữa nhịp : } M_G = \frac{q l^2}{24} = \frac{804.2 \times 1.075^2}{24} = 38.7\text{ (Kgm)}$$

6.4.3. Tính thép cho nhịp và gối cạnh ngắn

+ *Tính thép cho nhịp và gối cạnh ngắn*

Chọn $a = 1.5\text{cm}$, $\Rightarrow h_0 = \delta - a = 12 - 1.5 = 10.5\text{ (cm)}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{5810}{115.100.10,5^2} = 0,004 < \alpha_{pl} = 0.3$$

$$\zeta = 0,5. 1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 0,5. 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,004} = 0,998$$

Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{5810}{2250 \times 0.998 \times 10.5} = 0.25\text{ (cm}^2\text{)}.$$

Dùng thép $\phi 6$ có $a_s = 0,283\text{cm}^2$

$$\text{Khoảng cách : } a = \frac{b \cdot a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0,283}{0.35} = 80.1\text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Chọn $\phi 6$ a200 bố trí cho lớp dưới của bản heo phương cạnh ngắn.

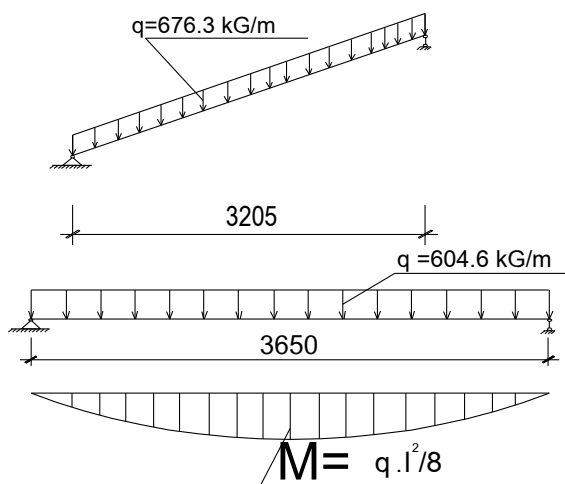
$$\text{Tỷ lệ cốt thép : } \mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1.41}{100 \times 8.5} \cdot 100\% = 0,17\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

+ *Tính thép cho nhịp và gối cạnh dài*

Chọn cốt thép cấu tạo $\phi 6$ a200

6.5. Tính toán cốn thang (tiết diện 100x250)

Sơ đồ tính là dầm đơn giản kê trên hai gối tựa là dầm chiếu nghỉ và dầm chiếu tới



6.5.1. Tải trọng tính toán:

Tải trọng tác dụng.

+ Trọng lượng bản thân cốn thang :

$$q_1 = 1,1 \times 0,1 \times 0,25 \times 2500 = 68,75\text{ kG/m}$$

+ Tải trọng từ bản thang truyền vào:

$$q_2 = \frac{q_b \cdot l_b}{2} = \frac{942.8 \times 1.2}{2} = 538.8\text{ kG/m}$$

+ Tải trọng do lan can, tay vịn:

$$q_3 = 1,1 \times 50 = 55\text{ kG/m}$$

+ Tổng tải trọng tác dụng lên cốn thang:

$$q = 68,75 + 538.8 + 55 = 662,6\text{ kG/m.}$$

$\Rightarrow$ Tải trọng vuông góc với bản thang là (bỏ qua thành phần song song với bản):

$$q = q \cdot \cos \alpha = 662.6 \times 0.874 = 604.6\text{ kG/m.}$$

6.5.2. Xác định nội lực

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{604.6 \times 3.65^2}{8} = 1227.4\text{ kGm}$$

- Giá trị lực cắt lớn nhất:

$$Q_{\max} = \frac{q \times l}{2} = \frac{604.6 \times 3.65}{2} = 1218.3 \text{ kg}$$

6.5.3. Tính toán cốt thép

- Giả thiết $a = 2.5 \text{ cm}$, $h_o = h - a = 25 - 2.5 = 22.5 \text{ cm}$

- Ta có: $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{122740}{115 \times 100 \times 22.5^2} = 0.31 < \alpha_R = 0.593$

$$\zeta = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.31} = 0.81 \rightarrow$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = \frac{122740}{2800 \times 0.81 \times 22.5} = 1.97 \text{ cm}^2$$

-> Chọn thép 1Ø16 có $A_s = 2.011 \text{ (cm}^2\text{)}$.

- Kiểm tra: $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_o} = \frac{2.011}{10 \times 27.5} \cdot 100\% = 0.73\% > \mu_{\min} = 0.05\%$

- Cốt thép cấu tạo chọn 1Ø14 có $A_s = 1.54 \text{ (cm}^2\text{)}$.

+. Tính cốt đai

$$Q_{\max} = 1218.3 \text{ Kg}$$

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông: (bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trục nên $\varphi_n = 0$; $\varphi_f = 0$ vì tiết diện là hình chữ nhật).

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0.6 \times (1 + 0 + 0) \times 10.5 \times 10 \times 22.5 = 1732.5 \text{ (kG)}$$

-> $Q_{\max} = 1218.3 \text{ (kG)} < Q_{b \min} = 1732.5 \text{ (kG)}$

-> Bê tông đủ chịu lực cắt, không cần phải tính cốt đai chịu lực cắt, chỉ cần chọn cốt đai theo cấu tạo.

- Bố trí cốt đai đoạn gần gối tựa:

$$h = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow s = \min(h/2 = 150 \text{ mm}; 150 \text{ mm}) \Rightarrow \text{chọn } s = 150 \text{ mm}.$$

- Chọn cốt đai Ø6 a200

- Kiểm tra điều kiện c-ờng độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính:

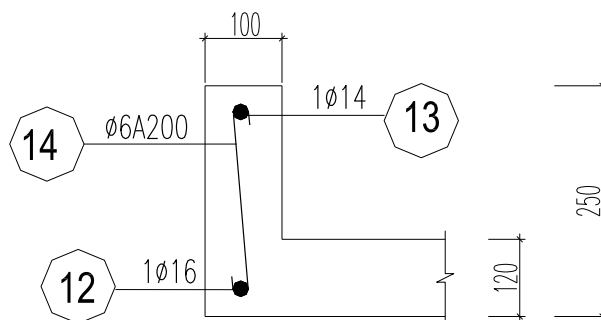
$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$$

$$+ \varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n \cdot a_{sw}}{b s} = 1 + 5 \times \frac{2.1 \times 10^5}{3 \times 10^4} \times \frac{1 \times 0.283}{10 \times 15} = 1.0667 < 1.3.$$

$$+ \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \times 14.5 = 0.855$$

-> $0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0.3 \times 1.0667 \times 0.855 \times 115 \times 10 \times 22.5 = 9872.99 \text{ (kG)}$

Ta thấy $Q_{\max} = 1218.3 \text{ (KG)} < 0.3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 9872.99 \text{ (kG)}$, nên dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.



6.6. Tính toán dầm chiếu nghỉ (tiết diện 220x350)

- Chiều dài dầm: $l = 3 \text{ m}$

6.6.1. Tải trọng tác dụng:

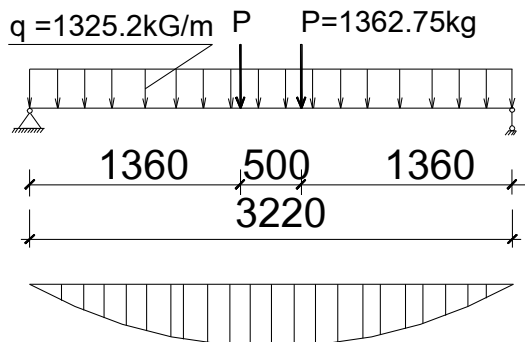
- Do trọng lượng bản thân dầm:

$$g_1 = n \cdot b \cdot h \cdot R = 1 \cdot 1 \times 0.22 \times 0.35 \times 2500 = 201.7 \text{ kG/m}.$$

- Do tải trọng bản chiếu nghỉ truyền vào d-ới dạng phân bố đều:
 $g_2 = ql/2 = 749 \times 3/2 = 1123.5 \text{ kg/m}$
- > Tổng tải trọng phân bố: $q = g_1 + g_2 = 201.7 + 1123.5 = 1325.2 \text{ kG/m}$.
- Tải trọng tập trung do phản lực của cốt thang:
 $P = q_{ct} \cdot l_{ct}/2 = 676.3 \times 4.03/2 = 1362.75 \text{ kg}$

6.6.2 Xác định nội lực:

- Sơ đồ tính là dầm đơn giản:



- Nội lực do tải trọng phân bố đều $q = 1325.2 \text{ Kg/m}$

$$M_1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1325.2 \times 3.22^2}{8} = 1490.85 \text{ Kgm}$$

$$Q_1 = \frac{q \times l}{2} = \frac{1325.2 \times 3.22}{2} = 1987.8 \text{ kG}.$$

- Nội lực do lực tập trung $P = 1362.75 \text{ kG}$.

$$M_2 = P \times l' = 1362.75 \times 1.36 = 1703.44 \text{ kGm}$$

$$Q_2 = 1362.75 \text{ kG}.$$

- Lực tổng cộng :

$$M = M_1 + M_2 = 1490.85 + 1703.44 = 3194.3 \text{ kGm}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 1987.8 + 1362.75 = 3350.6 \text{ kg}$$

6.6.3 Tính toán cốt thép cho dầm chiếu nghỉ:

- Giả thiết $a = 2.5 \text{ cm}$, $h_0 = h - a = 35 - 2.5 = 32.5 \text{ cm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{319430}{115 \times 22 \times 32.5^2} = 0.095 < \alpha_R = 0.593$$

$$\zeta = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.5 \cdot 1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.095} = 0.95 \rightarrow$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{319430}{2800 \times 0.95 \times 32.5} = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Kiểm tra: } \mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} = \frac{3.69}{22 \times 32.5} \cdot 100\% = 0.52\%$$

-> Chọn thép **2Ø16** có $A_s = 4.02 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Chọn 2 thanh **Ø14** theo cấu tạo để chịu mômen âm.

6.6.4. Tính cốt đai chịu lực cắt.

- Giá trị lực cắt lớn nhất: $Q_{\max} = 3350.6 \text{ kG}$.

- Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông : (bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc trục nên $\varphi_n = 0$; $\varphi_f = 0$ vì tiết diện là hình chữ nhật).

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \times (1 + 0 + 0) \times 10.5 \times 22 \times 32.5 = 4504.5 \text{ kG}$$

$$\rightarrow Q_{\max} = 3350.6 \text{ (kG)} < Q_{b \min} = 4504.5 \text{ (kG)}.$$

-> Bê tông đủ chịu lực cắt, không cần phải tính cốt đai chịu lực cắt, chỉ cần chọn cốt đai theo cấu tạo.

- Bố trí cốt đai đoạn gần gối tựa:

$$h=35 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow s = \min(h/2=175\text{mm}; 150\text{mm}) \Rightarrow \text{chọn } s=150\text{mm}.$$

-> Chọn $\varnothing 6$ a150

- Kiểm tra điều kiện c- ờng độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$$

$$+ \varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n \cdot a_{sw}}{bs} = 1 + 5 \times \frac{2,1 \times 10^5}{3 \times 10^4} \times \frac{2 \times 0,283}{22 \times 15} = 1,0667 < 1,3.$$

$$+ \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \times 14,5 = 0,855$$

$$\rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \times 1,0667 \times 0,855 \times 115 \times 22 \times 32,5 = 28366,3 \text{ (kG)}$$

Ta thấy $Q_{\max} = 3350,6 \text{ (kG)} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 28366,3 \text{ (kG)}$, nên dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

CHƯƠNG 7: TÍNH TOÁN NỀN VÀ MÓNG

7.1. Số liệu địa chất.

- Theo " Báo cáo kết quả khảo sát địa chất công trình Chung cư Vĩnh Tân giai đoạn phục vụ thiết kế kỹ thuật: Khu đất xây dựng tương đối bằng phẳng, rộng rãi, nếu giả thiết cao độ đường vào là 0,0m thì cao độ miệng các hố khoan cũng là 0,0m.

- Được khảo sát bằng khoan thăm dò 3 hố, lấy 20 mẫu đất thí nghiệm xác định chỉ tiêu cơ lý và thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) trong các hố khoan 26 lượt.

- Từ trên xuống dưới gồm các lớp đất có chiều dày ít thay đổi trong mặt bằng. Với hố khoan K2:

+ Lớp 1: Đất lấp dày trung bình 0.8 (m).

+ Lớp 2: Sét pha dẻo mềm dày trung bình 6 (m).

+ Lớp 3: : Sét pha - Sét dẻo cứng đến nửa cứng vào lớp đất này 6,8m

+ Lớp 4: Cát nhỏ, chặt vừa dày 6,5m

+ Lớp 5 Cát hạt trung chặt vừa rất sâu

+ Mực nước ngầm gặp ở độ sâu trung bình 3 (m) so với mặt đất tự nhiên.

- Chỉ tiêu cơ học, vật lý của các lớp đất như trong bảng.

Bảng chỉ tiêu cơ lý và kết quả thí nghiệm hiện trường các lớp đất như trong bảng.

Lớp đất	Tên đất	γ kN/m ³	γ_s kN/m ³	W (%)	W_{nh} (%)	W_d (%)	φ^0	c Kg/cm ²	E _o (MPa)	q _c (MPa)	N30
1	Đất lấp	17,0	-	-	-	-	6	-	-	-	-
2	Sét pha dẻo mềm	18,9	27	28	32,6	22,5	10	14,7	64.2	0.56	7
3	Sét pha dẻo cứng đến nửa cứng	19,1	27,1	24,7	32,8	21,6	12	23,5	10.12	2.9	14
4	Cát hạt nhỏ chặt vừa.	18,6		16,8			33			7,5	22
5	Cát hạt trung, chặt vừa	19,6					36		24	18,5	40

7.2. Đánh giá điều kiện địa chất công trình.

7.2.1. Địa chất công trình:

Để tiến hành lựa chọn giải pháp nền móng và độ sâu chôn móng cần phải đánh giá tính chất xây dựng của các lớp đất.

a. *Lớp 1*: Đất lấp có chiều dày trung bình 0,8 (m), không đủ khả năng chịu lực để làm nền móng cho công trình, phải bóc qua lớp này và phải đặt móng vào lớp dưới đủ khả năng chịu lực. Do mực nước ngầm ở dưới nên không cần kể đến hiện tượng đẩy nổi.

b. *Lớp 2* : Sét pha dẻo mềm có chiều dày trung bình là 6 m, có :

- Độ sệt :

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} = \frac{28 - 22,5}{32,6 - 22,5} = 0,54$$

Ta thấy: $0,5 < I_L < 0,75 \Rightarrow$ nền đất ở lớp 2 này ở trạng thái dẻo mềm

có mô đun biến dạng $5000 \text{ (kPa)} < E = 6420 < 10000 \text{ (kPa)}$ là đất trung bình.

- Hệ số rỗng:

$$e = \frac{\gamma_s (1 + 0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{27.(1 + 0,01.28)}{18,9} - 1 = 0,83$$

Do lớp đất này có một phần nằm dưới mực nước ngầm nên phải kể đến trọng lượng riêng đẩy nổi:

- Trọng lượng riêng đẩy nổi:

$$\gamma_{dn2} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0,83} = 9,29(kN / m^3)$$

Trong đó: $\gamma_n = 10 (kN/m^3)$

c. Lớp 3: Sét pha dẻo cứng đến nửa cứng dày 8,3m

- Độ sệt:

$$B = \frac{W - W_d}{W_{nh} - W_d} = \frac{24,7 - 21,6}{32,8 - 21,6} = 0,277$$

Ta thấy: $0,25 < I_L < 0,5 \Rightarrow$ nền đất ở lớp 2 này ở trạng thái dẻo cứng.

mô đun biến dạng $10000(kPa) < E = 10120 < 12000 (kPa)$ là đất tương đối tốt.

- Hệ số rỗng: $e = \frac{\gamma_s(1+0,01.W)}{\gamma} - 1 = \frac{27,1.(1+0,01.24,7)}{19,1} - 1 = 0,77$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi:

$$\gamma_{dn5} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1 + e} = \frac{27,1 - 10}{1 + 0,77} = 9,661(kN / m^3)$$

d. Lớp 4: lớp cát hạt nhỏ chặt vừa có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q_c (MPa)	N
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				
5	10.5	30.5	30	12	10	2	16.8	26.4	7.5	22

Là lớp đất có chiều dày 6.8m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

+ Thấy rằng $d_{\geq 0.1}$ chiếm $76\% > 75\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt nhỏ.

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 7.5 \text{ MPa} = 7500 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái chặt vừa $\rightarrow \varphi = 33^\circ$,
 $e_0 = 0.65$

+ Dung trọng tự nhiên: $\gamma = \frac{\gamma_n(1+W)}{e_0 + 1} = \frac{26.4 \times 1 \times (1 + 0.168)}{0.65 + 1} = 18.6 \text{ KN/m}^3$.

+ Mô đun biến dạng: ta có $q_c = 7.5 \text{ MPa} = 7500 \text{ KN/m}^2$.

$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2 \times 7500 = 15000 \text{ KN/m}^2$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có cường độ chịu tải không cao, hệ số rỗng và sức kháng xuyên trung bình, mô đun đàn hồi khá nhỏ. Chỉ là lớp tạo ma sát và cho cọc xuyên qua.

e. 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	40

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:

$$e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.63 \times 1 \times (1 + 0.136)}{1.96} - 1 = 0.501$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1 + e} = \frac{26.3 - 10}{1 + 0.501} = 10.86 \text{ KN/m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 18.5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$

⇒ Đất ở trạng thái chặt.

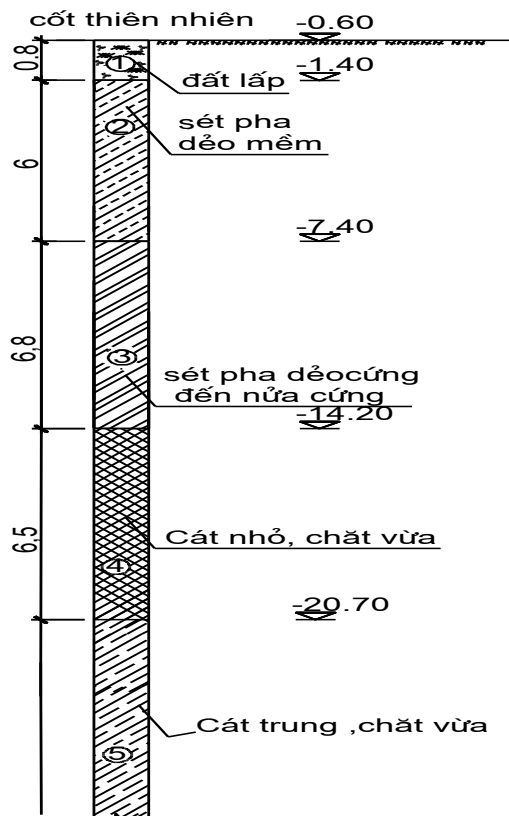
+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 18.5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2 \times 18500 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

• **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.

7.2.2. Điều kiện địa chất thủy văn:

Mực nước ngầm ở sâu -3m so với mặt đất tự nhiên, bố trí đài móng nằm trên mực nước ngầm.



7.3. Lựa chọn phương án móng:

- Các lớp đất ở phần trên như lớp 1 (đất lấp), 2 (Sét pha dẻo mềm), Lớp 3 (Sét pha dẻo cứng đến nửa cứng) là lớp đất khá tốt. Lớp 4 cũng là lớp đất tương đối tốt. Lớp 5 (cát trung) là lớp đất rất tốt rất hợp với việc đặt mũi cọc.

- Với quy mô và tải trọng công trình như trên giải pháp móng sâu (móng cọc) là hợp lý hơn cả. Mũi cọc sẽ được ngầm vào lớp 5. Chiều dài tự do của cọc lớn vì vậy việc tăng chiều sâu hạ cọc làm giảm tổng khối lượng của cọc, của đài và vì thế làm giảm giá thành chung của móng → sẽ có lợi hơn là dùng nhiều cọc ngắn. Chiều sâu cọc lợi nhất có thể xác định từ điều kiện cân bằng sức chịu tải của cọc tính theo cường độ vật liệu cọc và tính theo cường độ đất nền.

- Theo các điều kiện địa chất ở trên và khả năng thi công hiện nay ta có thể sử dụng phương án móng cọc nhồi hoặc móng cọc ép, móng cọc đóng. Tuy nhiên vì công trình chịu tải trọng ngang lớn do đó cần dùng tiết diện cọc lớn để tăng độ cứng ngang của móng (làm giảm chuyển vị ngang).

+. Cọc ép:

- Nếu dùng móng cọc ép (ép trước) có thể cho cọc đặt vào lớp đất 5, việc hạ cọc sẽ gặp khó khăn khi cần phải xuyên vào sét 2, 3, 4 có chiều sâu lớn, có thể phải khoan dẫn.

- Cọc ép trước có ưu điểm là giá thành rẻ, thích hợp với điều kiện xây chen, không gây chấn động đến các công trình xung quanh. Dễ kiểm tra, chất lượng của từng đoạn cọc được thử dưới lực ép. Xác định được sức chịu tải của cọc ép qua lực ép cuối cùng.

- Nhược điểm của cọc ép trước là kích thước và sức chịu tải của cọc bị hạn chế do tiết diện cọc, chiều dài cọc không có khả năng mở rộng và phát triển do thiết bị thi công cọc bị hạn chế hơn so với các công nghệ khác, thời gian thi công kéo dài. Với quy mô của công trình sẽ gặp không ít khó khăn.

+ **Cọc đóng:** Nếu dùng móng cọc đóng có thể cho cọc đặt vào lớp đất 5.

- Ưu điểm : giá thành rẻ, thích hợp với điều kiện ở nơi trống trải. Dễ kiểm tra, chất lượng của từng đoạn cọc.

- Nhược điểm : kích thước cọc lớn, số lượng cọc nhiều, gây chấn động đến các công trình xung quanh.

+ **Cọc nhồi:**

Cọc nhồi có các ưu, nhược điểm sau (theo: ‘Nền và móng các công trình DD và CN’ GS.TS Nguyễn Văn Quảng; ‘Thi công cọc khoan nhồi’ PGS.TS Nguyễn Bá Kế):

- Ưu điểm của cọc khoan nhồi là có thể đạt đến chiều sâu hàng trăm mét (không hạn chế như cọc ép, cọc đóng), do đó phát huy được triệt để đường kính cọc và chiều dài cọc. Có khả năng tiếp thu tải trọng lớn. Có khả năng xuyên qua các lớp đất cứng. Đường kính cọc lớn làm tăng độ cứng ngang của công trình. Cọc nhồi khắc phục được các nhược điểm như tiếng ồn, chấn động ảnh hưởng đến công trình xung quanh; Chịu được tải trọng lớn ít làm rung động nền đất, mặt khác công trình có chiều cao khá lớn (32,4m) nên nó cũng giúp cho công trình giữ ổn định rất tốt.

- Nhược điểm:

+ Giá thành móng cọc khoan nhồi tương đối cao.

+ Công nghệ thi công cọc đòi hỏi kỹ thuật cao, các chuyên gia có kinh nghiệm.

+ Biện pháp kiểm tra chất lượng bê tông cọc thường phức tạp, tốn kém. Khi xuyên qua các vùng có hang hốc Kas-tơ hoặc đá nê phải dùng ống chống để lại sau khi đổ bê tông, do đó giá thành sẽ đắt.

+ Ma sát bên thân cọc có phần giảm đi đáng kể so với cọc đóng và cọc ép do công nghệ khoan tạo lỗ.

+ Chất lượng cọc chịu ảnh hưởng nhiều của quá trình thi công cọc.

+ Khi thi công công trình kém sạch sẽ khô ráo.

=> **Kết luận:**

Căn cứ vào đặc điểm công trình, tải trọng tác dụng lên công trình, điều kiện địa chất công trình và vị trí xây dựng công trình, dựa vào các phân tích trên, em quyết định chọn phương án ép cọc BTCT để thiết kế nền móng cho công trình.

7.4. Sơ bộ kích thước cọc đài cọc:

Dùng cọc BTCT chế tạo sẵn tiết diện 30x30cm

***Chọn vật liệu làm cọc:**

- Bê tông mác B25, $R_b = 14,5 \text{ MPa}$.

- Cốt thép chịu lực nhóm CII có $R_s = 280 \text{ MPa}$

- Cốt đai nhóm CI có $R_s = 225 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

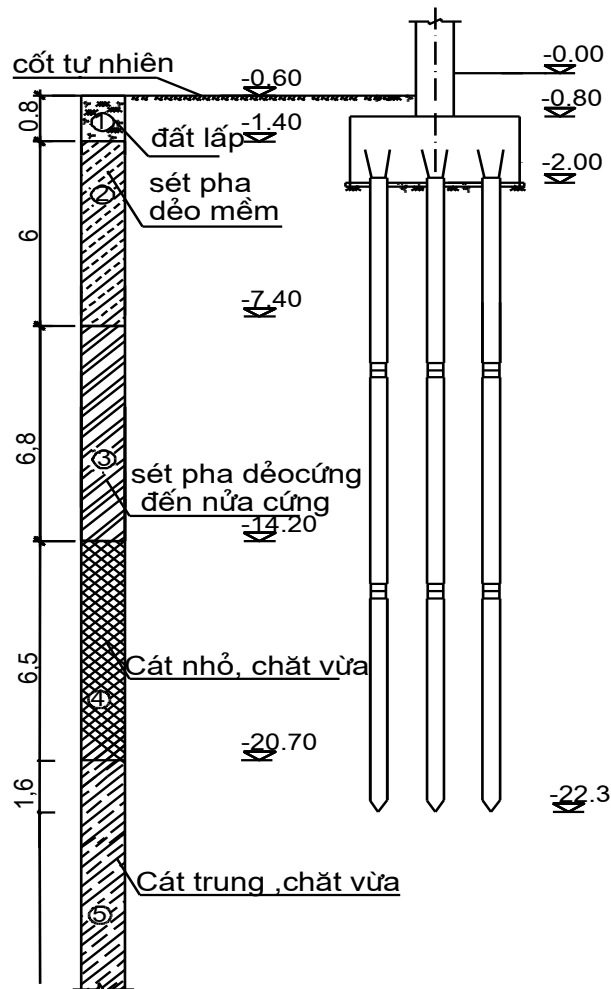
+ Hàm lượng cốt thép $\mu \geq 1\%$.

- Sơ bộ chọn các kích thước:

chiều cao đài móng là $h_d = 1,2 \text{ m}$; cos đỉnh đài -0,8m, đáy đài được đặt ở cos -2 (m) so với cốt 0.00

+ Chân cọc cắm sâu ở cốt -22,3m vào lớp đất thứ 5 một khoảng: 1,65m

- Chiều dài cọc: $l = 22,35 - (-2,0) = 24,35 \text{ m}$. Ta chia cọc ra làm 3 đoạn mỗi đoạn dài 7m. Để nối hai đoạn cọc với nhau ta dùng phương pháp hàn hai đầu cọc lại với nhau bằng các tấm thép. Để nối cọc bằng biện pháp hàn, người ta hàn sẵn các bản thép vào thép dọc của cọc.



7.5 Xác định sức chịu tải của cọc.

7.5.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc.

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc được xác định theo công thức:

$$P_v = \varphi \cdot (R_b F_b + R_s A_s)$$

Trong đó :

$\varphi = 1$: hệ số uốn dọc với móng cọc dài thấp không xuyên qua bùn, than bùn.

R_b : Cường độ chịu nén tính toán của bê tông cọc, với bê tông mác B25 có

$$R_b = 145 \text{ kG/cm}^2$$

R_s : Cường độ chịu nén tính toán của cốt thép, với cốt thép nhóm CII có

$$R_s = 2800 \text{ kG/cm}^2$$

F_b : Diện tích tiết diện của bê tông $F_b = 30.30 = 900 \text{ (cm}^2\text{)}$

A_s : Diện tích tiết diện của cốt thép dọc $A_s = 10,18 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$P_v = 1 \cdot (145 \cdot 900 + 2800 \cdot 10,18) = 159004 \text{ (kG)} = 1590 \text{ (kN)}$$

7.5.2 Sức chịu tải của cọc theo đất nền

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

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

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

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

Q_c : Lực kháng mũi cọc. $Q_c = \alpha_2 \cdot R \cdot F$

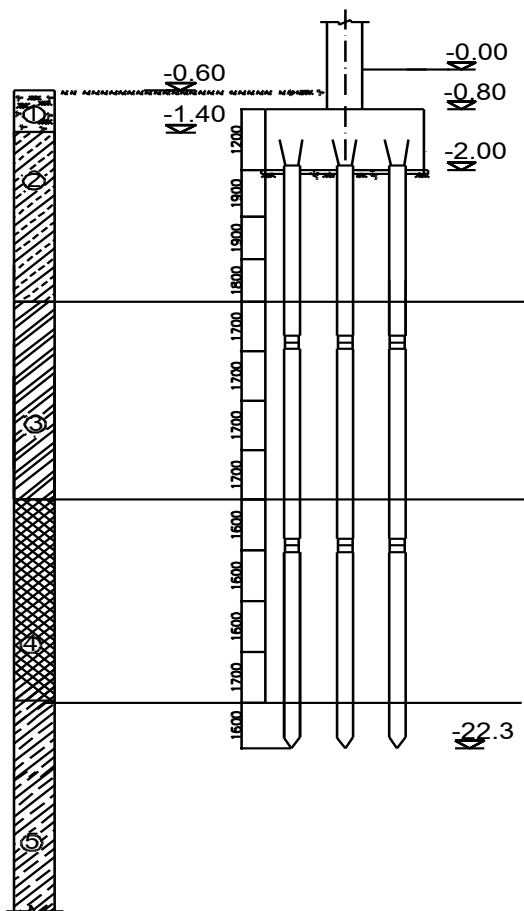
Trong đó: α_1, α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất với cọc vuông, hạ bằng phương pháp ép nên $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$.

$F = 0,3.0,3 = 0,09 \text{ m}^2$, u_i : Chu vi cọc. $u_i = 1,2 \text{ m}$.

R : Sức kháng giới hạn của đất ở mũi cọc. Với $H_m = 22,3 \text{ m}$, mũi cọc đặt ở lớp cát trung, chặt vừa $\Rightarrow$ tra bảng được $R=3119\text{Kpa}=3119\text{KN/m}^2$.

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

Lớp đất	Loại đất	h_i (m)	l_i (m)	τ_i (T/m^2)
2	Sét pha, dẻo mềm	2.1	1.9	24.2
		4	1.9	26.5
		5.8	1.8	28.64
3	Sét pha, dẻo cứng đến nửa cứng	7.5	1.7	31.2
		9.2	1.7	33.26
		10.9	1.7	35.7
		12.6	1.7	38.92
4	Cát hạt nhỏ, trạng thái chặt vừa	14.2	1.6	41.1
		15.8	1.6	44.3
		17.4	1.6	47.43
		19.1	1.7	50.2
5	Cát trung, chặt vừa	20.8	1.6	52,65



$$P_{gh} = 1[1,9(24,2+26,5)+28,64.1,8+1,7(31,2+33,26+35,7+38,92)+1,6(41,1+44,3+47,43) \\ 50,2.1,7+52,65.1,5] + 3119.0,3.0,3 = 996,38 \text{ KN}$$

+

$$\rightarrow P_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{996,38}{1,4} = 711,7 \text{ KN}$$

7.5.3. 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_i : 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 $2.5 \div 3$.

$$P = \{400 \times 40 \times 0.3 \times 0.3 + [(0.3 \times 4) \times 2(6 \times 7 + 6,8 \times 14 + 6,5 \times 22 + 1,7 \times 40)]\} / 2.5$$

$$= 725,1 \text{ KN}$$

7.5.4. 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 $2 \div 3$.

$$P = \{0.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 12 \times 10^3 + (0.3 \times 4) [6 \times \frac{0.56 \times 10^3}{50} + 6,8 \times \frac{0.21 \times 10^3}{70} + 6,5 \times \frac{7,5 \times 10^3}{100} + 1,7 \times \frac{12 \times 10^3}{150}]\} / 2$$

$$\Rightarrow P = 835,61 \text{ KN}$$

Vậy chọn sức chịu tải của cọc là: $P_c = \min\{P_i\} = 700 \text{ KN} = 70 \text{ T}$

7.6. Thiết kế móng M1

7.6.1. Tải trọng tác dụng:

Cột 7A có tiết diện (300 x 500)mm có cốt trong nhà $\pm 0,00$ cao hơn cốt ngoài nhà 0,6m. Cốt ngoài nhà - 0,6m chính là cốt thiên nhiên.

- Tải trọng tính toán lấy ở chân cột trục 7A lấy từ bảng tổ hợp nội lực, ta dùng cặp có lực dọc lớn nhất để tính theo trạng thái thứ 2.

Cột trục	Tiết diện cột (cm)	Nội lực tính toán			
		N^{tt} (kN)		Q^{tt} (kN)	M^{tt} (kN.m)
7A	30x50	2018,6		45.32	101,4

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:

$$F_{qr} = (A_1 + 2L \tan \alpha) \cdot (B_1 + 2L \tan \alpha)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \text{ với } \alpha_{tb} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{6 \times 10^\circ + 6,8 \times 12^\circ + 6,5 \times 33^\circ + 1,7 \times 36^\circ}{5,9 + 6,8 + 6,5 + 1,7} = 20,89^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{20,89}{4} = 5,23^\circ$$

$$A_1 = 1,8\text{m}; B_1 = 2,2\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 20,2 m

$$F_{qr} = (1,8 + 2 \times 20,2 \times \tan 5,23^\circ) \cdot (2,2 + 2 \times 20,2 \times \tan 5,23^\circ) = 5,5 \times 5,9 = 32,45\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5,9 \times 5,5^2}{6} = 37,9\text{m}^3$$

Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{qr} \cdot h_d \cdot \gamma_{tb} = 32,45 \times 1,2 \times 20 = 878,8\text{KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (L_{qr} \cdot B_{qr} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (5,5 \times 5,9 - 0,09 \times 7) \times 21 \times 20 = 9538,27\text{KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0,09 \times 7 \times 21 \times 25 = 346,28\text{KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tt} = N_1 + N_2 + q_c = 878,8 + 9538,27 + 346,28 = 10763,35\text{KN}$$

$$M^{tt} = 175,78\text{KNm}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{10763,35}{32,45} + \frac{175,78}{37,9} = 446,58\text{KN/m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} - \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{10763,35}{32,45} - \frac{175,78}{37,9} = 427,42\text{KN/m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{446,58 + 427,42}{2} = 434,5\text{KN/m}^2$$

* 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:

$$\alpha = L/B = 6,5/6,1 \approx 1,1$$

$$\alpha_1 = 1 - 0,2/\alpha = 1 - 0,2/1,1 = 0,78$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0,2/\alpha = 1 + 0,2/1,1 = 1,22$$

$$\varphi = 36^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77,2; N_q = 65,34,1; N_c = 80,54$$

$$\gamma: \text{dung trọng của đất tại đáy móng} = 19,6\text{KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17\text{KN/m}^3$$

h: khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên = 21,8m

c: lực dính của đất tại đáy móng quy ước (lớp 5) (c = 0)

$$P_{gh} = 0.5 \times 0.78 \times 77.2 \times 6.5 \times 19.6 + 1 \times 65.34 \times 17 \times 21.8 + 0 = 24544,76 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{24544,76}{3} = 8181,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 434,5 \text{ KN/m}^2 < [P] = 8181,59 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = 434,5 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 9817,9 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.6.7. Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ứng suất bản thân dưới đáy khối móng quy ước

$$\sigma^{bt} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 18,9.6 + 19,1.6,8 + 18,6.6,5 + 19,6.1,5 = 336,7 \text{ KN/m}^2$$

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_z^{gl} = \sigma^{tc} - \sigma^{bt} = 434,5 - 336,7 = 97,8 \text{ KN/m}^2$$

Độ lún của móng cọc được tính gần đúng như sau:

$$S = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \cdot b \cdot \omega \cdot p_{gl}$$

$$\text{Với } L_m/B_m = 5,9/5,5 = 1,07 \Rightarrow \omega = 0,948$$

$$\Rightarrow S = \frac{1 - 0,25^2}{1500} \cdot 5,5 \cdot 0,948 \cdot 97,8 = 0,32 \text{ cm} < S = 8 \text{ cm}$$

KL: vậy công trình thỏa mãn điều kiện về độ lún.

7.6.8. Tính toán cọc.

7.6.8.1. Khi vận chuyển cọc:

Tải trọng phân bố là tải trọng bản thân cọc:

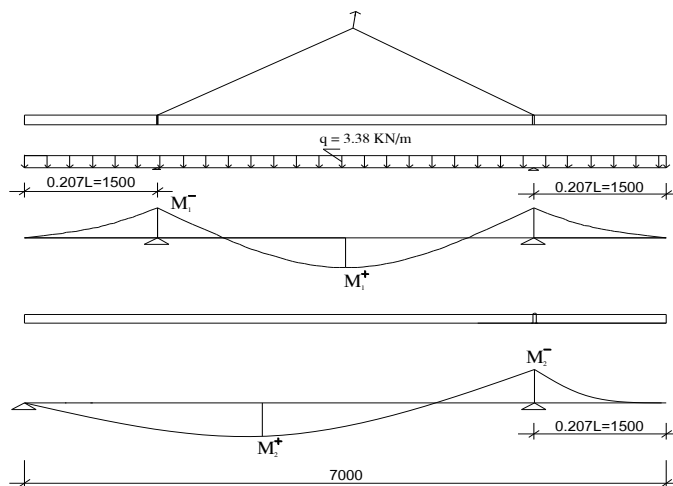
$$q = \gamma \cdot F \cdot n = 25 \times 0.09 \times 1.5 = 3.38 \text{ KN/m}$$

Trong đó: n = 1.5 - là hệ số động.

Chọn giá trị a để:

$$M_1^+ = M_1^- = \frac{qa^2}{2} = \frac{3.38 \times 1.5^2}{2} = 3.8 \text{ KNm}$$

$$\text{Với } a = 0.207l = 0.207 \times 7 = 1.5 \text{ m}$$



7.6.8.2. Khi cọc đeo trên giá:

$$M_2^+ = M_2^- = \frac{qa^2}{2} = \frac{3.38 \times 1.5^2}{2} = 3.8 \text{KNm}$$

Với $a=0.207l=0.207 \times 7=1.5\text{m}$

Chọn lớp bảo vệ $a=3\text{cm}$. Chiều cao làm việc của cốt thép trong cọc là:

$$h_0 = 30 - 3 = 27\text{cm}.$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{0.9h_0R_s} = \frac{3.8}{0.9 \times 0.27 \times 280 \times 10^3} = 5.8 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.58 \text{cm}^2$$

Chọn 4φ 18 có $A_s=10,18\text{cm}^2$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b.h_0} \cdot 100\% = \frac{10,18}{30.27} \cdot 100\% = 1,3\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

7.6.8.3. Cốt thép làm móc cầu:

Lực kéo ở móc cầu trong trường hợp cầu lắp cọc: $F = ql$

$\Rightarrow$ Lực kéo một nhánh:

$$F' = F/2 = ql/2 = 3.38 \times 7/2 = 12.68 \text{KN}.$$

$$\text{Diện tích thép móc cầu: } F_c = F'/R_s = 12.68/280000 = 0.4 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 0.4 \text{cm}^2.$$

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

Để ngàm cọc vào đài được đảm bảo ta phá vỡ một phần bê tông đầu cọc cho trơ cốt thép dọc một đoạn $30d > 0,5 \text{ m}$ và chôn thêm một đoạn cọc còn giữ nguyên $0,15\text{m}$ nữa vào đài. Chọn phần nhô lên từ cos để đài là $> 0,15 + 0,5 = 0,65\text{m}$, chọn là 7cm .

7.6.9. Tính toán, kiểm tra đài cọc.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: (TCVN5574-91)

Gồm:

❖ Tính toán cột đâm thủng đài

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 0.9 \text{Mpa}$.

- Tiết diện cọc $b_c = h_c = 0.3\text{m}$

- Chọn lớp bảo vệ $a=10\text{cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_0 = 1,2 - 0.1 = 1,1\text{m}$

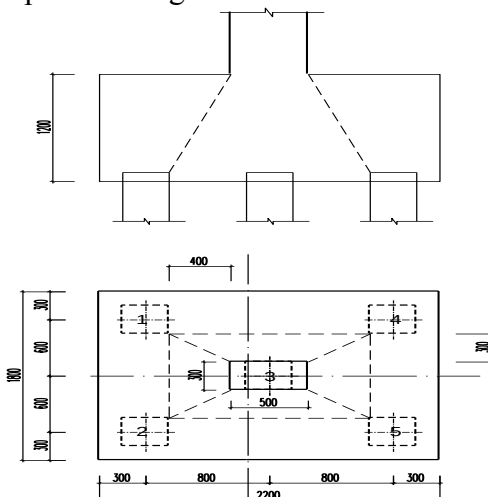
Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

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 trù 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} :

$$P_{0i} = \frac{N^t}{n} \pm \frac{M_{0x}^t \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} = \frac{2133,14}{5} \pm \frac{175,78 \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i (m)	P_{0i} (KN)
1	-0.8	382.68
2	-0.8	382.68
3	0.0	426.63
4	0.8	470.57
5	0.8	470.57

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = 2 \times (382.68 + 470.57) + 426.63 = 2733.13 \text{ KN}$$

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:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1,1}{0,3}\right)^2} = 4,71$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1,1}{0,4}\right)^2} = 3,89$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

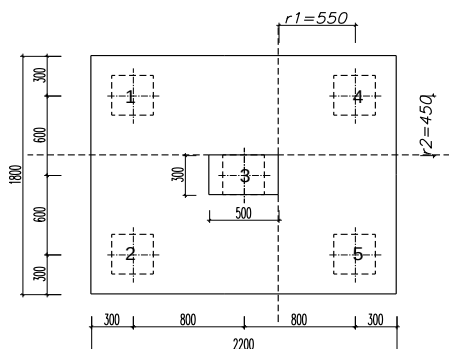
$$C_1 = 0.3 \text{ m}; C_2 = 0.4 \text{ m}$$

$$\rightarrow P_{cdt} = [4,71(0.3 + 0.3) + 3,89(0.5 + 0.4)] \times 0,9 \times 0,9 \times 10^3 = 5026,37 \text{ KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 2733.13 \text{ KN} < P_{cdt} = 5026,37 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ 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 cột.

a. Tính toán thép cho đài theo ph.ương cạnh dài.

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I là : $r_1 = 0,55 \text{ m}$

$$M_1 = r_1 (P_{04} + P_{05}) = 0,55 \times 2 \times 470,57 = 517,627 \text{ KNm}$$

$\Rightarrow$ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 h_0 R_s} = \frac{517,627}{0,9 \times 1,1 \times 280 \times 10^3} = 23,67 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 23,67 \text{ cm}^2$$

Chọn 12 ϕ 18 a150 có $A_s = 30,54 \text{ cm}^2$ Chiều dài mỗi thanh : $l - 2a = 2,2 - 2 \times 0,15 = 1,9 \text{ m}$

b. Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn.

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là : $r_2=0,45$

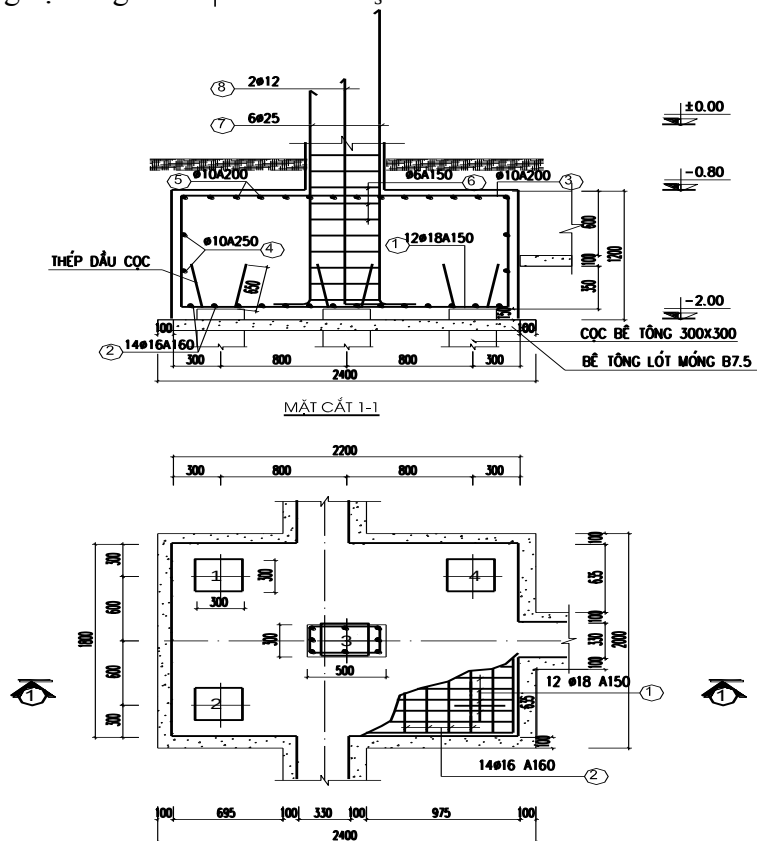
$$M_2 = r_2(P_{01} + P_{04}) = 0.45(382.68 + 470,57) = 383.96.KNm$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0.9h_0R_s} = \frac{383.96}{0.9 \times 1,1 \times 280 \times 10^3} = 17,85 \times 10^{-4} m^2 = 17,85 cm^2$$

Chọn 14φ16 a160 có $A_s = 28.15 cm^2$. Chiều dài mỗi thanh : $l-2a=1.8-2 \times 0.15=1.5m$

Bố trí thép theo phương cạnh ngắn 14φ16 a160 : $A_s = 28.15 cm^2$



7.7.Móng M2

7.7.1.Tải trọng tác dụng:

Cột 7B tiết diện 400 x 600 mm có cốt trong nhà ±0,00, cốt TN -0,6m.

- Tải trọng tính toán lấy ở chân cột trục 7B lấy từ bảng tổ hợp nội lực,ta dùng cặp có lực dọc lớn nhất để tính theo trạng thái thứ 2.

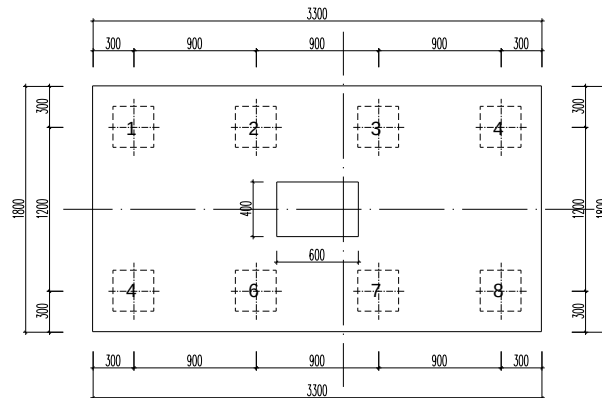
Cột trục	Tiết diện cột (cm)	Nội lực tính toán		
		N_0^{tt} (kN)	Q_0^{tt} (kN)	M_0^{tt} (kN.m)
7B(C2)	40×60	3172.5	85,6	234.3

7.7.2. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c = \beta N_0 / P_c = 1,5 \times 3172,5 / 700 = 6,87 \text{ cọc}$$

7.7.3.Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 8 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 $s \geq D/2 = 0.5 \times 300 = 150\text{mm}$. 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 : $1,8 \times 3,3 \times 1,2 \text{ m}$.

7.7.4. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{tb} n = 2,4 \times 2,6 \times 1,2 \times 20 \times 1,1 = 152,06 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N^t = N_0^t + N_d = 3172,5 + 152,06 = 3324,56 \text{ KN}$$

$$M^t = M_0^t + Q_0^t h = 234,3 + 85,6 \times 1,2 = 337,02 \text{ KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N^t}{n_c} \pm \frac{M^t \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó: $x_{\max} = 1,35 \text{ m}$, $\sum x_i^2 = 4 \times 1,35^2 + 4 \times 0,45^2 = 8,1 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{3324,56}{8} \pm \frac{337,02 \times 1,35}{8,1}$$

$$P_{\max} = 562,5 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 434,55 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.}$$

7.7.5. 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:

$$F_{qr} = (A_1 + 2L \tan \alpha) \cdot (B_1 + 2L \tan \alpha)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \text{ với } \alpha_{tb} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{6 \times 10^\circ + 6,8 \times 12^\circ + 6,5 \times 33^\circ + 1,7 \times 36^\circ}{5,9 + 6,8 + 6,5 + 1,7} = 20,89^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{20,89}{4} = 5,23^\circ$$

$$A_1 = 1,8 \text{ m}; B_1 = 3,3 \text{ m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 20,2 m

$$F_{qr} = (1,8 + 2 \times 20,2 \times \tan 5,23^\circ) \cdot (3,3 + 2 \times 20,2 \times \tan 5,23^\circ) = 5,5 \times 6,9 = 39,25 \text{ m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{6,9 \times 5,5^2}{6} = 40,3 \text{ m}^3$$

Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{qr} \cdot h_d \cdot \gamma_{tb} = 39,25 \times 1,2 \times 20 = 965,52 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (L_{qr} \cdot B_{qr} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (6,9 \times 5,5 - 0,09 \times 7) \times 21 \times 20 = 10068,48 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0,09 \times 7 \times 21 \times 25 = 346,28 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tt} = N_1 + N_2 + q_c = 965,52 + 10068,48 + 346,28 = 11380,28 \text{ KN}$$

$$M^{tt} = 337,02 \text{ KNm}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{11380,28}{39,25} + \frac{337,02}{40,3} = 468,35 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{dq}} - \frac{M^{tt}}{W_x} = \frac{11380,28}{39,25} - \frac{337,02}{40,3} = 442,23 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{468,35 + 442,23}{2} = 455,29 \text{ KN/m}^2$$

* 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:

$$\alpha = L/B = 6,5/6,1 \approx 1,1$$

$$\alpha_1 = 1 - 0,2/\alpha = 1 - 0,2/1,1 = 0,78$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0,2/\alpha = 1 + 0,2/1,1 = 1,22$$

$$\phi = 36^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77,2; N_q = 65,34,1; N_c = 80,54$$

$$\gamma: \text{dung trọng của đất tại đáy móng} = 19,6 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 21,8 \text{ m}$$

$$c: \text{lực dính của đất tại đáy móng quy ước (lớp 5) (c = 0)}$$

$$P_{gh} = 0,5 \times 0,78 \times 77,2 \times 6,5 \times 19,6 + 1 \times 65,34 \times 17 \times 21,8 + 0 = 24544,76 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{24544,76}{3} = 8181,59 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 455,29 \text{ KN/m}^2 < [P] = 8181,59 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = 455,29 \text{ KN/m}^2 < 1,2[P] = 9817,9 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

7.7.6. Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ứng suất bản thân dưới đáy khối móng quy ước

$$\sigma^{bt} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 18,9.6 + 19,1.6,8 + 18,6.6,5 + 19,6.1,5 = 336,7 \text{ KN/m}^2$$

Ứng suất gây lún tại đáy khối móng quy ước

$$\sigma_z^{gl} = \sigma^{tc} - \sigma^{bt} = 455,29 - 336,7 = 108,6 \text{ KN/m}^2$$

Độ lún của móng cọc được tính gần đúng như sau:

$$S = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \cdot b \cdot \omega \cdot p_{gl}$$

$$\text{Với } L_m/B_m = 6,9/5,5 = 1,25 \Rightarrow \omega = 1,08$$

$$\Rightarrow S = \frac{1 - 0,25^2}{1500} \cdot 5,5 \cdot 1,08 \cdot 108,6 = 0,4 \text{ cm} < S = 8 \text{ cm}$$

KL: vậy công trình thỏa mãn điều kiện về độ lún.

7.7.7. Tính toán, kiểm tra đài cọc.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: (TCVN5574-91)

Gồm:

❖ Tính toán cốt dầm thủng đài

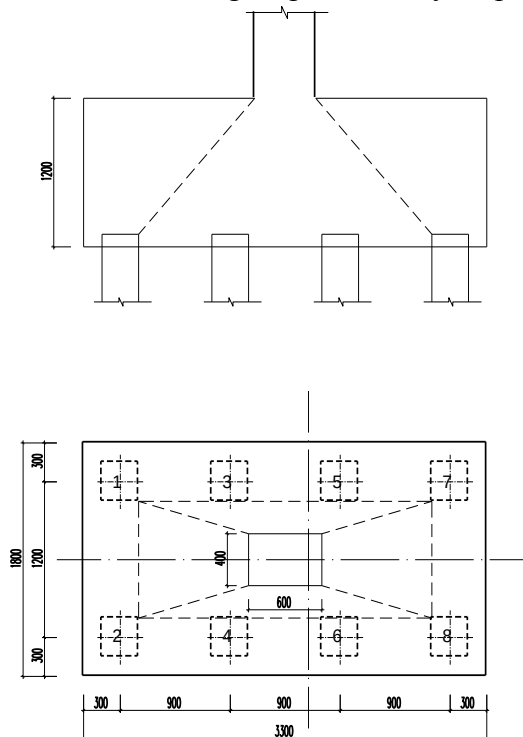
- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 0,9 \text{ Mpa}$.
- Tiết diện cọc $b_c = h_c = 0,3 \text{ m}$
- Chọn lớp bảo vệ $a = 10 \text{ cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_0 = 1,2 - 0,1 = 1,1 \text{ m}$

Việc tính toán dầm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.



Tính toán P_{dt} :

$$P_{0i} = \frac{N^{tt}}{n} \pm \frac{M_{0x}^{tt} \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} = \frac{3324,56}{7} \pm \frac{337,02 \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i (m)	P_{0i} (KN)
1	-1.35	604,5
2	-1.35	604,5
3	-0.45	649,3
4	-0.45	649,3
5	0.45	692,5
6	0.45	692,5
7	1.35	732,6
8	1.35	732,6

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = 2 \times (604,5 + 649,3 + 692,5 + 732,6) = 4921 \text{ KN}$$

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:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1,1}{0,25}\right)^2} = 5,47$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1,1}{0,9}\right)^2} = 2,3$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

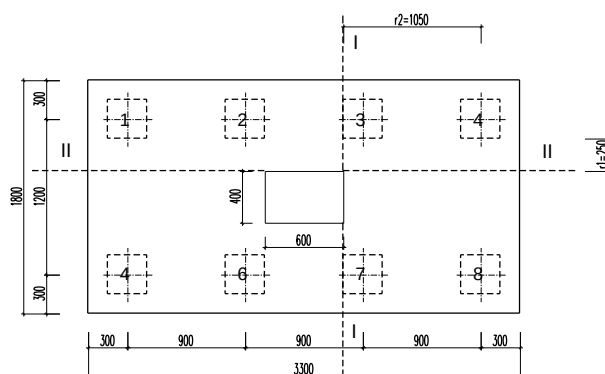
$$C_1 = 0,25 \text{ m}; C_2 = 0,9 \text{ m}$$

$$\rightarrow P_{cdt} = [5,47(0,4 + 0,9) + 2,3(0,6 + 0,25)] \times 0,9 \times 0,9 \times 10^3 = 6321,97 \text{ KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 4921 \text{ KN} < P_{cdt} = 6321,97 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$ 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 cột.

a. *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh dài.*

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I là : $r_1 = 0,25 \text{ m}$

$$M_1 = r_1 (P_{01} + P_{02} + P_{03} + P_{04}) = 0,25(604,5 \cdot 2 + 649,3 \cdot 2) = 726,9 \text{ KNm}$$

$\Rightarrow$ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 h_0 R_s} = \frac{726,9}{0,9 \times 1,1 \times 280 \times 10^3} = 26,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 26,2 \text{ cm}^2$$

Chọn 12 ϕ 18 a150 có $A_s = 30,54 \text{ cm}^2$ Chiều dài mỗi thanh : $l - 2a = 2,6 - 2 \times 0,15 = 2,3 \text{ m}$

b. *Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn.*

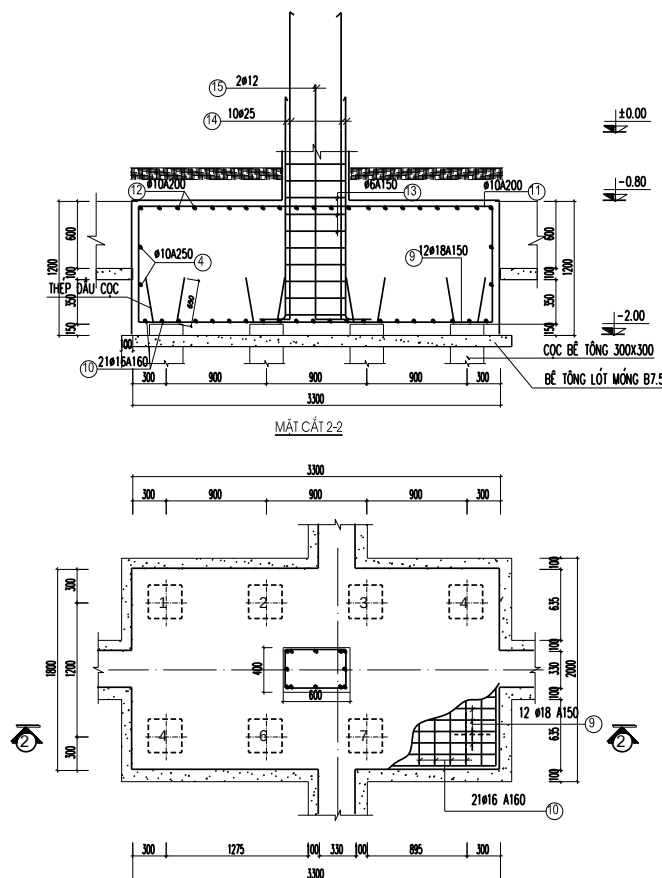
+Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là : $r_2=1,05$; $r_2'=0,15$

$$M_2 = r_2(P_{04} + P_{08}) + r_2'(P_{03} + P_{07}) = 1.05(649,3 + 732,5) + 0.15(649,3 + 732,5) = 1258,2 \text{ KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$A_{S_2} = \frac{M_2}{0.9h_0R_s} = \frac{1258,2}{0.9 \times 1,1 \times 280 \times 10^3} = 41,8 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 41,8 \text{ cm}^2$$

Chọn 21φ16 a160 có $A_s = 42.23 \text{ cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh : $l-2a=2,4-2 \times 0.15=2.1 \text{ m}$



7.8. Tính toán giằng móng.

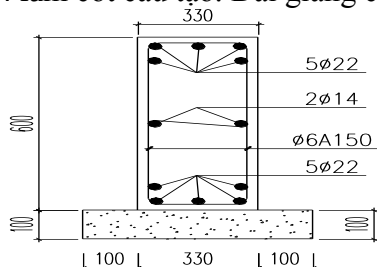
Giằng móng có tác dụng tăng cường độ cứng tổng thể, hạn chế sự lún lệch giữa các móng và nhận mômen từ chân cột truyền vào.

Tải trọng tác dụng lên giằng móng gồm:

- + Trọng lượng bê tông giằng
- + Trọng lượng bê tông tường trên giằng
- + 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 giằng là rất phức tạp.

Vì vậy trong giới hạn đồ án em chỉ chọn kích thước và bố trí thép theo cấu tạo.

Chọn 5φ22 làm cốt dọc và 2φ14 làm cốt cấu tạo. Đai giằng chọn φ6 a150mm.



PHẦN III

THI CÔNG

(45%)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : Th.S NGÔ VĂN HIỂN
SINH VIÊN THỰC HIỆN : NGUYỄN ĐỨC THÀNH
LỚP : XD1401D

NHIỆM VỤ:

- Lập biện pháp thi công phần ngầm
- Lập biện pháp thi công phần thân
- Tổ chức thi công công trình
 - +*Bóc tách tiên lượng và lập dự toán phần thô tầng 3*
 - + *Lập tổng tiến độ thi công*
 - +*Thiết kế tổng mặt bằng xây dựng công trình*

CHƯƠNG 8

THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN NGẦM

8.1 Mở đầu

8.1.1 Đặc điểm chính công trình

Tên công trình: **Chung Cư Vĩnh Tân** được xây dựng tại tỉnh Nghệ An

- + Chiều dài nhà là: 36 m
- + Chiều rộng nhà là: 24 m
- + Chiều cao nhà là : 35.6 m với 9 tầng, tầng 1-9 cao 3,6 m
- + Nhà khung BTCT chịu lực có xây chèn tường gạch 220
- + Móng cọc BTCT đài thấp đặt trên lớp bê tông đá 4x6 B7.5 , cọc BTCT B20, tiết diện 300 x 300 dài 21 m chia làm 3 đoạn mỗi đoạn dài 7m . Cọc được ngàm vào đài bằng cách phá vỡ đầu cọc 0,5 m và chôn thêm vào đài 0,15 m

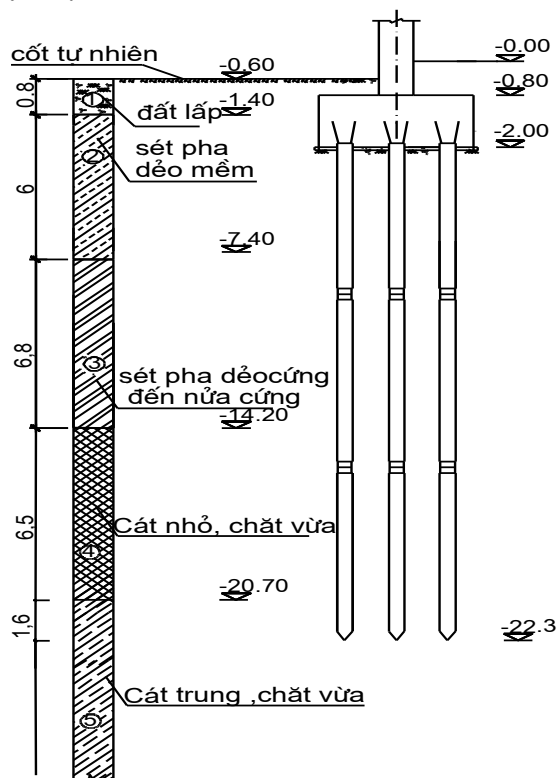
+Khu đất xây dựng tương đối bằng phẳng không san lấp nhiều lên thuận tiện cho việc bố trí kho bãi xưởng sản xuất

Đặc điểm về nhân lực và máy thi công

- + Công ty xây dựng có đủ khả năng cung cấp các loại máy, kỹ sư và công nhân lành nghề
- + Công trình được xây dựng tại khu qui hoạch lên thuận tiện cho việc cung cấp nguyên vật liệu liên tục

8.1.2. Điều kiện thi công

a, Điều kiện địa chất công trình.



b, Điều kiện thủy văn

Công trình được xây dựng tại Nghệ An, mạch nước ngầm ở độ sâu 3m.

c, Tài nguyên thi công

Hiện nay lực lượng thi công xây lắp khá hùng hậu về nhân công cũng như thiết bị hiện đại phục vụ 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.

d. Điều kiện cung ứng vật tư

Cơ sở hạ tầng rất thuận lợi cho việc thi công , các mạng điện nước có sẵn của thành phố , gần bãi cung ứng vật tư xây dựng của thành phố

8.2.Lập biện pháp thi công ép cọc BTCT

8.2.1. Tính toán khối lượng:

Dựa vào số liệu bài cho đã đ- ọc thể hiện trên mặt bằng l- ới cọc ta có:

TT	Tên móng	Số l- ợng móng (cái)	Số cọc/ 1 móng (cọc)	Chiều dài 1 cọc(m)	Tổng chiều dài (m)
1	Móng M1	17	5	21	1785
2	Móng M2	26	8	21	4368
3	Thang máy	1	24	21	504
Tổng		44			6657

⇒ Có tổng số tim cọc $\sum n_c = 17 \times 5 + 26 \times 8 + 24 = 317$ tim cọc

+ Tất cả các cọc có tiết diện 30x30 cm; Chiều dài cấu tạo của đoạn cọc là 7 m; Sức chịu tải của cọc $[P]=70$ T

8.2.2. Lựa chọn phương pháp ép cọc:

Việc lựa chọn phương pháp thi công cọc ép phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: Địa chất công trình, vị trí công trình, chiều dài cọc, máy móc thiết bị. Việc thi công ép cọc có thể tiến hành theo nhiều phương pháp, sau đây là hai phương pháp thi công phổ biến:

a. Phương pháp thứ nhất:

Tiến hành đào hố móng đến cao trình đỉnh cọc, sau đó đưa máy móc thiết bị ép đến và tiến hành ép cọc đến độ sâu thiết kế:

+ Ưu điểm:

- Đào hố móng thuận lợi, không bị cản trở bởi các đầu cọc.
- Không phải ép âm.

+ Nhược điểm:

- Những nơi có mực nước ngầm cao thì việc đào hố móng trước rồi mới thi công ép cọc rất khó thực hiện.
- Khi thi công phụ thuộc nhiều vào thời tiết, đặc biệt là trời mưa, vì vậy cần có biện pháp bơm hút nước ra khỏi hố móng.
- Việc di chuyển máy móc thiết bị thi công gặp nhiều khó khăn.
- Với mặt bằng không rộng rãi, xây trong thành phố, xung quanh có nhiều công trình thì việc thi công công trình theo phương án này sẽ gặp nhiều khó khăn, đôi khi không thể thực hiện được.

b. Phương pháp thứ hai:

Tiến hành san phẳng mặt bằng để tiện di chuyển thiết bị ép và vận chuyển cọc, sau đó tiến hành ép cọc theo yêu cầu cần thiết bị. Như vậy để đạt được cao trình đỉnh cọc cần phải ép âm. Cần phải chuẩn bị các đoạn cọc dẫn bằng thép hoặc bằng bê tông cốt thép để cọc ép được tới chiều sâu thiết kế. Sau khi ép cọc xong ta sẽ tiến hành đào đất để thi công phần đài, hệ giằng đài cọc.

* Ưu điểm:

- Việc di chuyển thiết bị ép cọc và vận chuyển cọc có nhiều thuận lợi kể cả khi gặp trời mưa.
- Không bị phụ thuộc vào mực nước ngầm.
- Tốc độ thi công nhanh.

* Nhược điểm:

- Phải dựng thêm các đoạn cọc dẫn để ép âm.
- Công tác đào đất hố móng khó khăn, phải đào thủ công nhiều, khó cơ giới hoá.

⇒ Kết luận: Căn cứ vào ưu điểm, nhược điểm của 2 phương án trên, căn cứ vào mặt bằng công trình, phương án đào đất đến cốt đầu cọc, ta chọn phương án 2 để thi công ép cọc. Với p.án này vận dụng vào các điều kiện của công trình ta tận dụng, phối hợp được các ưu, nhược điểm của 2 phương pháp trên.

8.2.3. Tính toán chọn máy thi công**a. Máy ép cọc:**

- Lực cần thiết để ép cọc đến độ sâu thiết kế: $k \cdot [P] = P_{ép} < P_{vl}$

Trong đó: $[P]=70$ (T) sức chịu tải của cọc theo đất nền

$k=2$ hệ số phụ thuộc địa chất (mũi cọc cắm vào lớp cát hạt trung chặt vừa)

$P_{vl}=159$ (T) sức chịu tải của cọc theo vật liệu

$$\Rightarrow P_{ep}^{yc} = 2 \times 70 = 140 \text{ (T)}, \text{ ta thấy } P_{ep}^{yc} = 140 \text{ (T)} < P_{vl} = 159 \text{ (T)}$$

$$\text{- Đường kính kích: } D_k \geq \sqrt{\frac{4 \cdot P_{ep}}{n \cdot \pi q_{dau}}}$$

Trong đó : D- đường kính xi lanh

P_{ep}^{yc} - lực ép lớn nhất của máy ép

q_{dau} - áp lực lớn nhất của bơm dầu

$$\text{Với } q_{dau} = 150 \div 250 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{chọn } q_{dau} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{2 \times 96000}{3.14 \times 200}} = 17,48 \text{ cm ; chọn } D_k = 20 \text{ cm}$$

Trên cơ sở tính toán và điều kiện thực tế sơ đồ ép với 2 kích thủy lực (n=2)

+ Chọn máy ép nhãn hiệu ECT 30-94 do phòng nghiên cứu thử nghiệm công trình của Đại Học Xây Dựng thiết kế và chế tạo .

+ Các thông số kỹ thuật của máy ECT 30- 94

-Đường kính pit tổng : D = 20 cm

$$-F_{pit\text{tổng}} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{3.14 \times 20^2}{4} = 314 \text{ cm}^2$$

-Hành trình của kích là : $h_k = 1,30 \text{ m}$

-Bơm áp lực có 2 cấp:

$$\text{Cấp 1: } P_{\max} = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cấp 2: } P_{\max} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

-Năng suất ép cọc tối đa : 120 m/ca

-Lực nén lên đầu cọc cấp 1 là: $2 \times 160 \times 314 = 100,48 \text{ T}$

-Lực nén lên đầu cọc cấp 2 là: $2 \times 250 \times 314 = 157 \text{ T}$

Ta thấy: $N_{\max} = 157 \text{ T} > P_{ep} = 140 \text{ T}$

Vậy máy đủ khả năng ép cọc

b. Xác định kích thước giá ép cọc:

Chọn $L_g = 10 \text{ m}$

+ Chọn chiều rộng giá ép là $B_g = 2,5 \text{ m}$

+ Tính chiều cao giá ép theo công thức sau :

$$H_g = l_c^{\max} + 2 h_k + h_{dt}$$

Trong đó : $l_c^{\max}$ là chiều dài đoạn cọc dài nhất

h_{dt} là chiều cao dự trữ

h_k là chiều dài hành trình kích

Ta có : $l_c^{\max} = 7 \text{ m}$; $h_{dt} = 0,8 \text{ m}$; $h_k = 1,3 \text{ m}$

$$\Rightarrow H_g = 7 + 2 \times 1,3 + 0,8 = 10,4 \text{ m}$$

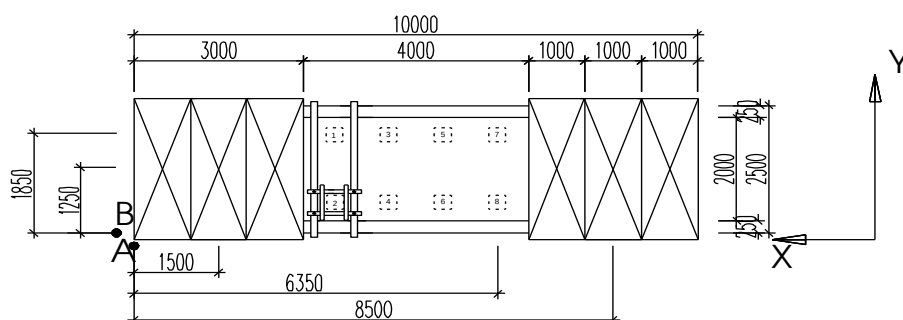
Chọn $H_g = 10,4 \text{ m}$

$\Rightarrow$ Vậy giá ép có những thông số sau:

+Chiều dài giá ép: $L_g = 10 \text{ m}$

+Chiều rộng giá ép: $B_g = 2,5 \text{ m}$

+Chiều cao giá ép: $H_g = 10,4 \text{ m}$



c. Đối trọng :

* Kiểm tra chống lật theo 2 phương:

Gọi trọng lượng đối trọng mỗi bên là P_{dt}

-Theo phương y-y (lật quanh điểm A)

$$M_{lật}^y = P_{ép} \times 6,35 = P_{cọc} \times 6,35 = 140 \times 6,35 = 839 \text{ Tm}$$

$$M_{chống\ lật} = Q_{dt} \times (1,5 + 8,5) = 10 \times Q_{dt}$$

Để máy không lật quanh trục y-y khi ép phải thỏa mãn điều kiện :

$$M_{chống\ lật} > M_{lật}^y \Leftrightarrow 10 \times Q_{dt} > 839 \Rightarrow Q_{dt} > 83,9 \text{ T}$$

-Theo phương x-x: (lật quanh điểm B)

$$M_{lật}^x = P_{ép} \times 1,85 = P_{cọc} \times 1,85 = 140 \times 1,85 = 221 \text{ T.m}$$

$$M_{chống\ lật} = 2Q_{dt} \times 1,25 = 2,5Q_{dt}$$

Để máy không lật quanh trục y-y khi ép phải thỏa mãn điều kiện :

$$M_{chống\ lật} > M_{lật}^x \Leftrightarrow 2,5Q_{dt} > 221 \Rightarrow Q_{dt} > 88,6 \text{ T}$$

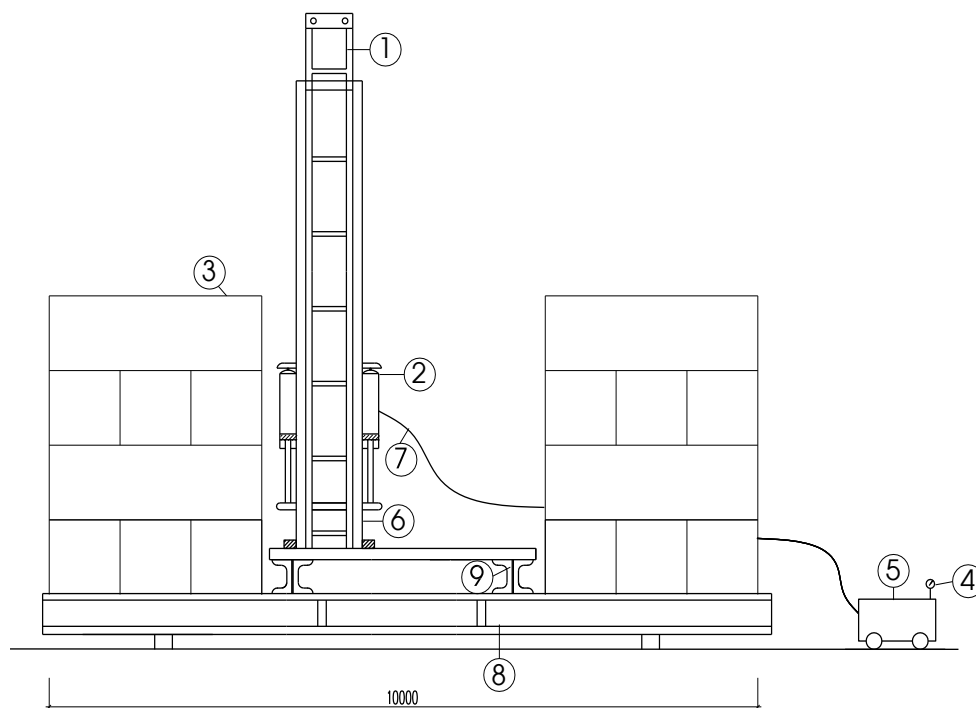
Với đối trọng chọn là $Q = \max(83,9 ; 88,6) = 88,6 \text{ T}$

Số quả đối trọng là :
$$n = \frac{Q_{dt}}{q}$$

$$q = 3 \times 1 \times 1 \times 2,5 = 7,5 \text{ T}$$

$$n = \frac{88,6}{7,5} = 11,81$$

$\Rightarrow$ Vậy ta chọn 12 đối trọng cho 1 bên; mỗi đối trọng 7,5 T có kích thước 1x1x3m



MÁY ÉP CỌC

- | | |
|----------------------|-------------------|
| 1, Khung dẫn di động | 7, Dây dẫn dầu |
| 2, Kích thủy lực | 8, Dầm chính |
| 3, Đối trọng | 9, Dầm đế |
| 4, Đồng hồ đo áp lực | 10, Con kê |
| 5, Máy bơm dầu | 11, Cọc 300 x 300 |
| 6, Khung dẫn cố định | |

d. Chọn cầu :

- khi cầu Cọc

$$+ H_{yc} = H_L + H_{ck} + h_{tb} + h_{at} = 10,4 + 7 + 1,5 + 0,5 = 19,4 \text{ m}$$

H_L là chiều cao đưa cọc vào giá ép. Do cọc được đưa vào giá ép qua mặt bên của khung dẫn nên ta có thể lấy $H_L = H_g$

h_{ck} : chiều cao cầu kiện ($L_{cọc, max}$)

h_{tb} : Chiều cao treo buộc (1,5m)

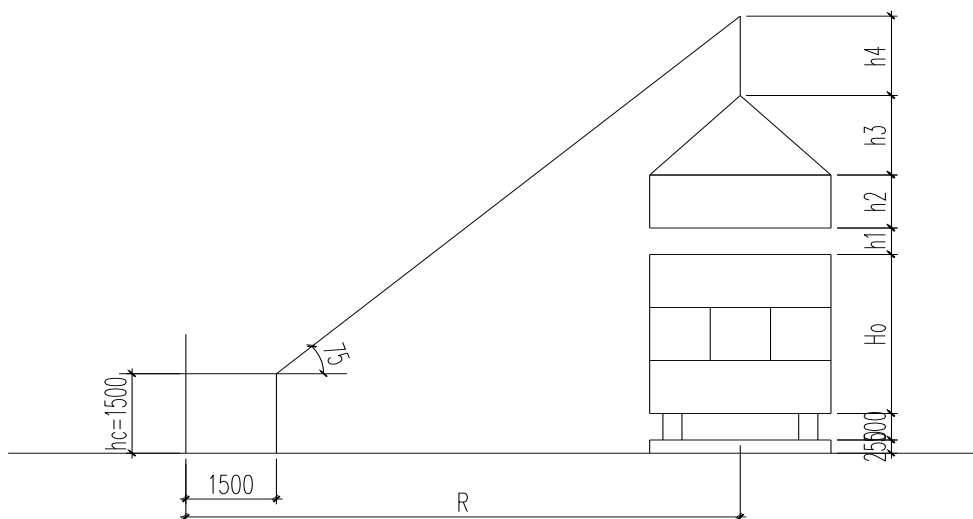
h_{at} : chiều cao an toàn (0,5m)

$$+ Q_{yc} = m_{cọc} + q_{cáp} = 1,1 \times 0,3 \times 0,3 \times 7 \times 2,5 + 0,045 = 1,78 \text{ T}$$

$$+ L_{min} = \frac{H_m^{yc} - c}{\sin 75^\circ} = \frac{16,3 - 1,5}{\sin 75^\circ} = 15,3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow R_{yc} = L_{min} \times \cos 75^\circ + r = 15,3 \times \cos 75^\circ + 1,5 = 5,46 \text{ m}$$

-khi cầu đối trọng



$$+ Q_{yc} = \max (Q_{cầu kiện}) + q_{cáp} = 7,5 + 0,045 = 7,545 \text{ T}$$

$$+ H_{yc} = H_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

- $H_0 = 4 + 0,75 = 4,75 \text{ m}$, là chiều cao 4 đối tải và dầm kê.

- $h_1 = 0,5 \text{ m}$, là chiều cao nâng cầu kiện cao hơn vị trí lắp.

- $h_2 = 1 \text{ m}$, là chiều cao cầu kiện.

- $h_3 = 1,5 \text{ m}$, là chiều cao thiết bị treo buộc.

- $h_4 = 1,5 \text{ m}$, là chiều cao dây treo buộc.

$$\Rightarrow H_{yc} = 4,75 + 0,5 + 1 + 1,5 + 1,5 = 9,25 \text{ m}$$

$$+ L_{min} = \frac{H_m^{yc} - c}{\sin 75^\circ} = \frac{9,25 - 1,5}{\sin 75^\circ} = 8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow R_{yc} = L_{min} \times \cos 75^\circ + r = 8 \times \cos 75^\circ + 1,5 = 3,57 \text{ m}$$

Chọn cần trục tự hành ô tô loại NK - 200 của hãng Kato Nhật Bản có các thông số kỹ thuật sau:

- Sức nâng có chân chống: $Q_{max} = 20 \text{ T}$; $Q_{min} = 6,6 \text{ T}$.

- Độ vươn: $R_{max} = 7,5 \text{ m}$; $R_{min} = 3 \text{ m}$.

- Chiều cao nâng $H_{max} = 23,6 \text{ m}$; $H_{min} = 4 \text{ m}$.

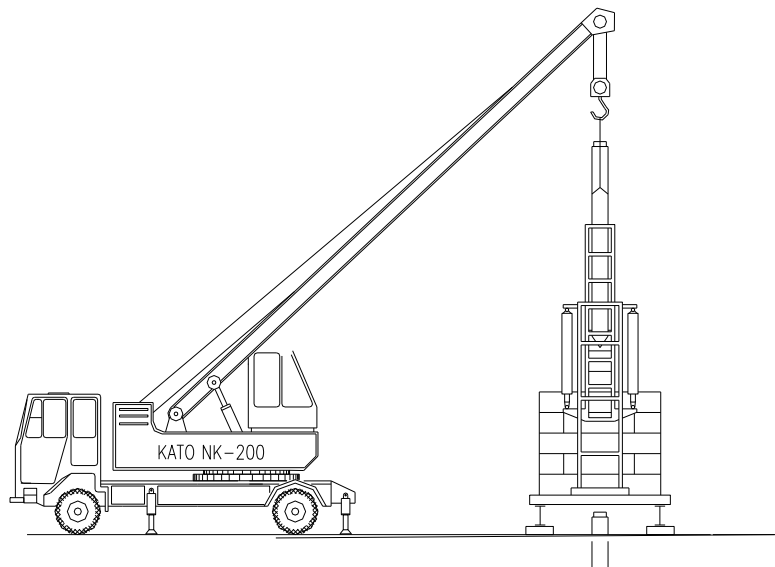
- Chiều dài cần chính: $L = 23,5 \text{ m}$.

- Số vòng quay trong 1 phút: $n_{quay} = 3,1 \text{ v/phút}$.

- Vận tốc nâng hạ móc: $V_{nâng/hạ} \leq 63 \text{ m/phút}$.

- Thời gian vươn cần từ R_{min} đến R_{max} và ngược lại: 1,4 phút.

Cần trục tự hành đặt trên ô tô cho khả năng cơ động tốt và gọn, có sức nâng phù hợp với tải trọng cầu kiện.



SƠ ĐỒ CẦU LẮP CỌC VÀO MÁY ÉP

8.2.4. Tổ chức thi công ép cọc:

a. Chọn xe vận chuyển cọc :

- Số lượng cọc cần vận chuyển $317 \times 3 = 951$ cọc tương ứng với khối lượng :
 $q_c = 951 \times 0,3 \times 0,3 \times 7 \times 2,5 = 1445,8(T)$
- Chọn xe vận chuyển $q_x = 12(T)$
- Thời gian 1 chuyến: $t = t_{bốc} + t_{di} + t_{về} + t_{đỡ} + t_{quay} = 60$ phút

$$\Rightarrow \text{Trong 1 ca 1 xe đi được } n = \frac{60.T.K_{tg}}{t} = \frac{60.8.0,8}{60} = 6,4 = 7 \text{ chuyến}$$

- Khối lượng cọc vận chuyển trong 1 ca: $12 \times 7 \times 0,8 = 67,2 (T)$

$$\Rightarrow \text{để vận chuyển hết số lượng cọc cần: } 1445,8 / 67,2 = 21,5 \text{ ca}$$

Vậy chọn 3 xe vận chuyển cọc vận chuyển trong 7,5 ngày

b. Năng suất ép cọc và sơ đồ di chuyển giá ép

* Năng suất ép cọc

- Thời gian ép xong cọc

Gọi thời gian ép xong toàn bộ cọc là T

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5 \text{ (phút)}$$

Trong đó:

T_1 : thời gian đưa cọc vào giá ép

T_2 : Thời gian thực hiện mỗi lần nối hai cọc

T_3 : Thời gian ép cọc

T_4 : Thời gian di chuyển giá ép trong một đài

T_5 : Thời gian di chuyển khung ép sang vị trí mới

Ta có:

$$+T_1 = n_d \times t_1$$

n_d : Số đoạn cọc $n_d = 317 \times 3 = 951$ đoạn cọc

$t_1 = 4$ phút : Thời gian đưa một đoạn cọc vào giá ép

$$T_1 = 951 \times 4 = 3804 \text{ (phút)}$$

$$+T_2 = m_1 \times t_2 = 6 \times 317 \times 5 = 9510 \text{ (phút)}$$

$$+T_3 = n_c \times \frac{l_{cọc}}{v_{tb}}$$

$v_{tb} = 0,5$ m/phút: vận tốc trung bình ép cọc

$l_{cọc} = 7$ m: chiều dài cọc

$n_c = 951$ đoạn cọc

$$T_3 = 951 \times 7 / 0,5 = 12852 \text{ (phút)}$$

$$+T_4 = m_2 \times t_4$$

$t_4=5$ phút: thời gian chuyển giá ép trong 1 đài

$m_2=n_c=317$ Số vị trí máy đứng

$T_4=317 \times 5=1585$ phút

$+T_5=n_d \times t_5$

$t_5=60$ phút: thời gian chuyển giá ép sang vị trí mới

$n_d=44$ số đài cọc

$T_5=44 \times 60=2640$ phút

$\Rightarrow$ Thời gian ép xong toàn bộ cọc trên công trình là:

$$T=3804+9510+12852+1585+2640=30391 \text{ phút}$$

*Thời gian ép xong một mét cọc :

$$= T/(n \times 6) = 30391/(317 \times 3 \times 6) = 5.3 (\text{phút/mét})$$

*Số mét cọc ép xong trong một ca máy là :

$$= 8 \times 60 / 5.3 = 90.6 (\text{ mét })$$

*Số ca ép:

+Nếu dùng 1 máy:

$$N_{ca} = \frac{T}{60 \times 8 \times K_{tg}} = \frac{30391}{60 \times 8 \times 0.8} = 78ca$$

+Nếu dùng 2 máy:

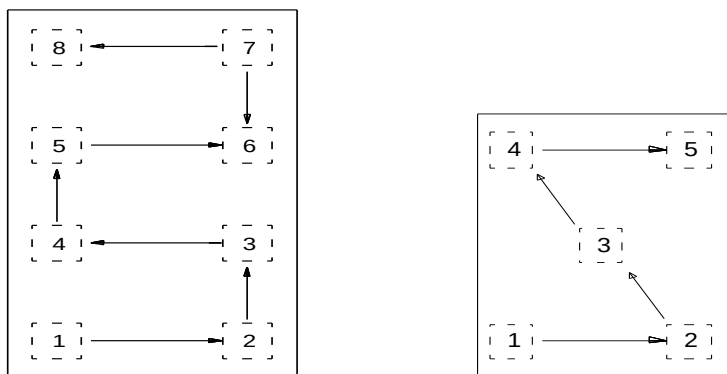
$$N_{ca} = 78/2 = 39ca$$

* Bố trí nhân lực

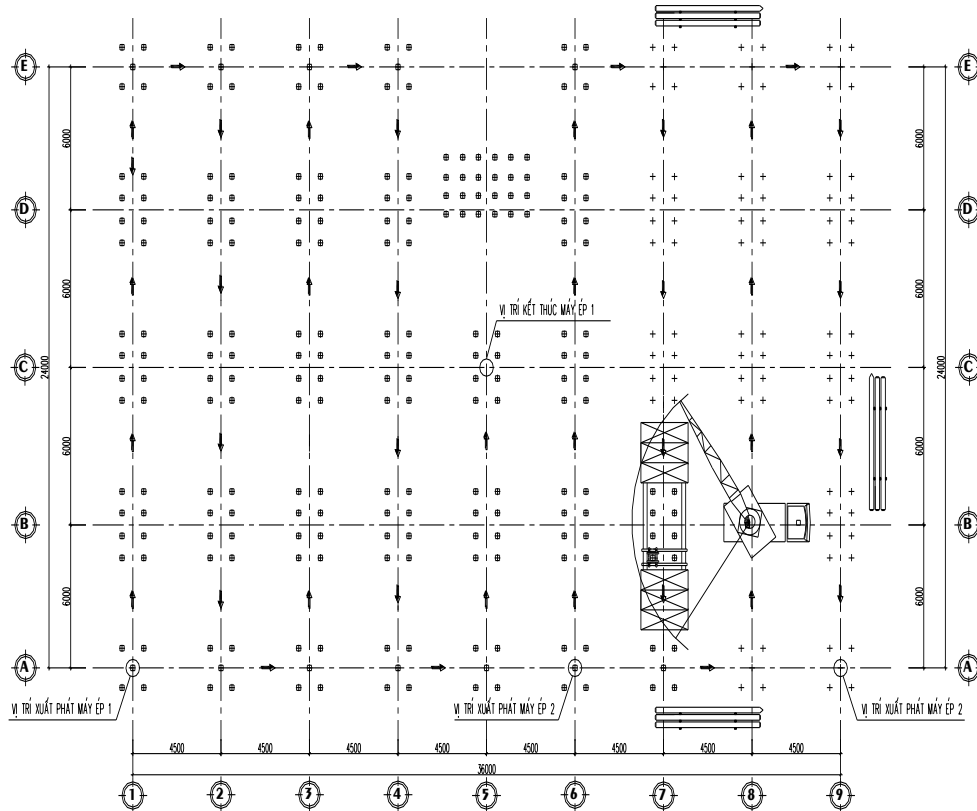
-Số nhân công làm việc trong một ca 1 máy gồm có 6 ng-ời, trong đó có: 1 ng-ời lái cầu, 1 ng-ời điều khiển máy ép, 2 ng-ời điều chỉnh, 2 ng-ời lắp dựng & hàn nối cọc.

-Tổng số nhân công sử dụng trong ngày là $4 \times 6 = 24$ ng-ời cho 2 máy ép cọc mỗi máy làm việc 2 ca mỗi ngày

c , Sơ đồ di chuyển giá ép



Sơ đồ di chuyển máy ép cọc trong 1 đài



Sơ đồ di chuyển máy ép cọc của toàn móng

8.3.Thiết kế biện pháp thi công đào đất hố móng.

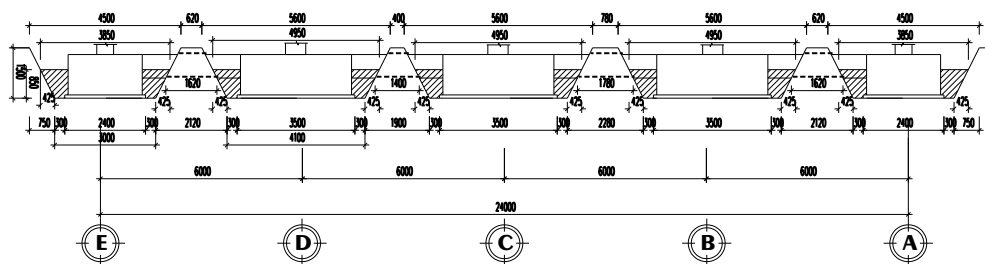
8.3.1. Lựa chọn, lập phương án đào đất.

- Sau khi ép cọc xong, ta tiến hành thi công đào đất hố móng để thi công đài móng. Đào đất được chia làm 2 giai đoạn: Giai đoạn 1 đào từ mặt đất tự nhiên đến các cao trình đầu cọc 0,1m tức là ở cốt -1.25 m ; Giai đoạn 2 đào bằng thủ công từ đầu cốt -1.25 m đến đáy lớp bê tông lót móng tức ở cốt -2.1 m . Cốt đáy

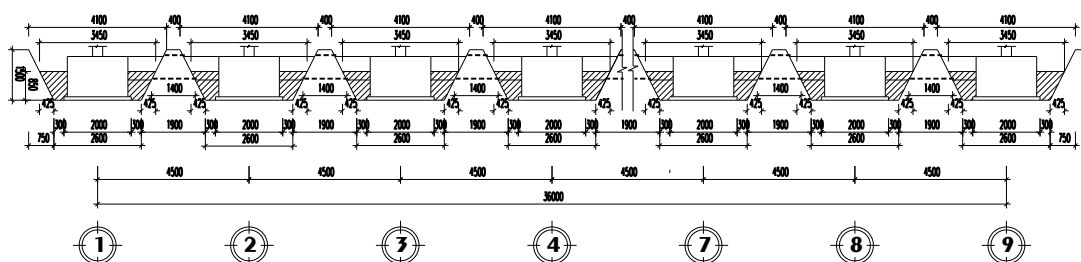
- Do ứng với lớp sét nên ta lấy hệ số mái dốc là $m=0,5$

- Để tiêu thoát nước mưa cho công trình, ta đào hệ thống rãnh xung quanh hố đào trình với độ dốc $i=3\%$ chảy về hố ga thu nước để dùng máy bơm bơm đi.

8.3.2. Thiết kế hố đào :



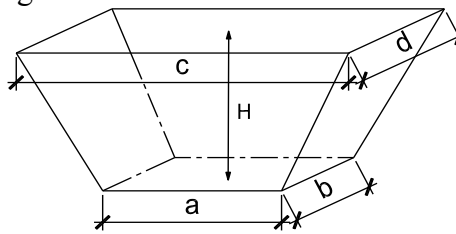
MẶT CẮT HỐ ĐÀO TRỤC A-E



MẶT CẮT HỐ ĐÀO TRỤC 1-9

8.3.3.Xác định khối lượng đất đào:

-Thể tích đào móng được tính toán theo công thức:



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

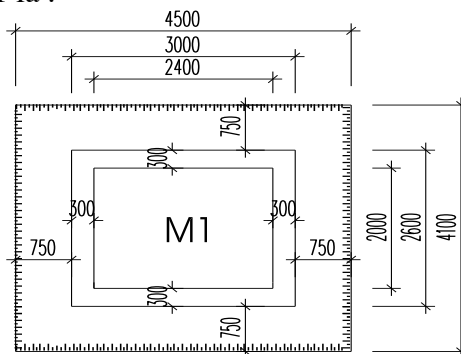
Trong đó: H: Chiều cao khối đào.

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

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

◦ Tính khối lượng đất đào :

* Khối lượng đất đào móng M1 là :



$$V = \frac{H_m}{6} [a + c \quad b + d + ab + cd]$$

Trong đó:

$$a = a_1 + 2e = 2,4 + 2.0,3 = 3 \text{ m}$$

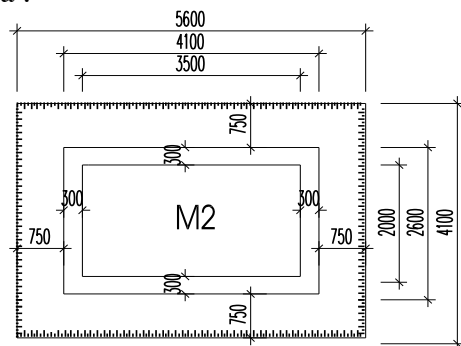
$$b = b_1 + 2e = 2 + 2.0,3 = 2,6 \text{ m}$$

$$c = a + 2B = 3 + 2.0,75 = 4,5 \text{ m}$$

$$d = b + 2B = 2,6 + 2.0,75 = 4,1 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_1 = \frac{1,5}{6} [3 + 4,5 \times 2,6 + 4,1 + 3 \times 2,6 + 4,5 \times 4,1] = 19,13 \text{ m}^3$$

* Khối lượng đất đào móng M2 là :



$$V = \frac{H_m}{6} [a + c \quad b + d + ab + cd]$$

Trong đó:

$$a = a_1 + 2e = 3,5 + 2.0,3 = 4,1 \text{ m}$$

$$b = b_1 + 2e = 2 + 2.0,3 = 2,6 \text{ m}$$

$$c = a + 2B = 4,1 + 2.0,75 = 5,6 \text{ m}$$

$$d = b + 2B = 2,6 + 2.0,75 = 4,1 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_2 = \frac{1,5}{6} [4,1 + 5,6 \times 2,6 + 4,1 + 4,1 \times 2,6 + 5,6 \times 4,1] = 24,65 \text{ m}^3$$

Riêng tại móng thang máy có cốt đáy đài là -3m so với cốt ngoài nhà, đặt trong lớp đất 2 có hệ số mái dốc 1:0,5.

Móng thang máy có kích thước đài cọc 3,6 m x 5,6m

$$a = 5,8 + 2 \times 0,3 = 6,4(\text{m})$$

$$c = 6,4 + 2 \times 1,5 = 9,4(\text{m})$$

$$d = 4,4 + 2 \times 1,5 = 7,4(\text{m})$$

$$b = 3,8 + 2 \times 0,3 = 4,4(\text{m})$$

$$H = 3\text{m}$$

$$V_3 = \frac{3}{6} (6,4 + 9,4)(4,4 + 7,4) + 6,4 \times 4,4 + 9,4 \times 7,4 = 163,92(\text{m}^3)$$

số lượng móng phải đào là

:

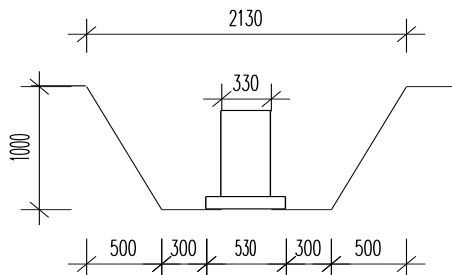
$$\Rightarrow V_{\text{MONG}} = 17 \times 19,13 + 26 \times 24,65 + 163,92 = 1130,03 \text{ m}^3$$

* Khối lượng đất đào giằng ngang (nhíp AB, DE) có 17 giằng :

$$V_g = l_{tb} \cdot S \text{ dựa vào mặt cắt giằng có } S = (2 \times 0,3 + 0,53 + 2,13) \times 1/2 = 1,63 \text{ m}^2$$

$$\text{Dựa vào mặt cắt móng có } l_{tb} = (0,62 + 1,62)/2 = 1,12 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{G1} = 17 \cdot 1,63 \cdot 1,12 = 30,46 \text{ m}^3$$



* Khối lượng đất đào giằng ngang (nhíp BC) có 9 giằng :

$$V_g = l_{tb} \cdot S \text{ dựa vào mặt cắt giằng có } S = (2 \times 0,3 + 0,53 + 2,13) \times 1/2 = 1,63 \text{ m}^2$$

$$\text{Dựa vào mặt cắt móng có } l_{tb} = (0,78 + 1,78)/2 = 1,28 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{G2} = 9 \cdot 1,63 \cdot 1,28 = 18,78 \text{ m}^3$$

* Khối lượng đất đào giằng ngang (nhíp CD) có 9 giằng :

$$V_g = l_{tb} \cdot S \text{ dựa vào mặt cắt giằng có } S = (2 \times 0,3 + 0,53 + 2,13) \times 1/2 = 1,63 \text{ m}^2$$

$$\text{Dựa vào mặt cắt móng có } l_{tb} = (0,4 + 1,4)/2 = 0,9 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{G3} = 9 \cdot 1,63 \cdot 0,9 = 13,2 \text{ m}^3$$

* Khối lượng đất đào giằng dọc có 36 giằng :

$$V_g = l_{tb} \cdot S \text{ dựa vào mặt cắt giằng có } S = (2 \times 0,3 + 0,53 + 2,13) \times 1/2 = 1,63 \text{ m}^2$$

$$\text{Dựa vào mặt cắt móng có } l_{tb} = (0,4 + 1,4)/2 = 0,9 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{G4} = 36 \cdot 1,63 \cdot 0,9 = 83,46 \text{ m}^3$$

* Khối lượng đất đào giằng dọc (trục 4-6) có 1 giằng :

$$V_g = l_{tb} \cdot S \text{ dựa vào mặt cắt giằng có } S = (2 \times 0,3 + 0,53 + 2,13) \times 1/2 = 1,63 \text{ m}^2$$

$$\text{Dựa vào mặt cắt móng có } l_{tb} = (4,9 + 5,9)/2 = 5,4 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_{G5} = 1,63 \cdot 5,4 = 8,8 \text{ m}^3$$

* Khối lượng đất đào giằng dọc đỡ tường có 2 giằng :

$$V_g = l_{tb} \cdot S \text{ dựa vào mặt cắt giằng có } S = (2 \times 0,3 + 0,53 + 2,13) \times 1/2 = 1,63 \text{ m}^2$$

$$\text{Dựa vào mặt cắt móng có } l_{tb} = (1,87 + 2,87)/2 = 2,37 \text{ m}$$

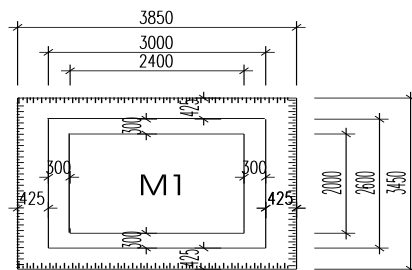
$$\rightarrow V_{G6} = 2.1,63.2,37 = 7,73 \text{ m}^3$$

Khối lượng đất đào giếng: $\rightarrow V_G = 30,46 + 18,78 + 13,2 + 83,46 + 8,8 + 7,73 = 162,43 \text{ m}^3$

◦ Tính khối lượng đất đào thủ công :

Là khối lượng đất đào 0,85 m từ dưới đáy móng trở lên => dựa vào hình vẽ móng và giếng ta có

- Móng M1 :



$$V = \frac{H}{6} [a + c \quad b + d + ab + cd]$$

Trong đó:

$$a = a_1 + 2e = 2,4 + 2.0,3 = 3 \text{ m}$$

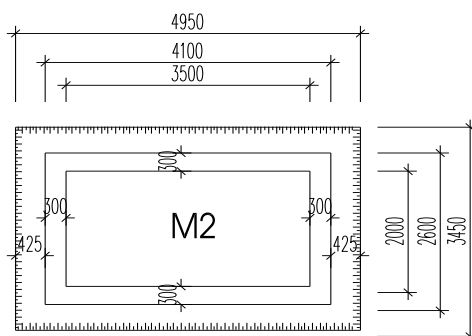
$$b = b_1 + 2e = 2 + 2.0,3 = 2,6 \text{ m}$$

$$c = a + 2B = 3 + 2.0,425 = 3,85 \text{ m}$$

$$d = b + 2B = 2,6 + 2.0,425 = 3,45 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_1 = \frac{0,85}{6} [3 + 3,85 \times 2,6 + 3,45 + 3 \times 2,6 + 3,85 \times 3,45] = 8,86 \text{ m}^3$$

- Móng M2 :



$$V = \frac{H}{6} [a + c \quad b + d + ab + cd]$$

Trong đó:

$$a = a_1 + 2e = 3,5 + 2.0,3 = 4,1 \text{ m}$$

$$b = b_1 + 2e = 2 + 2.0,3 = 2,6 \text{ m}$$

$$c = a + 2B = 4,1 + 2.0,425 = 4,95 \text{ m}$$

$$d = b + 2B = 2,6 + 2.0,425 = 3,45 \text{ m}$$

$$\rightarrow V_2 = \frac{0,85}{6} [4,1 + 4,95 \times 2,6 + 3,45 + 4,1 \times 2,6 + 4,95 \times 3,45] = 11,68 \text{ m}^3$$

- Móng thang máy :

$$a = 5,8 + 2 \times 0,3 = 6,4 \text{ (m)}$$

$$b = 3,8 + 2 \times 0,3 = 4,4 \text{ (m)}$$

$$c = 6,4 + 2 \times 0,425 = 7,25 \text{ (m)}$$

$$d = 4,4 + 2 \times 0,425 = 5,25 \text{ (m)}$$

$$V_3 = \frac{0,85}{6} (6,4 + 7,25)(4,4 + 5,25) + 6,4 \times 4,4 + 7,25 \times 5,25 = 28,04 \text{ (m}^3\text{)}$$

Khối lượng đất móng phải đào thủ công là :

$$\Rightarrow V_{\text{Móng thủ công}} = 17 \times 8,86 + 26 \times 11,68 + 28,04 = 462,34 \text{ m}^3$$

+ Khối lượng đất phần giằng móng sẽ đào 80% bằng máy và 20% bằng tay

* Khối lượng công tác đào đất là:

$$\begin{aligned} \text{- Đào máy: } V_M &= V_{\text{Móng}} - V_{\text{Móng thủ công}} + 80\% V_G \\ &= 1130,03 - 462,34 + 0,8 \times 162,43 = 797,63 (\text{m}^3) \end{aligned}$$

- Đào thủ công:

$$V_{TC} = V_{\text{Móng thủ công}} + 20\% V_G = 462,34 + 0,2 \times 162,43 = 494,83 (\text{m}^3)$$

* Tính khối lượng đất đắp:

$$\begin{aligned} V_{\text{đắp}} &= V_{\text{đào}} - (V_{BT \text{ lót}} + V_{BT} + V_{T-\text{ờng}}) \\ &= 1130,03 + 162,43 - (39,92 + 339,82 + 23,56) = 889,16 (\text{m}^3) \end{aligned}$$

* Khối lượng đất cần phải chở đi:

$$V_{\text{thừa}} = (V_{\text{đào}} - V_{\text{đắp}}) \times 1,3 = (1130,03 + 162,43 - 889,16) \times 1,3 = 524,3 (\text{m}^3)$$

8.3.4. Tổ chức thi công đào đất:

a. Chọn máy đào đất:

Khối lượng đào bằng máy: $V = 797,63 \text{ m}^3$, $H = 0,65 \text{ m}$

+ 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 $4 \div 5 \text{ m}$. 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 hơn, ta không phải mất công làm đường cho xe ô tô, không bị ảnh hưởng của nước xuất hiện ở hố đào

Vậy ta chọn máy đào máy xúc một gầu nghịch EO - 3322 B1.

- Số liệu máy EO-3322B1 sản xuất tại Liên Xô (cũ) thuộc loại dẫn động thủy lực.

- Dung tích gầu : $q = 0,5 (\text{m}^3)$

- Bán kính đào lớn nhất : $R_{\text{max}} = 7,5 (\text{m})$

- Chiều cao nâng lớn nhất : $h = 4,8 (\text{m})$

- Chiều sâu đào lớn nhất : $H = 4,2 (\text{m})$

- Chiều cao máy : $c = 1,5 (\text{m})$

- Trọng lượng máy: $14,5 \text{ T}$

* Tính năng suất máy đào :

$$\begin{aligned} N &= 60 \cdot q \cdot n \cdot k_c \cdot \frac{1}{k_{xt}} \quad (\text{m}^3/\text{h}) \\ \text{Trong đó : } q &: \text{Dung tích gầu ; } q = 0,5 (\text{m}^3) \\ k_c &: \text{Hệ số đầy gầu ; } k_c = 0,9 \\ k_t &: \text{Hệ số tới của đất ; } k_t = 1,3 \\ k_{xt} &: \text{Hệ số sử dụng thời gian ; } k_{xt} = 0,7 \\ n &: \text{Số chu kỳ đào trong 1 phút : } n = 60/T_{ck} \\ T_{ck} &= t_{ck} \cdot K_{vt} \cdot K_{quay} = 17 \times 1,1 \times 1 = 18,7 (\text{phút}) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow n = 60/18,7 = 3,21 (\text{s}^{-1})$$

$$\Rightarrow N = 60 \times 0,5 \times 3,21 \times 0,9 \times 1/1,3 \times 0,7 = 36,67 (\text{m}^3/\text{h})$$

$$\Rightarrow N = 8 \times 36,67 = 293,4 (\text{m}^3/\text{ca})$$

Việc đào đất thủ công thì sử dụng các dụng cụ đào: quốc, xẻng, mai, kéo cắt đất. Phương tiện vận chuyển: sử dụng xe cải tiến, xe cút kít, đường gòng.

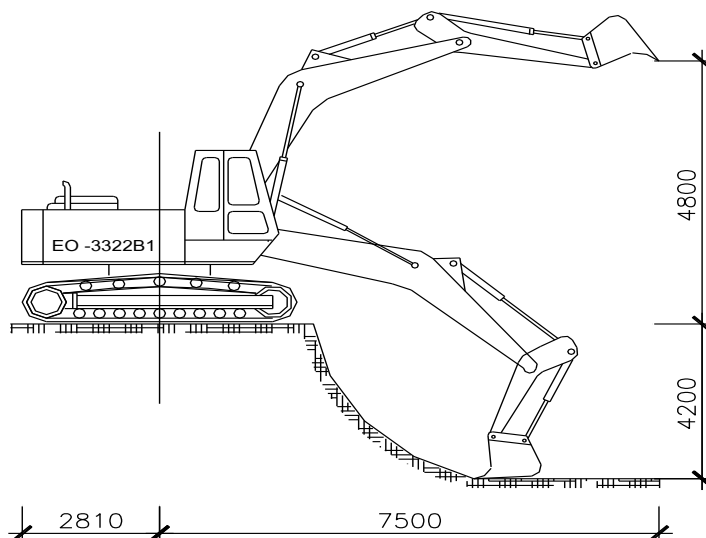
Vậy để đào hết $797,63 \text{ m}^3$ đất cần $797,63/293,4 = 3 \text{ ca}$

b. Chọn xe chuyển đất:

Sử dụng xe để chuyển đất có thể tích thùng $V = 6 (\text{m}^3)$

$$\text{Thời gian một chuyến: } T = t_{\text{bốc}} + t_{\text{đi}} + t_{\text{đỏ}} + t_{\text{về}}$$

MÁY ĐÀO GẦU NGHỊCH



$t_{bốc}$ - Thời gian bốc đất lên xe, $t_{bốc} = 5$ (phút)

$t_{đi} = t_{về}$ - Thời gian đi và về, giả thiết bãi lấy đất cách công trình 10 km, vận tốc xe chạy trung bình 30 km/h, có $t_{đi} = t_{về} = \frac{10 \times 60}{30} = 20$ (phút)

$t_{đổ}$ - Thời gian quay xe và đổ đất, $t_{đổ} = 5$ (phút)

$$\Rightarrow T = 5 + 20 + 20 + 5 = 50 \text{ (phút)}$$

Một xe trong một ca làm việc chạy được số chuyến là:

$$n = \frac{60.T_{ca}.k_t}{T} = \frac{60 \times 8 \times 0,8}{50} = 8 \text{ (chuyến)}$$

Một ca một xe vận chuyển được: $8 \times 5 \times 0,8 = 32 \text{ (m}^3\text{)}$.

$$\text{Số ca xe cần thiết: } \frac{524,3}{32} = 16,4 \text{ (ca xe)}$$

Chọn đội xe gồm 6 xe để vận chuyển đất lấp trong 3 ngày .

c. Tổ chức thi công đào đất trên mặt bằng

+ Thi công đào đất bằng máy: Tiến hành đào toàn bộ nền đất tới chiều sâu đầu cọc

+ Sơ đồ di chuyển máy đào : Việc bố trí sơ đồ đào hợp lí là rất cần thiết vì nó đảm bảo được năng suất đào của máy, tiết kiệm được thời gian di chuyển máy không tải, giúp máy di chuyển dễ dàng trên mặt bằng và không di chuyển trên vùng đã đào gây sạt lở hố đào

+ Thi công đào đất bằng thủ công :Đo đạc đánh dấu các vị trí đào bằng vôi bột . Do hố đào rộng lên tạo các bậc lên xuống cao 20-30cm để rẽ lên xuống , tạo độ dốc về 1 phía để thoát nước về một hố thu phòng khi mưa sẽ bơm thoát nước. Đào đúng kỹ thuật ,đào đến đâu thì sửa ngay đến đó . Đào từ hướng xa lại gần chỗ đổ đất để dễ thi công.

8.4.Lập biện pháp thi công bê tông đài – giằng móng.

*Thi công đài cọc và dầm móng:

- Đập đầu cọc
- Đổ bê tông lót
- Lắp dựng cốt thép
- Lắp ván khuôn .
- Lấp đất đến mặt bằng giằng móng.

8.4.1. Đập phá bê tông đầu cọc:

- Sau khi thi công ép cọc đạt yêu cầu thiết kế thì tiến hành đập đầu cọc để lộ đoạn thép liên kết với đài cọc theo chỉ dẫn của bản vẽ thiết kế.

- Có 2 phương án phá được sử dụng song song:

+ Sử dụng máy phá (súng bắn bê tông).

+ Choòng đục đầu nhọn

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

8.4.2. Đổ bê tông lót:

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

- Đổ bê tông lót để tạo bề mặt phẳng cho công việc thi công

- Làm sạch đáy hố móng .

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

- Sử dụng bê tông lót móng XM cát B7.5 được trộn tại công trường .

Bảng tính khối lượng bê tông lót móng $V = H.a.b$

Loại công tác	Loại móng	Chiều dày	Dài (m)	Rộng (m)	V(m3)	Tổng (m3)
---------------	-----------	-----------	---------	----------	-------	-----------

Loại công tác	Loại móng	Chiều dày	Dài (m)	Rộng (m)	V(m3)	Tổng (m3)
Bê tông lót móng	M1(17 cái)	0,1	2,4	2	8.16	39.92
	M2(26 cái)	0,1	3,5	2	18.2	
	Thang máy	0,1	5,8	3,8	2.204	
	GiăngGM1 (17 cái)	0,1	2,92	0,53	2.63	
	GiăngGM2 (9 cái)	0,1	2,7	0,53	1.29	
	GiăngGM3 (9 cái)	0,1	3,08	0,53	1.47	
	GiăngGM4 (36 cái)	0,1	2,7	0,53	5.15	
	GiăngGM5 (1 cái)	0,1	7,2	0,53	0.38	
	GiăngGM6 (2 cái)	0,1	4,17	0,53	0.44	

Tra định mức với mã hiệu HA11 cho bê tông gạch vữa chế tạo tại hiện trường ta có định mức cho công tác bê tông lót móng là $1,18 \text{ công/m}^3$.

- Vậy khối lượng nhân công cho công tác bê tông lót là :

$$1,18 \times 39.92 = 47 \text{ công}.$$

*. *Biện pháp kỹ thuật thi công :*

- Bê tông lót móng được trộn thủ công tại công trường, sau đó được vận chuyển đến các hố móng bằng xe cải tiến hoặc xô xách tay.

- Nếu vận chuyển bằng xe cải tiến, để tránh sụt lún hố đào, đồng thời đi lại được dễ dàng ta làm cầu công tác cho xe và người lên xuống.

- Bê tông lót móng được đưa xuống đáy hố móng, san phẳng. Sau đó đập mặt cho phẳng để tăng thêm độ chặt.

- Trong quá trình thi công tránh va chạm vào thành hố đào làm sụt lún hố đào và làm lún đất vào bê tông lót dẫn đến làm bê tông bị giảm chất lượng.

*Tổ chức thi công :

- Khối lượng bê tông lót móng không lớn mặt khác mác bê tông lót chỉ yêu cầu B7,5 do vậy ta chọn phương án trộn bê tông bằng máy ngay tại công trường là kinh tế hơn cả .

- Chọn máy bê tông quả lê có mã hiệu SD – 30V có các thông số kỹ thuật sau :

Dung tích hình học : 250 lít .

Dung tích xuất liệu 165 lít .

Đường kính cốt liệu lớn nhất $D_{\text{mã}} = 70\text{mm}$.

Tần số quay $n = 20$ vòng .

Thời gian trộn $t_{\text{trộn}} = 60 \text{ s}$.

Công suất động cơ $N_d = 4,1 \text{ KN}$

Kích thước tối hạn $1,915 \times 1,59 \times 2,26$.

Trọng lượng 0,8 tấn .

*Tính năng xuất máy

$$N = V_{\text{SX}} \cdot K_{\text{XL}} \cdot n_{\text{CK}} \cdot K_{\text{TG}}$$

V_{sx} dung tích sản xuất của thùng trộn = 165 lít.

$K_{\text{SL}} = 0,65$ là hệ số xuất liệu.

n_{ck} số mẻ trộn trong 1h.

$$t_{\text{ck}} = t_{\text{đổ vào}} + t_{\text{trộn}} + t_{\text{đổ ra}} = 15 + 60 + 15 = 90 \text{ (s)}$$

$$n_{\text{ck}} = 3600/90 = 40 \text{ mẻ}$$

$$K_{\text{tg}} = 0,75$$

$$N = 0,165 \times 0,65 \times 40 \times 0,75 = 3,22 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$t = 39,92/3,22 = 12,4 \text{ (h)}$$

8.4.3. Công tác cốt thép móng:

+) Lắp đặt cốt thép đài móng .

+) Lắp đặt cốt thép cổ móng.

+) Lắp dựng cốt thép giăng móng

* *Lắp dựng:*

- 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 B7.5 để đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ. Các con kê này có kích thước 40x40, 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 cốt 0,00 là 0,75m.
- 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 lưới thép khi đổ bê tông.
- Sai lệch khi lắp dựng cốt thép lấy theo quy phạm.
- 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.

8.4.5. Công tác ván khuôn móng:

- Sau khi lắp đặt xong cốt thép móng ta tiến hành lắp dựng móng và giằng móng.
- Ván khuôn đài móng và giằng móng được sử dụng là ván khuôn
- Ván khuôn phải cao hơn chiều cao đổ bê tông từ 5-10cm. Chiều cao đổ bê tông được đánh dấu lên bề mặt thành ván khuôn.
- Ván khuôn móng phải đảm bảo độ chính xác theo kích cỡ của đài, giằng; phải đảm bảo độ phẳng và độ kín khít.

-Sử dụng ván gỗ có $\sigma = 90 \text{ kg/cm}^2$.

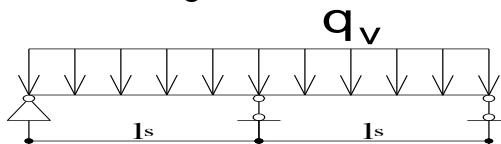
a) Tính toán ván khuôn móng:

*Tính toán ván thành:

- Móng M2 kích thước $a \times b \times h = 2 \times 3,3 \times 1,2 \text{ m}$.

- Chọn chiều dày ván gỗ $\delta = 3 \text{ cm}$

* *Sơ đồ tính*: Sơ đồ dầm liên tục kê lên các gối tựa là các thanh sườn.



* *Tải trọng tác dụng lên ván khuôn*:

Tải trọng tác dụng lên ván khuôn bao gồm áp lực ngang của bê tông mới đổ và tải trọng do đổ và đầm bê tông.

Tải trọng áp lực tĩnh của vữa bê tông.

$$q_1^{tc} = \gamma \cdot H = 2500 \times 0,75 = 1730 \text{ kG/m}^2$$

$$q_1^{tt} = n \cdot \gamma \cdot H = 1,3 \times 2500 \times 0,75 = 2250 \text{ kG/m}^2$$

($H=R = 0,75 \text{ m}$, với: R – Bán kính tác dụng của đầm bê tông, lấy bằng 0,75m.)

- Tải trọng do đầm bê tông : (đầm dùi có $D = 70 \text{ mm}$)

$$q_2^{tc} = 200 \text{ kG/m}^2.$$

$$q_2^{tt} = 1,3 \times 200 = 260 \text{ kG/m}^2.$$

=> Tải trọng ngang tổng cộng tác dụng vào ván khuôn là:

$$q^{tc} = 1730 + 200 = 1930 \text{ kG/m}^2$$

$$q^{tt} = 2250 + 260 = 2510 \text{ kG/m}^2$$

=> Tải trọng tác dụng lên tấm ván khuôn bề rộng $b=1\text{m}$

$$q_v^{t.c} = q^{t.c} \cdot b = 1930 \times 1 = 1930 (\text{kG/m}) = 19,3 (\text{kG/cm})$$

$$q_v^{t.t} = q^{t.t} \cdot b = 2510 \times 1 = 2510 (\text{kG/m}) = 25,1 (\text{kG/cm})$$

* Kiểm tra ván khuôn:

+ kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq [\sigma]$

Trong đó: $M_{\max} = q_v^{tt} \cdot l_s^2 / 10 = 30,12 \times l_s^2 / 10 \quad \text{KG.cm}$

l_s – Khoảng cách bố trí các thanh sườn.

$$W = b_v \cdot \delta_v^2 / 6 = 100 \cdot 3^2 / 6 = 150 \text{ cm}^3$$

δ_v là bề dày, b_v là bề rộng của tấm ván

$$[\sigma] = 90 \text{ KG/cm}^2 \quad \text{ứng suất cho phép của gỗ.}$$

$$\rightarrow l_s \leq \sqrt{\frac{10 \cdot W \cdot [\sigma]}{q_v^{tt}}} = \sqrt{\frac{10 \cdot 150 \cdot 90}{30,12}} = 73,3 \text{ cm} \quad (1)$$

+ Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q_v^{t.c} \cdot l_s^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_s}{400} \quad \text{- đối với sơ đồ dầm liên tục}$$

Môđun đàn hồi của gỗ: $E = 1,2 \cdot 10^5 (\text{kG/cm}^2)$;

Mômen quán tính: $J = b_v \cdot \delta_v^3 / 12 = 100 \times 3^3 / 12 = 225 \text{ cm}^4$

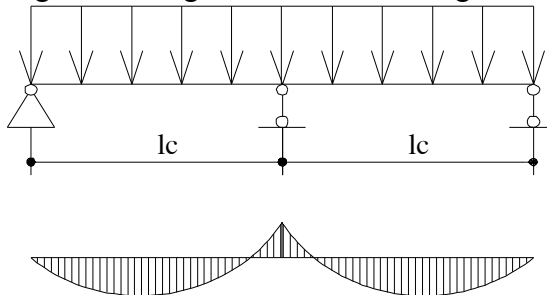
$$\rightarrow l_s \leq \sqrt[3]{\frac{128 E J}{400 q_v^{tc}}} = \sqrt[3]{\frac{128 \times 1,2 \cdot 10^5 \times 225}{400 \times 23,16}} = 76,6 \text{ cm}$$

Từ (1) và (2) $\rightarrow$ Khoảng cách bố trí các thanh sườn: $l_s = 65 \text{ cm}$.

Vậy với $l_s = 65 \text{ cm}$ thì ván khuôn thỏa mãn điều kiện bền và võng.

* Kiểm tra thanh sườn đứng:

- Xác định sơ đồ tính: là dầm đơn giản kê lên gối là các thanh chống.



- Tải trọng tác dụng: $q_s^{tc} = q^{tc} \cdot l_s = 1930 \times 0,65 = 1158 \text{ KG/m} = 11,58 \text{ KG/cm}$

$$q_s^{tt} = q^{tt} \cdot l_s = 2510 \times 0,65 = 1506 \text{ KG/m} = 15,06 \text{ KG/cm}$$

- Chọn tiết diện thanh nẹp đứng $6 \times 6 (\text{cm})$ có:

$$W = b x h^2 / 6 = 6 \times 6^2 / 6 = 36 \text{ cm}^3$$

Mômen quán tính:

$$J = b x h^3 / 12 = 6 \times 6^3 / 12 = 108 \text{ cm}^4$$

- Kiểm tra bền và võng của thanh sườn:

+ Kiểm tra bền:

$$\sigma = M_{\max} / W \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q^{tt} \times l_c^2}{10}$$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max} / W < [\sigma] = 90 \text{ KG/cm}^2$$

$$\rightarrow l_c \leq \sqrt{\frac{10.W.[\sigma]}{q_s^{tt}}} = \sqrt{\frac{10.36.90}{11,58}} = 52,9\text{cm} \quad (1)$$

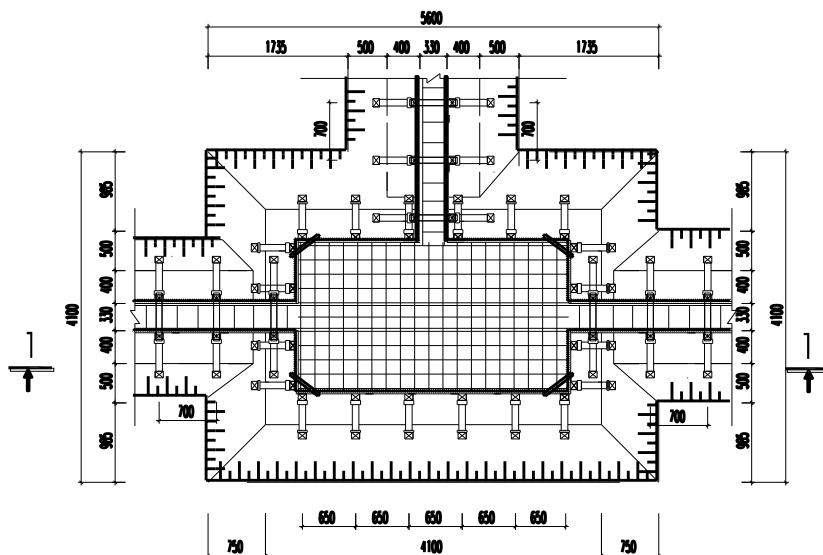
+ Kiểm tra võng:

$$f = \frac{q_s^{t.c}.l_c^4}{128.E.J} \leq [f] = \frac{l_{ct}}{400} = \frac{50}{400} = 0,125\text{cm}$$

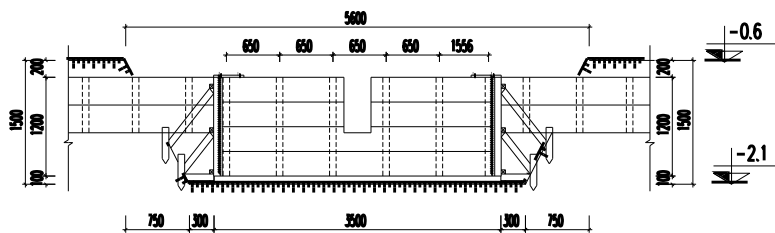
$$\rightarrow l_c \leq \sqrt[3]{\frac{128EJ}{400q_s^{tc}}} = \sqrt[3]{\frac{128 \times 1,2 \cdot 10^5 \times 108}{400 \times 15,06}} = 65,1\text{cm}$$

Từ (1) và (2) → Khoảng cách bố trí các cây chống xiên : $l_c = 50\text{cm}$.

Vậy với $l_c = 50\text{cm}$ thì ván khuôn thỏa mãn điều kiện bền và võng



CẤU TẠO VÁN KHUÔN MÓNG M2 (TL : 1/30)



MẶT CẮT VÁN KHUÔN MÓNG M2

8.4.9. Công tác đổ bê tông móng:

a. Tính toán khối lượng bê tông móng:

Bảng tính khối l- ợng bê tông móng $V = H.a.b$

Loại công tác	Loại móng	Chiều dày	Dài (m)	Rộng (m)	V(m3)	Tổng (m3)
Bê tông móng	M1(17 cái)	1,2	2,2	1,8	80.78	339.82
	M2(26 cái)	1,2	3,3	1,8	185.33	
	Thang máy	1,2	5,6	3,6	24.19	
	GiăngGM1 (17 cái)	0.7	2,92	0,33	11.47	
	GiăngGM2 (9 cái)	0.7	2,7	0,33	5.61	
	GiăngGM3 (9 cái)	0.7	3,08	0,33	6.4	
	GiăngGM4 (36 cái)	0.7	2,7	0,33	22.45	
	GiăngGM5 (1 cái)	0.7	7,2	0,33	1.66	

Loại công tác	Loại móng	Chiều dày	Dài (m)	Rộng (m)	V(m ³)	Tổng (m ³)
	GiằngGM6 (2 cái)	0.7	4,17	0,33	1.93	

b. Biện pháp kỹ thuật thi công :

- Sau khi hoàn thành công tác ván khuôn móng ta tiến hành nghiệm thu cốt thép và ván khuôn móng trước khi đổ bê tông, cần nhặt sạch rác và bụi bẩn rơi vãi vào trong ván khuôn trong khi lắp đặt ván khuôn.

- Bê tông móng được dùng loại bê tông thương phẩm Mác 250, thi công bằng máy bơm bê tông. Công việc đổ bê tông được thực hiện từ vị trí xa về gần vị trí máy bơm. Bê tông được chuyển đến công trường bằng xe chuyên dụng và được bơm liên tục trong quá trình thi công. Khi cần ngừng vì lý do gì thì cứ 10 phút lại phải bơm lại để tránh bê tông làm tắc ống. Nếu máy bơm phải ngừng trên 2 giờ thì phải thông ống bằng nước. Không nên để ngừng trong thời gian quá lâu. Khi bơm xong phải dùng nước bơm rửa sạch ống.

8.4.10. Chọn máy thi công móng:

a) Ôtô vận chuyển bê tông:

Chọn xe vận chuyển thùng trộn bê tông SB_92B có các thông số kỹ thuật sau:

- + Dung tích thùng trộn: $q = 6 \text{ m}^3$.
- + Ôtô cơ sở: KAMAZ - 5511.
- + Dung tích thùng nước: $0,75 \text{ m}^3$.
- + Công suất động cơ: 40 KW.
- + Tốc độ quay thùng trộn: (9 - 14,5) vòng/phút.
- + Độ cao đổ vật liệu vào: 3,5 m.
- + Thời gian đổ bê tông ra: $t = 10$ phút.
- + Trọng lượng xe (có bê tông): 21,85 T.
- + Vận tốc trung bình: $v = 40 \text{ km/h}$.

Giả thiết trạm trộn cách công trình 5 km. Ta có chu kỳ làm việc của xe:

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

Trong đó:

$$T_{nhận} = 10 \text{ phút.}$$

$$T_{chạy} = (5/40) \times 60 = 7,5 \text{ phút.}$$

$$T_{đổ} = 10 \text{ phút.}$$

$$T_{chờ} = 10 \text{ phút.}$$

$$\Rightarrow T_{ck} = 10 + 2 \times 7,5 + 10 + 10 = 45 \text{ (phút).}$$

Số chuyến xe chạy trong 1 ca: $m = 8 \times 0,85 \times 60 / T_{ck} = 8 \times 0,85 \times 60 / 45 = 9 \text{ (chuyến).}$

$k=0,85$: Hệ số sử dụng thời gian.

Số xe chở bê tông cần thiết là: $n = 339,82 / (6 \times 9) \approx 6 \text{ (chiếc).}$

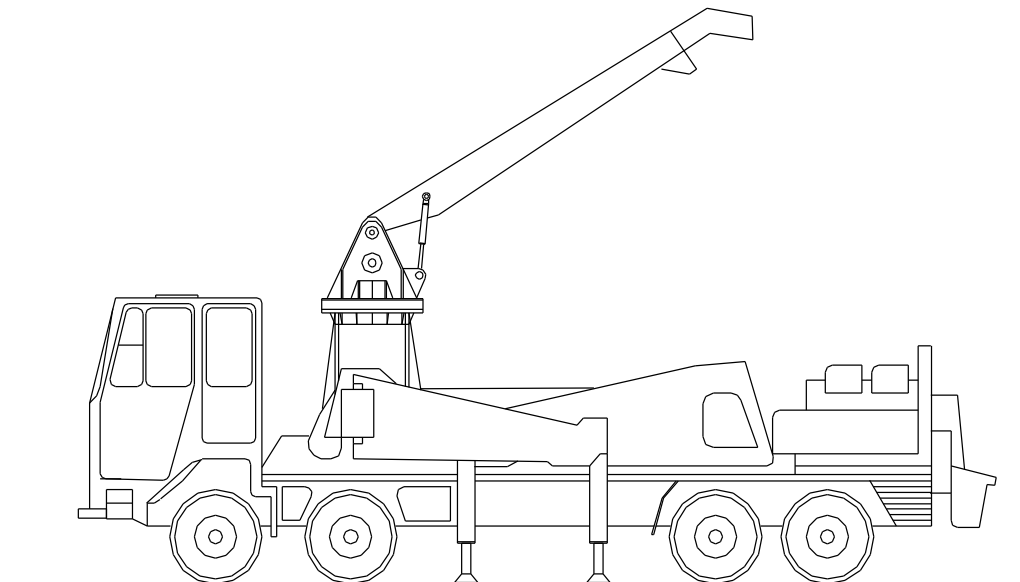
b) Máy bơm bê tông:

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

- Chọn máy bơm di động *Putzmeister M43* có công suất bơm cao nhất $90 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

- Trong thực tế, do yếu tố làm việc của bơm thường chỉ đạt 40% kể đến việc điều chỉnh, đường xá công trường chật hẹp, xe chở bê tông bị chậm,...

- Năng suất thực tế bơm được : $90 \times 0,4 = 36 \text{ (m}^3/\text{h)}$



Ô tô bơm bê tông bơm Putzmeister M43

Các thông số	Giá trị
Áp lực bơm lớn nhất	11,2 kG/cm ²
Khoảng cách bơm xa nhất	38,6m
Bơm cao nhất	42,1m
Bơm sâu nhất	29,2m
Đường kính ống bơm	230 mm

- Vậy thời gian cần bơm xong bê tông móng là :

$$\frac{339,82}{36} = 9,4 \text{ (giờ)} = 1,2 \text{ ca}$$

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.

c) Chọn máy đầm dùi:

Với khối lượng bê tông móng là: 339.82 m³ ta chọn máy đầm dùi loại U50, có các thông số kỹ thuật 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: $N = 2 \cdot k \cdot r_0^2 \cdot d \cdot 3600 / (t_1 + t_2)$.

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 $k = 0,85$

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

$$\text{Số lượng đầm cần thiết: } n = \frac{V}{N \cdot T} = \frac{339,82}{15,3 \cdot 0,85} = 2,86$$

Chọn 3 chiếc đầm dùi U50 để đầm bê tông móng.

8.4.11. 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.

8.4.12. Công tác tháo ván khuôn móng:

Do kết cấu móng là khối lớn nên để đảm bảo chất lượng cho bê tông thì phải sau 4 ngày mới được phép tháo dỡ ván khuôn móng

8.4.13. Lập biện pháp thi công lấp đất – tôn nền :

- Sau khi thi công xong bê tông đài và giằng móng ta sẽ tiến hành lấp đất hố móng.

Tiến hành lấp đất theo 2 phần:

Phần 1: Lấp đất hố móng từ đáy hố đào đến cốt mặt đài

Phần 2: Tôn nền từ cốt mặt đài đến cốt mặt nền theo thiết kế.

** Yêu cầu kỹ thuật đối với công tác lấp đất:*

- Sau khi bê tông đài và cả phần cột tới cốt mặt nền đã được thi công xong thì tiến hành lấp đất bằng thủ công, không được dùng máy bởi lẽ vướng víu trên mặt bằng sẽ gây trở ngại cho máy, hơn nữa máy có thể va đập vào phần cột đã đổ tới cốt mặt nền.

- Khi thi công đắp đất phải đảm bảo đất nền có độ ẩm trong phạm vi khống chế: đất khô → tưới thêm nước; đất quá ướt → phải có biện pháp giảm độ ẩm, để đất nền được đầm chặt, đảm bảo theo thiết kế.

- Với đất đắp hố móng, nếu sử dụng đất đào tận dụng thì phải đảm bảo chất lượng.

CHƯƠNG 9: THI CÔNG PHẦN THÂN VÀ HOÀN THIỆN

9.1. Lập biện pháp kỹ thuật thi công phần thân.

9.1.1. Công nghệ thi công ván khuôn:

a. Mục tiêu:

-Đạt được mức độ luân chuyển ván khuôn tốt.

b. Biện pháp:

Sử dụng biện pháp thi công ván khuôn hai tầng rưỡi có nội dung như sau:

- Bố trí hệ cây chống và ván khuôn hoàn chỉnh cho 2 tầng (chống đợt 1), sàn kê dưới tháo ván khuôn sớm

9.1.2. Công nghệ thi công bê tông:

Đối với các nhà cao tầng biện pháp thi công tiên tiến, có nhiều ưu điểm là sử dụng máy bơm bê tông.

Máy bơm Bê tông chọn máy *Putzmeister M43* với các thông số kỹ thuật sau:

Bơm cao (m)	Bơm ngang (m)	Bơm sâu (m)	Dài (xếp lại) (m)
42,1	38,6	29,2	10,7

Thông số kỹ thuật bơm:

Lưu lượng (m ³ /h)	áp suất bơm (Mpa)	Chiều dài xi lanh (mm)	Đường kính xi lanh (mm)
90	11,2	2100	230

Bê tông thương phẩm hiện đang được sử dụng nhiều cho các công trình cao tầng do có nhiều ưu điểm trong khâu bảo đảm chất lượng và thi công thuận lợi. Bê tông thương phẩm kết hợp với máy bơm bê tông là một tổ hợp rất hiệu quả.

Chọn phương pháp thi công bê tông cột, dầm, sàn đổ bằng máy bơm bê tông.

9.1.3 Chọn phương tiện phục vụ thi công.

9.1.3.1. Chọn loại ván khuôn, đà giáo, cây chống:

Khi thi công bê tông cột-dầm- sàn, để đảm bảo cho bê tông đạt chất lượng cao thì hệ thống cây chống cũng như ván khuôn cần phải đảm bảo độ cứng, ổn định cao, do vậy cây chống và ván khuôn phải có tính chất định hình. Vì vậy sự kết hợp giữa cây chống kim loại và ván khuôn kim loại vạn năng khi thi công bê tông khung-sàn là biện pháp hữu hiệu và kinh tế hơn cả.

9.1.3.2. Chọn cây chống sàn, dầm:

Sử dụng ván khuôn kim loại do công ty thép NITETSU của Nhật Bản chế tạo (các đặc tính kỹ thuật của ván khuôn kim loại này đã được trình bày trong công tác tính toán thi công đài giằng).

Sử dụng giáo PAL do hãng Hoà Phát chế tạo.

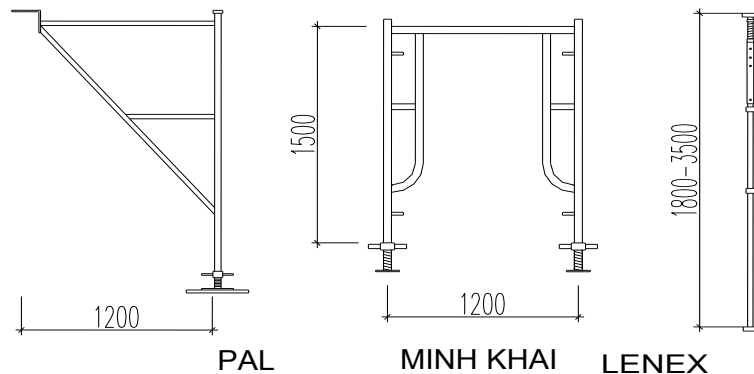
a) Ưu điểm của giáo PAL :

- Giáo PAL là một chân chống vạn năng bảo đảm an toàn và kinh tế.
- Giáo PAL có thể sử dụng thích hợp cho mọi công trình xây dựng với những kết cấu nặng đặt ở độ cao lớn.
- Giáo PAL làm bằng thép nhẹ, đơn giản, thuận tiện cho việc lắp dựng, tháo dỡ, vận chuyển nên giảm giá thành công trình.

b) Cấu tạo giáo PAL :

Giáo PAL được thiết kế trên cơ sở một hệ khung tam giác được lắp dựng theo kiểu tam giác hoặc tứ giác cùng các phụ kiện kèm theo như :

- Phần khung tam giác tiêu chuẩn.
- Thanh giằng chéo và giằng ngang.
- Kịch chân cột và đầu cột.
- Khớp nối khung.
- Chốt giữ khớp nối.



9.1.3.3 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 : 3600mm
- 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 nhỏ nhất khi $l_{\max}$: 1700kG
- Trọng lượng : 12,3kG

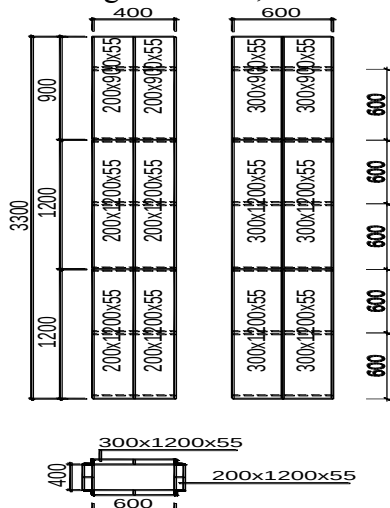
9.2. Tính toán ván khuôn, xà gồ, cột chống.

9.2.1. Tính toán ván khuôn, xà gồ, cột chống cho cột

9.2.1.1. Tính số lượng ván khuôn:

- Nhà cao 9 tầng, tầng 1-9 cao 3.6m.
- Cột tầng 1- 3 có tiết diện: 40x60 cm, cột tầng 4- 7 có tiết diện 40x50cm, cột tầng 7- 9 có tiết diện 30x50cm Dầm chính có tiết diện: 25x50 cm dầm phụ có tiết diện: 22x350 cm.
- Sàn các tầng dày 12cm
- * Tổ hợp cột trục C tầng 1:

+ Với cột tầng 1, chiều cao tính toán của ván khuôn là $H=3.6-0.5 = 3.1\text{m}$, tiết diện 400x600. Cạnh ngắn dùng 2 tấm rộng 200, cạnh dài dùng 2 tấm 300, theo chiều cao dùng 2 tấm 1200 và 1 tấm 900.



9.2.1.2. Tính ván khuôn cột:

* Tải trọng tác dụng lên ván khuôn:

+ q_1 : Tải trọng do áp lực tĩnh của BT, $n_1 = 1,3$

$$q_1^{tc} = \gamma \times R - \text{Vì } H=3,1\text{ m} > R=0,75\text{m}$$

với: R - Bán kính tác dụng của đầm BT, lấy bằng 0,75m.

H - Chiều cao đổ BT cột. (Ta đổ cột theo phương pháp bơm bê tông).

$$\Rightarrow q_1^{tc} = \gamma \times R = 2500 \times 0,75 = 1875 \text{ kG/m}^2$$

$$\Rightarrow q_1^{tt} = n_1 \times \gamma \times R = 1,3 \times 2500 \times 0,75 = 2437,5 \text{ kG/m}^2$$

+ q_2 : Tải trọng do đầm BT, $n_2 = 1,3$

Ta sử dụng đầm có $D = 70\text{mm}$

$$q_2^{tc} = 200 \text{ kG/m}^2$$

$$q_2^{tt} = 1,3 \times 200 = 260 \text{ kG/m}^2$$

+ q_3 : tải trọng do trút vữa bê tông, $n_3 = 1,3$

$$q_3^{tc} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_3^{tt} = 1,3 \times 400 = 520 \text{ Kg/m}^2$$

Do khả năng xảy ra đồng thời vừa đổ bê tông vừa đầm ít xảy ra nên ta lấy Max (q_2, q_3) để tính toán
 $q_3^{tc} = 400 \text{ kG/m}^2$, $q_3^{tt} = 1,3 \times 400 = 520 \text{ Kg/m}^2$

+Tổng tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn:

$$q^{t.c} = \sum q_i^{t.c} = q_1^{t.c} + q_3^{t.c} = 1875 + 400 = 2275 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q^{t.t} = \sum q_i^{t.t} = q_1^{t.t} + q_3^{t.t} = 2437,5 + 520 = 2957,5 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

+Tải trọng tác dụng lên tấm ván khuôn bề rộng b (lấy $b = 300\text{mm}$):

$$q_v^{t.c} = q^{t.c} \times b = 2275 \times 0,3 = 682,5 \text{ (kG/m)} = 6,825 \text{ kg/cm}$$

$$q_v^{t.t} = q^{t.t} \times b = 2957,5 \times 0,3 = 887,25 \text{ (kG/m)} = 8,8725 \text{ kg/cm}$$

* Kiểm tra ván khuôn:

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq R_{\text{thép}}$

Trong đó: $M_{\max} = q_v^{t.t} \cdot l_g^2 / 10$

$l_g = 600\text{mm}$ – Khoảng cách bố trí các gối cột

$W = 6,45 \text{ cm}^3$: Mômen kháng uốn của tấm VK $b = 300$ (Tra bảng)

$R_{\text{thép}}$: Cường độ của thép $R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = \frac{8,8725 \cdot 60^2}{10 \cdot 6,45} = 773,8 \text{ kG/cm}^2 \leq R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q_v^{t.c} \cdot l_g^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_g}{400} \text{ - Đối với sơ đồ dầm liên tục.}$$

Mô đun đàn hồi của thép: $E = 2,1 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2$;

Mômen quán tính $J = 28,59 \text{ (cm}^4\text{)}$ (Tra bảng)

Thay vào công thức ta có:

$$f = \frac{q_v^{t.c} \cdot l_g^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_g}{400} \Leftrightarrow f = \frac{6,825 \cdot 60^4}{128 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 28,59} = 0,0275 \leq \frac{75}{400} = 0,1875 \text{ (cm)}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện độ võng.

* Kiểm tra gông:

Chọn gông thép hòa phát là thép hình $L70 \times 70 \times 7$ có:

$J = 48,2 \text{ cm}^4$; $W = 12,99 \text{ cm}^3$.

- Tải trọng tác dụng:

$$q_g^{t.c} = q^{t.c} \times l_g = 2275 \times 0,6 = 1365 \text{ (kG/m)}$$

$$q_g^{t.t} = q^{t.t} \times l_g = 2957,5 \times 0,6 = 1774,5 \text{ (kG/m)}$$

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq R_{\text{thép}}$

Trong đó: $M_{\max} = q_g^{t.t} \cdot l^2 / 8$

$$W = 12,99 \text{ cm}^3$$

$$R_{\text{thép}}$$

Mômen kháng uốn của gông (Tra bảng)

Cường độ của thép $R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = \frac{17,745 \cdot 60^2}{8 \cdot 12,99} = 615 \leq R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{5 \cdot q_g^{t.c} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l}{400} \quad - \text{Đối với sơ đồ dầm liên tục.}$$

Môđun đàn hồi của gang thép: $E = 2,1 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2$;

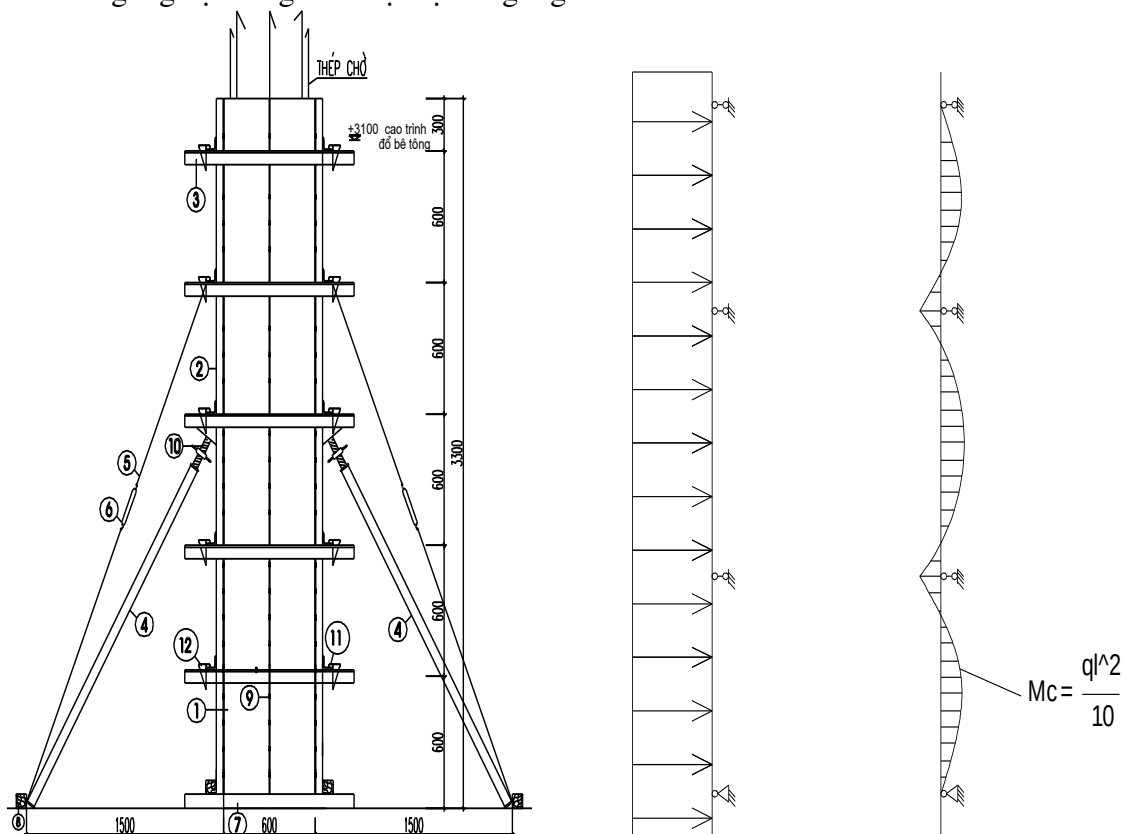
Mômen quán tính $J = 48,2 (\text{cm}^4)$

Thay vào công thức ta có :

$$f = \frac{5 \cdot q_g^{t.c} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l}{400} \Leftrightarrow f = \frac{5 \cdot 13,65 \cdot 60^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 48,2} = 0,027 \leq \frac{60}{400} = 0,15 \text{ (cm)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện độ võng.

Số gông cột dùng cho một cột : 6 gông



GHI CHÚ CỘT :

1, VÁN KHUÔN THÀNH CỘT

2, VÁN KHUÔN THÉP GÓC

3, GÔNG CỘT

4, CỘT CHỐNG THÉP

5, DÂY CĂNG

6, TĂNG ĐỖ

7, KHUNG ĐỊNH VỊ CHÂN CỘT

8, THANH CỐ ĐỊNH CHÂN CÂY CHỐNG THÉP

9, KHÓA VÁN KHUÔN THÀNH

10, KÍCH ĐẦU CỘT CHỐNG XIÊN

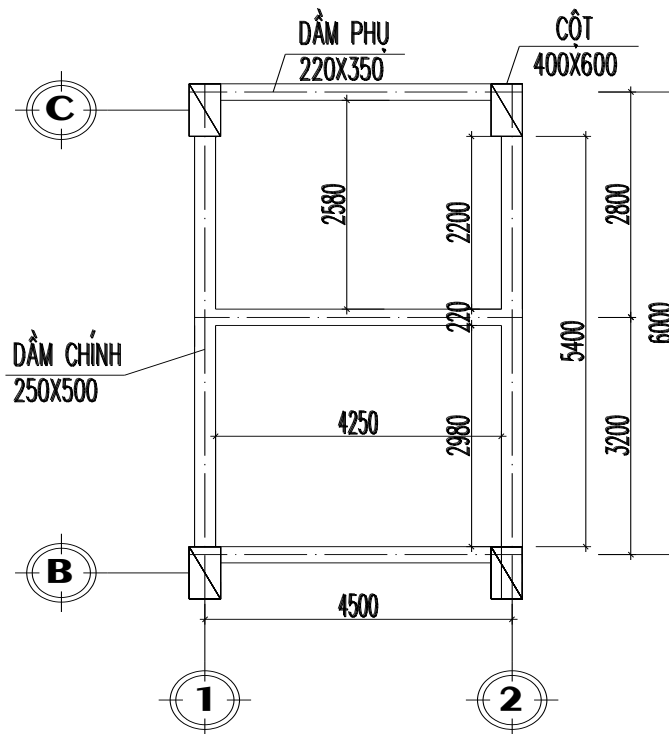
11, BU LÔNG

12, CHỐT

9.3.. Thiết kế ván khuôn dầm:

9.3.1. Tổ hợp ván khuôn

Ta tiến hành tổ hợp ván khuôn cho ô sàn điển hình có kích thước :



Ô sàn điển hình

9.3.2. Tính toán ván khuôn đáy dầm

Hệ dầm sử dụng trong kết cấu của công trình gồm nhiều loại tiết diện, ở đây ta chỉ tính toán ván khuôn cho dầm chính nhịp BC tiết diện 25x50cm, các dầm khác có tiết diện nhỏ hơn được tính toán và cấu tạo tương tự.

Ván khuôn dầm cũng sử dụng ván khuôn thép, các tấm ván dầm được tựa lên các thanh xà ngang, xà dọc, dùng giáo PAL để đỡ xà gồ.

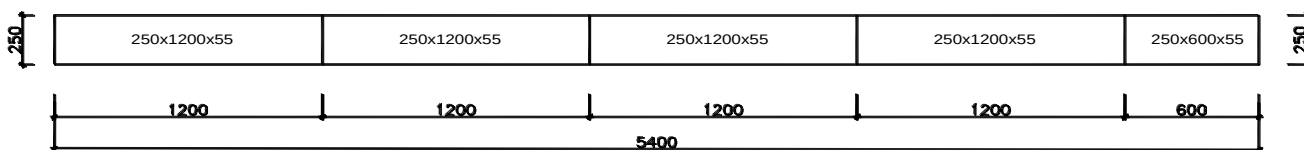
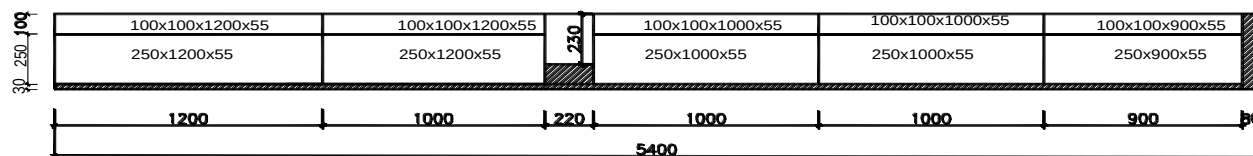
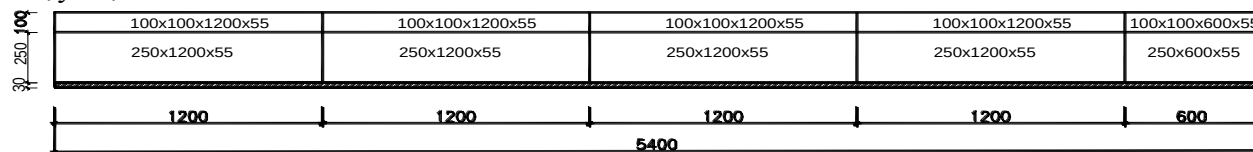
* Tổ hợp ván khuôn

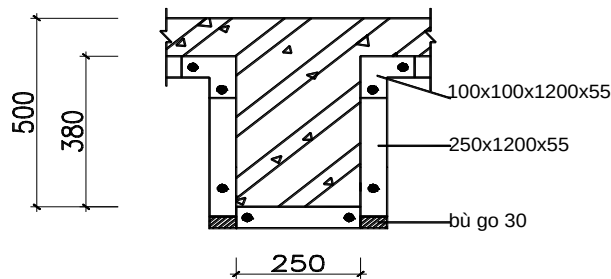
+Chiều cao ván thành yêu cầu: $h_0 = h_d - h_s = 50 - 12 = 38$ cm. Ta sử dụng 1 tấm ván phẳng bề rộng 25cm và 1 tấm ván góc 10cm tổ hợp theo chiều cao, còn thiếu 3 cm thì dùng gỗ bù.

+Với chiều rộng đáy dầm là 25cm, ta sử dụng tấm ván bề rộng 25cm

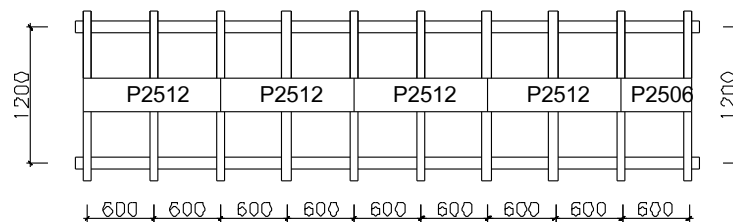
+Dầm có chiều dài dầm là $6 - 0.6 = 5.4$ m nên sử dụng 4 tấm chiều dài 1,2m, 1 tấm 0,6m .

- Vậy một dầm cần:



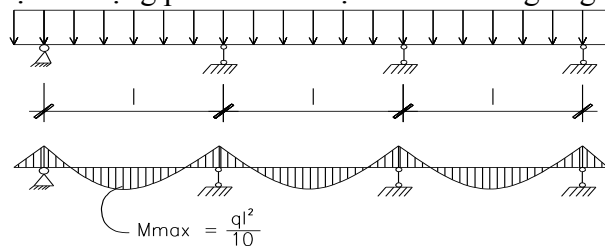


→ Khoảng cách bố trí các xà gồ ngang (lớp trên) $l=60\text{cm}$.



* Sơ đồ tính toán VK đáy dầm

Sơ đồ dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều tựa trên các xà gồ ngang.



Tải trọng tác dụng lên ván khuôn:

q_1 – Tải trọng bản thân ván khuôn, $n_1 = 1,1$

$$q_1^{tc} = 20\text{kG/m}^2$$

$$q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc} \cdot b$$

b – Bề rộng đáy dầm (tám VK đáy dầm).

$$\Rightarrow q_1^{tt} = 1,1 \times 20 \times 0,25 = 5,5 \text{ kG/m}$$

q_2 – Trọng lượng BTCT dầm, $n_2 = 1,2$

$$q_2^{tc} = \gamma_{BTCT} \times h_d \times b = 2600 \times 0,5 \times 0,25 = 390 \text{ kG/m}$$

$$\Rightarrow q_2^{tt} = n_2 \times \gamma_{BTCT} \times h_d \times b = 1,2 \times 2600 \times 0,5 \times 0,25 = 468 \text{ kG/m}$$

$$\gamma_{BTCT} = 2500 + 100 = 2600 \text{ (kG/m}^3\text{)}$$

Trọng lượng cốt thép lấy bằng 100kG/m^3

q_3 – Tải trọng do trút vữa (đổ) BT, $n_3 = 1,3$

+ Tải tiêu chuẩn khi đổ bằng bơm BT: $q_3^{T.C} = 400 \text{ kG/m}^2$

$$\Rightarrow q_3^{tc} = q_3^{T.C} \times b = 400 \times 0,25 = 100 \text{ kG/m}$$

$$q_3^{tt} = n_3 \times q_3^{T.C} \times b = 1,3 \times 400 \times 0,25 = 130 \text{ kG/m}$$

q_4 – Tải trọng do đầm BT, $n_4 = 1,3$

Tải tiêu chuẩn do đầm: $q_4^{T.C} = 200 \text{ kG/m}^2$

$$\Rightarrow q_4^{tc} = q_4^{T.C} \cdot b$$

$$b = 200 \times 0,25 = 50 \text{ kG/m}$$

$$q_4^{tt} = n_4 \times q_4^{T.C} \times b = 1,3 \times 200 \times 0,25 = 65 \text{ kG/m}$$

(Do $q_3 > q_4 \rightarrow$ lấy giá trị $\max = q_3$)

Tổng tải trọng tác dụng lên ván khuôn đáy dầm:

$$q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} + q_3^{tc} = 5 + 390 + 100 = 495 \text{ (kG/m)}$$

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} + q_3^{tt} = 5,5 + 468 + 130 = 603,5 (\text{kG/m})$$

* Kiểm tra ván khuôn đáy dầm theo điều kiện bền và theo độ võng:

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq R_{\text{thép}}$

Trong đó: $M_{\max} = q^{tt} \cdot l_{x,ng}^2 / 10$

$l_{x,ng} = 60 \text{ cm}$ - khoảng cách bố trí các xà ngang.

Với tầm ván khuôn đáy dầm $b = 0,25 \text{ m}$ tra bảng ta có :

Mômen kháng uốn $W = 6,34 \text{ cm}^3$

$R_{\text{thép}}$ Cường độ của thép $R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$

Mômen quán tính $J = 27,33 \text{ cm}^4$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = \frac{6.035 \cdot 60^2}{10 \cdot 6.34} = 358,1 \text{ kG/cm}^2 < R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ bền.

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q^{t.c} \cdot l_{x,ng}^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_{x,ng}}{400}$

Môđun đàn hồi của thép: $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kG/cm}^2$;

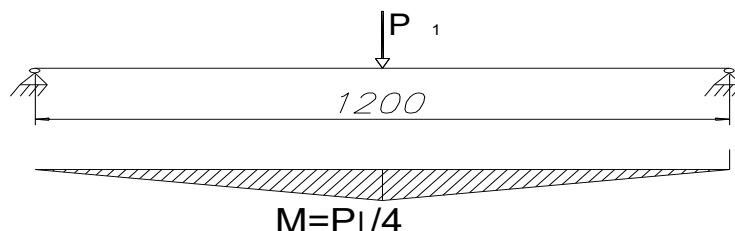
$$\Rightarrow f = \frac{q^{t.c} \cdot l_{x,ng}^4}{128 \cdot E \cdot J} = \frac{4.95 \cdot 60^4}{128 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 27.33} = 0,0873 \leq [f] = \frac{l_{x,ng}}{400} = \frac{60}{400} = 0,15 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

* Tính toán kiểm tra xà ngang đỡ ván đáy dầm:

Sơ đồ tính toán

Sơ đồ dầm đơn giản chịu tải trọng tập trung đặt giữa dầm, gối tựa là các xà gồ dọc, nhịp 1,2m.



Tải trọng tác dụng lên xà ngang:

trọng tác dụng lên xà ngang là tải phân bố trên bề rộng ván đáy, coi như tải tập trung đặt tại giữa xà gồ. Tải
Tiết diện xà ngang 80 x 100 mm.

+ Trọng lượng bản thân xà gồ.

Ta có :

$n = 1,1$ – Hệ số vượt tải

$l_{xn} = 1,2 \text{ m}$ – Chiều dài xà gồ ngang

$b_{x,ng} = 0,08 \text{ m}$ – Chiều rộng tiết diện xà gồ ngang

$h_{x,ng} = 0,1 \text{ m}$ – Chiều cao tiết diện xà gồ ngang

$$\Rightarrow P_1^{tc} = q^{tc} \cdot l_{x,ng} = 495 \cdot 0,6 = 297 \text{ kG}$$

$$P_2^{tc} = b_{x.ng} \times h_{x.ng} \times l_{x1} \times \gamma_{gỗ} = 0,08 \times 0,1 \times 1,2 \times 600 = 5,76 \text{ kG}$$

$$P_{x.ng}^{tc} = P_1^{tc} + P_2^{tc} = 297 + 5,76 = 302,8 \text{ kG}$$

$$\Rightarrow P_1^{tt} = q^{tt} \times l_{x.ng} = 603,5 \times 0,6 = 362,1 \text{ kG}$$

$$P_2^{tt} = n \times b_{x.ng} \times h_{x.ng} \times l_{x1} \times \gamma_{gỗ} = 1,1 \times 0,08 \times 0,1 \times 1,2 \times 600 = 6,34 \text{ kG}$$

$$P_{x.ng}^{tt} = P_1^{tt} + P_2^{tt} = 362,1 + 6,34 = 368,4 \text{ kG}$$

Kiểm tra độ bền và võng của xà ngang:

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq [\sigma]$

Trong đó:

$$M_{\max} = P_{x.ng}^{tt} \cdot l_{x.n}/4$$

$$l_{x.n} - \text{chiều dài xà ngang } l = 1,2 \text{ m}$$

$$W = b_{x.ng} \cdot h_{x.ng}^2 / 6 = 8 \times 10^2 / 6 = 133,33 \text{ cm}^3$$

- Mômen kháng uốn

$$[\sigma] = 90 \text{ kG/cm}^2 - \text{ứng suất cho phép của gỗ}$$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = \frac{368,4 \cdot 120}{4 \cdot 133,33} = 82,9 \text{ kG/cm}^2 \leq [\sigma] = 90 \text{ kG/cm}^2$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{P_{x.ng}^{t.c} \cdot l_{x.d}^3}{48 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_{x.d}}{400}$$

Môđun đàn hồi của gỗ: $E = 1,2 \times 10^5 \text{ kG/cm}^2$

Mômen quán tính: $J = b_{x.ng} \cdot h_{x.ng}^3 / 12 = 8 \times 10^3 / 12 = 666,67 \text{ cm}^4$

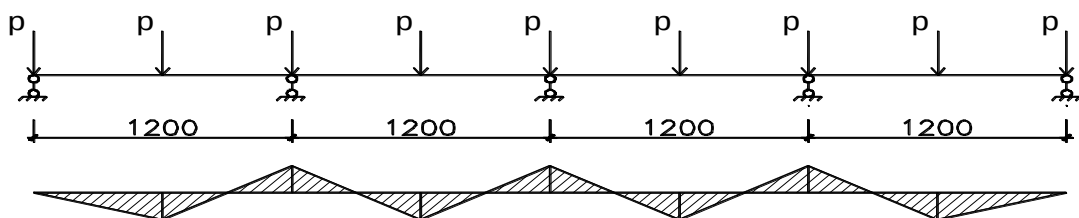
$$\Rightarrow f = \frac{P_{x.ng}^{t.c} \cdot l_{x.n}^3}{48 \cdot E \cdot J} = \frac{302,8 \cdot 120^3}{48 \cdot 1,2 \cdot 10^5 \cdot 666,67} = 0,136 \text{ cm} < [f] = \frac{l_{x.n}}{400} = \frac{120}{400} = 0,3 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ võng

* Tính toán kiểm tra xà dọc đỡ xà ngang:

* Sơ đồ tính toán

Sơ đồ dầm liên tục chịu tải trọng tập trung đặt tại gối và giữa dầm, gối tựa là các đầu giáo của cột chống



* Tải trọng tác dụng lên xà dọc:

Tải trọng tác dụng lên xà dọc là tải trọng tập trung đặt tại gối và giữa dầm.

$$P_{x.d}^{tc} = P_{x.ng}^{tc} / 2 + P_{b.t.x.d}^{tc}$$

$$P_{b.t.x.d}^{tc} = b_{x.d} \cdot h_{x.d} \cdot l_{x2} \cdot \gamma_{gỗ}$$

$$P_{x.d}^{tt} = P_{x.ng}^{tt} / 2 + P_{b.t.x.d}^{tt}$$

$$P_{b.t.x.d}^{tt} = b_{x.d} \cdot h_{x.d} \cdot l_{x2} \cdot \gamma_{gỗ} \cdot n$$

Ta có : $n=1,1$ – Hệ số vượt tải

l_{x2} – Chiều dài đoạn xà dọc 1,2m

$b_{x,d}=0,08\text{m}$ – Chiều rộng tiết diện xà gồ dọc

$h_{x,d}=0,1\text{m}$ – Chiều cao tiết diện xà gồ dọc

$$\Rightarrow P_{b.t.x.d}^{tc} = b_{x,d} \cdot h_{x,d} \cdot l_{x2} \cdot \gamma_{gđ} = 0,08 \times 0,1 \times 1,2 \times 600 = 5,76 \text{ kG}$$

$$P_{x,d}^{tc} = P_{x.ng}^{tc}/2 + P_{b.t.x.d}^{tc} = 302,8/2 + 5,76 = 157,2 \text{ kG}$$

$$\Rightarrow P_{b.t.x.d}^{tt} = b_{x,d} \cdot h_{x,d} \cdot l_{x2} \cdot \gamma_{gđ} \cdot n = 0,08 \times 0,1 \times 1,2 \times 600 \times 1,1 = 6,336 \text{ kG}$$

$$P_{x,d}^{tt} = P_{x.ng}^{tt}/2 + P_{b.t.x.d}^{tt} = 368,4/2 + 6,336 = 190,5 \text{ kG}$$

* Kiểm tra độ bền và võng của xà dọc:

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq [\sigma]$

Trong đó:

$$M_{\max} = P_{x,d}^{tt} \cdot l_c/4$$

l_c – Khoảng cách giữa gối đỡ 1,2m

$$W = b_{x,d} \cdot h_{x,d}^2/6 = 8 \times 10^2/6 = 133,33 \text{ cm}^3 \text{ -Mômen kháng uốn}$$

$[\sigma] = 90 \text{ kG/cm}^2$ -ứng suất cho phép của gỗ

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = \frac{190,5 \cdot 120}{4 \cdot 133,33} = 42,9 \text{ kG/cm}^2 \leq [\sigma] = 90 \text{ kG/cm}^2$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ bền.

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{P_{x,d}^{t.c} \cdot l_c^3}{48 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_c}{400}$

Mô đun đàn hồi của gỗ: $E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2$

Momen quán tính : $J = b_{x,d} \cdot h_{x,d}^3/12 = 8 \times 10^3/12 = 666,67 \text{ cm}^4$

$$\Rightarrow f = \frac{P_{x,d}^{t.c} \cdot l_c^3}{48 \cdot E \cdot J} = \frac{157,2 \cdot 120^3}{48 \cdot 1,2 \cdot 10^5 \cdot 666,67} = 0,071 \text{ cm} \leq [f] = \frac{l_c}{400} = \frac{120}{400} = 0,3 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

* Kiểm tra lực tới hạn của giáo chống:

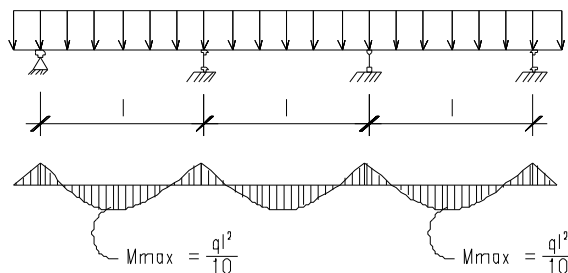
Tải trọng tác dụng lên đầu giáo: $N = 2 \cdot P_{x,d}^{tt} = 2 \times 190,5 = 381 \text{ (kG)}$

$\Rightarrow N \leq [P_{g,h}] \rightarrow$ Giáo đủ khả năng chịu lực.

$[P_{g,h}] = 2,5 \text{ T}$ – Lực giới hạn của cột chống

9.3.3. Ván khuôn thành dầm:

* Sơ đồ tính toán:



Sơ đồ dầm liên tục kê trên các gối tựa là các thanh sườn

$\rightarrow$ Khoảng cách bố trí các thanh sườn $l_s = 60 \text{ cm}$.

* Tải trọng tác dụng:

q_1 – áp lực ngang của vữa BT, $n_1 = 1,3$

$$q_1^{tc} = \gamma_{BT} \cdot h_d = 2500 \times 0,5 = 1250 \text{ kG/m}$$

$$q_1^{tt} = n_1 \cdot \gamma_{BT} \cdot h_d = 1,3 \times 2500 \times 0,5 = 1625 \text{ kG/m}$$

q_2 – áp lực sinh ra khi đầm BT, $n_2 = 1,3$

Sử dụng đầm có $D = 70\text{mm}$, lấy $q_2^{T.C} = 200 \text{ kG/m}^2$

$$q_2^{tc} = q_2^{T.C} = 200 \text{ kG/m}$$

$$q_2^{tt} = n_2 \cdot q_2^{T.C} = 1,3 \times 200 = 260 \text{ kG/m}$$

+ Tổng tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn:

$$q^{t.c} = \sum q_i^{t.c} = q_1^{tc} + q_2^{tc} = 1250 + 200 = 1450 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q^{t.t} = \sum q_i^{t.t} = q_1^{tt} + q_2^{tt} = 1625 + 260 = 1885 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

+ Tải trọng tác dụng lên tấm ván khuôn bề rộng b (lấy $b = 300\text{mm}$):

$$q_v^{t.c} = q^{t.c} \cdot b = 1450 \times 0,3 = 425,5 \text{ (kG/m)} = 4,255 \text{ kg/cm}$$

$$q_v^{t.t} = q^{t.t} \cdot b = 1885 \times 0,3 = 552,5 \text{ (kG/m)} = 5,525 \text{ kg/cm}$$

* Kiểm tra độ bền và võng của ván khuôn thành:

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq R_{\text{thép}}$

Trong đó: $M_{\max} = q^{tt} \cdot l_s^2 / 10$

$l_s = 60\text{cm}$ - Khoảng cách bố trí các thanh sườn

Tấm $250 \times 1200 \times 55$ tra bảng có:

$W = 6,34 \text{ cm}^3$ - Mômen kháng uốn của tấm VK

Môđun đàn hồi của thép: $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kG/cm}^2$;

Mômen quán tính $J = 27,33 \text{ cm}^4$

$R_{\text{thép}}$ - Cường độ của thép $R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = 5,525 \times 60^2 / (10 \times 6,34) = 313,7 \text{ kG/cm}^2 \leq R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q^{t.c} \cdot l_s^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_s}{400} \quad \text{- Đối với sơ đồ dầm liên tục}$$

$$\Rightarrow f = \frac{q^{t.c} \cdot l_s^4}{128 \cdot E \cdot J} = \frac{4,25 \cdot 60^4}{128 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 27,33} = 0,0092 \text{ cm} \leq [f] = \frac{l_s}{400} = \frac{60}{400} = 0,15 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

* Kiểm tra độ bền và võng của sườn đứng:

Sử dụng thanh sườn có các đặc trưng sau:

- Mômen quán tính : $J = b_{x.ng} \cdot h_{x.ng}^3 / 12 = 8 \times 8^3 / 12 = 341,33 \text{ cm}^4$

- Mômen kháng uốn : $W = b_{x.ng} \cdot h_{x.ng}^2 / 6 = 8 \times 8^2 / 6 = 85,33 \text{ cm}^3$

- Tải trọng tác dụng:

$$q_s^{t.c} = q^{t.c} \cdot l_s = (q_1^{tc} + q_2^{tc}) \cdot l_s = (2500 \times 0,5 + 200) \times 0,6 = 1075 \text{ kG/m}$$

$$q_s^{t.t} = q^{t.t} \cdot l_s = 1,3 \times (2500 \times 0,5 + 200) \times 0,6 = 1411 \text{ kG/m}$$

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq R_{\text{thép}}$

Trong đó:

$$M_{\max} = q^{tt} \cdot l_s^2 / 10$$

$l_s = 60\text{cm}$ - Khoảng cách bố trí các thanh sườn

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = 14,11 \times 60^2 / (10 \times 85,33) = 59,5 \text{ kG/cm}^2 \leq \sigma_{gđ} = 90 \text{ kG/cm}^2$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

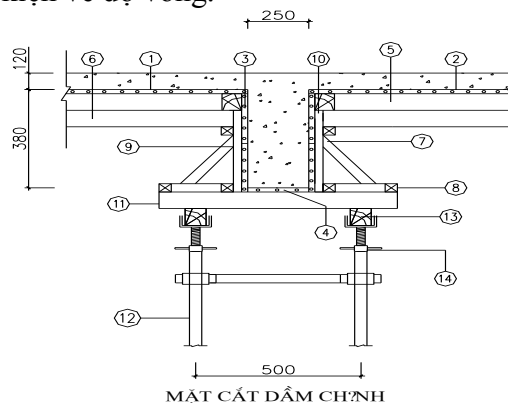
$$f = \frac{q^{t.c} \cdot l_s^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_s}{400} \quad \text{- Đối với sơ đồ dầm liên tục}$$

Môđun đàn hồi của thép: $E = 2,1.10^6 \text{ kG/cm}^2$;

Mômen quán tính $J = 24,52 \text{ cm}^4$ (Tra bảng)

$$f = \frac{q^{t.c} . l_s^4}{128 . E . J} = \frac{10,75.60^4}{128.1,2.10^5.341.33} = 0,0265 \text{ cm} \leq [f] = \frac{l_s}{400} = \frac{60}{400} = 0,15 \text{ cm}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.



9.4. Tính toán ván khuôn sàn

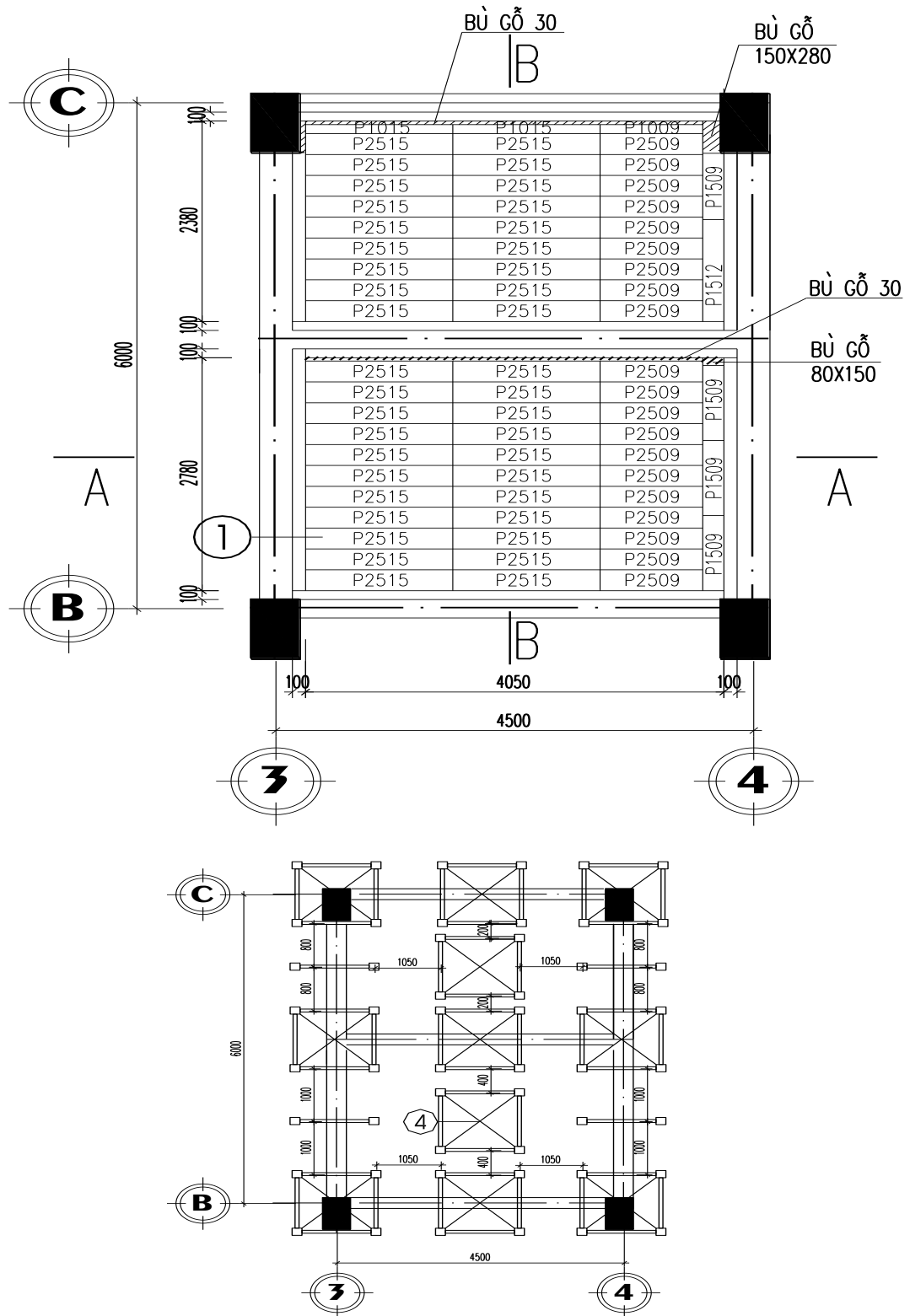
9.4.1. Cấu tạo

- Ván khuôn sàn được ghép từ các tấm ván khuôn định hình với khung bằng kim loại.
- Để đỡ ván sàn ta dùng các xà gồ ngang, dọc kê trực tiếp lên đỉnh giá đỡ PAL. Để đơn giản trong khi thi công ta chọn khoảng cách giữa các xà gồ lớp dưới là 1.2m
- Khi thiết kế ván khuôn sàn ta dựa vào kích thước sàn để tổ hợp ván khuôn, ván khuôn chọn cấu tạo sau đó tính toán khoảng cách xà gồ. Ta chỉ tính toán cụ thể cho 1 ô sàn, các ô sàn khác được cấu tạo tương tự.

Tính toán với ô sàn có kích thước 6 x 4.5m

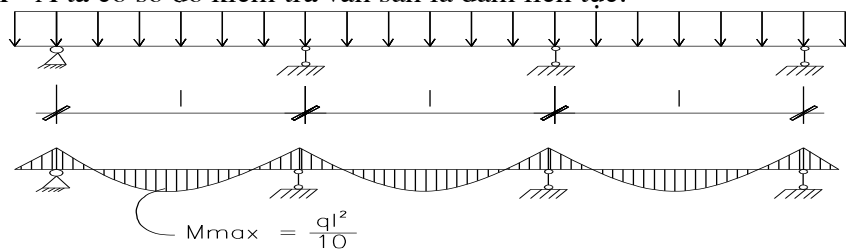
$$+ \text{ Ô1 mép trong của sàn có kích thước } \begin{aligned} l_1 &= 6 - 0.22 = 5.78 \text{ m} \\ l_2 &= 4.5 - 0.25 = 4.25 \text{ m} \end{aligned}$$

9.4.2. Tổ hợp ván khuôn :



9.4.3. Kiểm tra ván sàn :

Dựa vào mặt cắt A - A ta có sơ đồ kiểm tra ván sàn là dầm liên tục:



Tải trọng tác dụng :

q_1 – Tải trọng bản thân ván khuôn, $n_1 = 1,1$

$$q_1^{tc} = 20 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc} = 1,1 \times 20 = 22 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

q_2 – Trọng lượng bản thân BTCT, $n_2 = 1,2$

$$q_2^{tt} = \delta_s \cdot \gamma_{BTCT} = 0,12 \times 2600 = 240 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q_2^{tt} = n_2 \cdot \delta_s \cdot \gamma_{BTCT} = 1,2 \times 0,12 \times 2600 = 312 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$\gamma_{BTCT} = 2500 + 100 = 2600 \text{ (kG/m}^3\text{)}$$

δ_s – Chiều dày BTCT sàn.

q_3 – Hoạt tải do người đi lại và dụng cụ thi công, $n_3 = 1,3$

$$q_3^{tc} = 250 \text{ kG/m}^2, n_3 = 1,3$$

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

q_4 – Tải trọng do trút vữa (đổ) BT, $n_4 = 1,3$, phụ thuộc vào biện pháp đổ BT:

$$q_4^{tc} = 400 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

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

q_5 – Tải trọng do đầm BT, $n = 1,3$

$$q_5^{tc} = 200 \text{ kG/m}^2$$

$$q_5^{tt} = n_5 \cdot q_5^{tc} = 1,3 \times 130 = 169 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Do $q_4 > q_5 \rightarrow$ lấy giá trị $\max = q_4^{tt} = 520 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

Tổng tải trọng tác dụng vào ván khuôn sàn:

$$q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} + q_3^{tc} + q_4^{tc} = 20 + 240 + 250 + 400 = 930 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} + q_3^{tt} + q_4^{tt} = 22 + 312 + 325 + 520 = 1179 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên tấm ván khuôn bề rộng b:

$$q_v^{tc} = q^{tc} \cdot b = 930 \times 0,25 = 232,5 \text{ (kG/m)}$$

$$q_v^{tt} = q^{tt} \cdot b = 1179 \times 0,25 = 294,75 \text{ (kG/m)}$$

* *Tính toán kiểm tra ván sàn:*

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max}/W \leq R_{\text{thép}}$

Trong đó: $M_{\max} = q_v^{tt} \cdot l_{x1}^2 / 10$

$l_{x1} = 750 \text{ cm}$ – Khoảng cách bố trí xà gồ lớp trên

Tấm ván khuôn $250 \times 1500 \times 55$ có :

$W = 6,34 \text{ cm}^3$ - Mômen kháng uốn của tấm ván bề rộng $b = 25 \text{ cm}$.

$R_{\text{thép}} = 2100 \text{ kG/cm}^2$ - Cường độ của thép.

J - Mômen quán tính của tấm ván bề rộng b: $J = 27,33 \text{ cm}^4$ (Tra bảng)

E - Môđun đàn hồi của thép: $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kG/cm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = M_{\max}/W = 2,9475 \times 75^2 / (10 \times 6,34) = 167,4 \text{ (kG/cm}^2\text{)} < R_{\text{thép}} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_{x1}^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_{x1}}{400}$$

$$f = \frac{q_v^{tc} \cdot l_{x1}^4}{128 \cdot E \cdot J} = \frac{2,325 \cdot 75^4}{128 \cdot 1,2 \cdot 10^5 \cdot 341,33} = 0,013 \text{ cm} \leq [f] = \frac{l_{x1}}{400} = \frac{75}{400} = 0,187 \text{ cm}$$

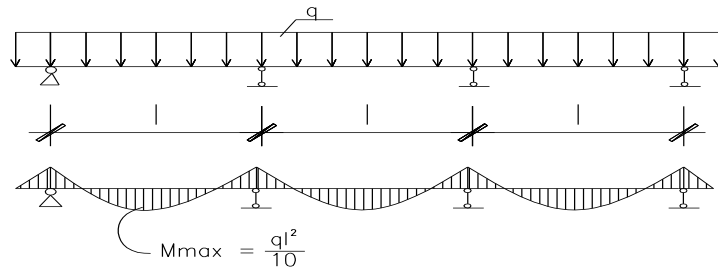
$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

9.4.4. Tính toán kiểm tra xà gồ đỡ ván sàn:

* *Tính toán kiểm tra xà gồ lớp trên đỡ ván sàn:*

+ Sơ đồ tính:

Dựa vào mc B - B ta có sơ đồ kiểm tra là dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều gối tựa là các xà gồ lớp d-ới .



- Chọn tiết diện thanh xà gồ ngang: $b \times h = 8 \times 10 \text{ cm}$, có:

$$\sigma_{gỗ} = 90 \text{ kG/cm}^2 \text{ và } E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2.$$

Tải trọng tác dụng:

+ Xà gồ ngang chịu tải trọng phân bố trên 1 dải có bề rộng bằng khoảng cách giữa hai xà gồ ngang $l = 60 \text{ cm}$.

- Tổng tải trọng tác dụng gồm:

$$q_{x1}^{tc} = q^{tc} \cdot l_{x1} + b_{x1} \cdot h_{x1} \cdot \gamma_{go}$$

$$q^{tc} = 232,5 \times 0,6 + 0,08 \times 0,01 \times 600 = 172,2 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{x1}^{tt} = q^{tt} \cdot l_{x1} + b_{x1} \cdot h_{x1} \cdot \gamma_{go} \cdot n$$

$$q_{x1}^{tt} = 294,75 \times 0,6 + 0,08 \times 0,1 \times 600 \times 1,1 = 217,5 \text{ kG/m}^2$$

+ Kiểm tra xà gồ

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max} / W \leq [\delta_{go}]$

$$\text{Trong đó: } M_{\max} = \frac{q^{tt} \cdot l_{x2}^2}{10} = \frac{217,5 \times 10^{-2} \times 120^2}{10} = 3132 \text{ kG.cm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{8 \cdot 10^2}{6} = 133,33 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{3132}{133,33} = 23,5 \text{ kG/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 23,5 < [\delta_{go}] = 90 \text{ kG/cm}^2$$

→ Ván khuôn đảm bảo độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q^{tc} \cdot l_{x2}^4}{128 \cdot E \cdot I} \leq f = \frac{l_{x2}}{400}$$

$$E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2 \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{8 \cdot 10^3}{12} = 666,67 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{172,2 \times 10^{-2} \times 120^4}{128 \times 1,2 \times 10^5 \times 666,67} = 0,04 \text{ cm}$$

$$f = \frac{l_s}{400} = \frac{120}{400} = 0,3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f < f \quad \rightarrow \text{Vn đảm bảo độ võng.}$$

* Tính toán kiểm tra xà gồ dọc dưới:

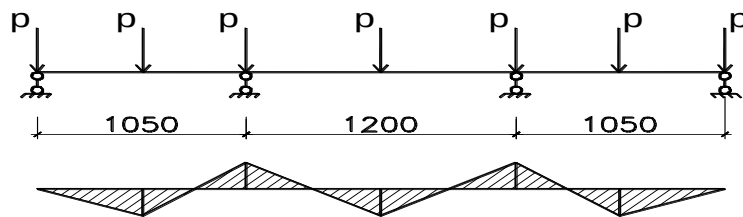
- Chọn tiết diện thanh đà dọc: chọn tiết diện $b \times h = 10 \times 15$ có:

$$\sigma_{gỗ} = 90 \text{ kG/cm}^2 \text{ và } E = 1,1 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2.$$

- Tải trọng tác dụng lên thanh xà gồ dọc:

+ Xà gồ dọc chịu tải trọng phân bố trên 1 dải rộng bằng khoảng cách giữa hai đầu giáo Pal là $l = 120 \text{ cm}$.

+ Sơ đồ tính toán xà gồ dọc là dầm đơn giản kê lên các gối tựa là các cột chống giáo Pal chịu tải trọng tập trung từ xà gồ ngang truyền xuống (xét xà gồ chịu lực nguy hiểm nhất). Có sơ đồ tính:



b) Tổng tải trọng tác dụng lên xà:

$$P_{x2}^{tc} = q^{tc} \cdot l_{x2} + b_{x2} \cdot h_{x2} \cdot l_g \cdot \gamma_{go}$$

$$P^{tc} = 172,2 \times 0,6 + 0,1 \times 0,15 \times 1,2 \times 600 = 114,12 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{x2}^{tt} = q^{tt} \cdot l_{x2} + b_{x2} \cdot h_{x2} \cdot \gamma_{go} \cdot n$$

$$P_{x2}^{tt} = 217,5 \times 0,6 + 0,1 \times 0,15 \times 1,2 \times 600 \times 1,1 = 142,4 \text{ kG/m}^2$$

c) Kiểm tra xà gỗ:

- Kiểm tra độ bền: $\sigma = M_{\max} / W \leq [\delta_{go}]$

$$\text{Trong đó: } M_{\max} = \frac{P^{tt} \cdot l_{x2}}{4} = \frac{142,4 \times 120}{4} = 4272 \text{ kGcm}$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \cdot 15^2}{6} = 375 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{4272}{375} = 13,7 \text{ kG/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = 13,7 < [\delta_{go}] = 90 \text{ kG/cm}^2$$

→ Ván khuôn đảm bảo độ bền.

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{P_{x2}^{tc} \cdot l_g^3}{48 \cdot E \cdot I} \leq f = \frac{l_g}{400}$$

$$E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kG/cm}^2 \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 15^3}{12} = 2812,5 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{114,12 \times 120^3}{48 \times 1,2 \times 10^5 \times 2812,5} = 0,01 \text{ cm}$$

$$f = \frac{l_g}{400} = \frac{120}{400} = 0,3 \text{ cm}$$

→ $f < f$ → Vn đảm bảo độ võng.

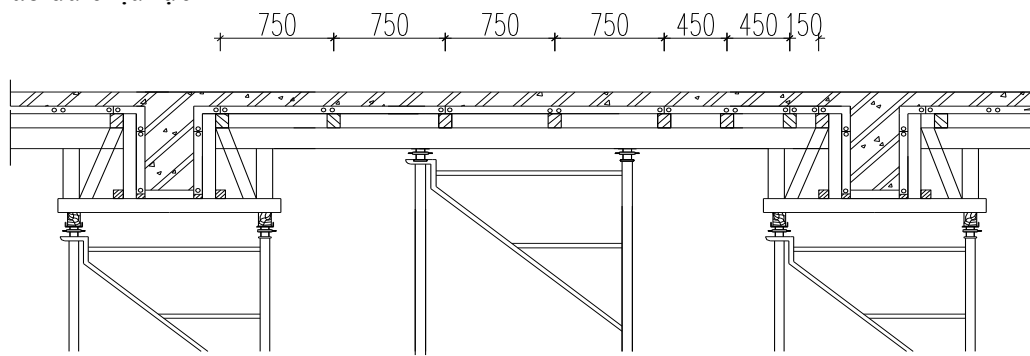
9.4.5. Tính toán kiểm tra cột chống giáo

$$N = 2P_{x2}^{tt} = 2 \cdot 142,4 = 284,8 \text{ Kg}$$

$$[P_{gh}] = 7170 \text{ Kg}$$

$$N < [P_{gh}]$$

→ Giáo đủ chịu lực



9.5. Phân đoạn thi công.

- Nguyên tắc phân đoạn thi công:

+ Căn cứ vào khả năng cung cấp vật tư, thiết bị, thời hạn thi công công trình và quan trọng hơn cả là số phân đoạn tối thiểu phải đảm bảo theo biện pháp đề ra là không có gián đoạn trong tổ chức mặt bằng, phải đảm bảo cho các tổ đội làm việc liên tục.

+ Khối lượng công lao động giữa các phân đoạn phải bằng nhau hoặc chênh nhau không quá 20%, lấy công tác bê tông làm chuẩn.

+ Số khu vực công tác phải phù hợp với năng suất lao động của các tổ đội chuyên môn, đặc biệt là năng suất đổ bê tông; khối lượng bê tông một phân đoạn phải phù hợp với năng suất máy (thiết bị đổ bê tông). Đồng thời còn đảm bảo mặt bằng lao động để mật độ công nhân không quá cao trên một phân khu.

+ Ranh giới giữa các phân đoạn phải trùng với mạch ngừng thi công.

+ Căn cứ vào kết cấu công trình để có khu vực phù hợp mà không ảnh hưởng đến chất lượng.

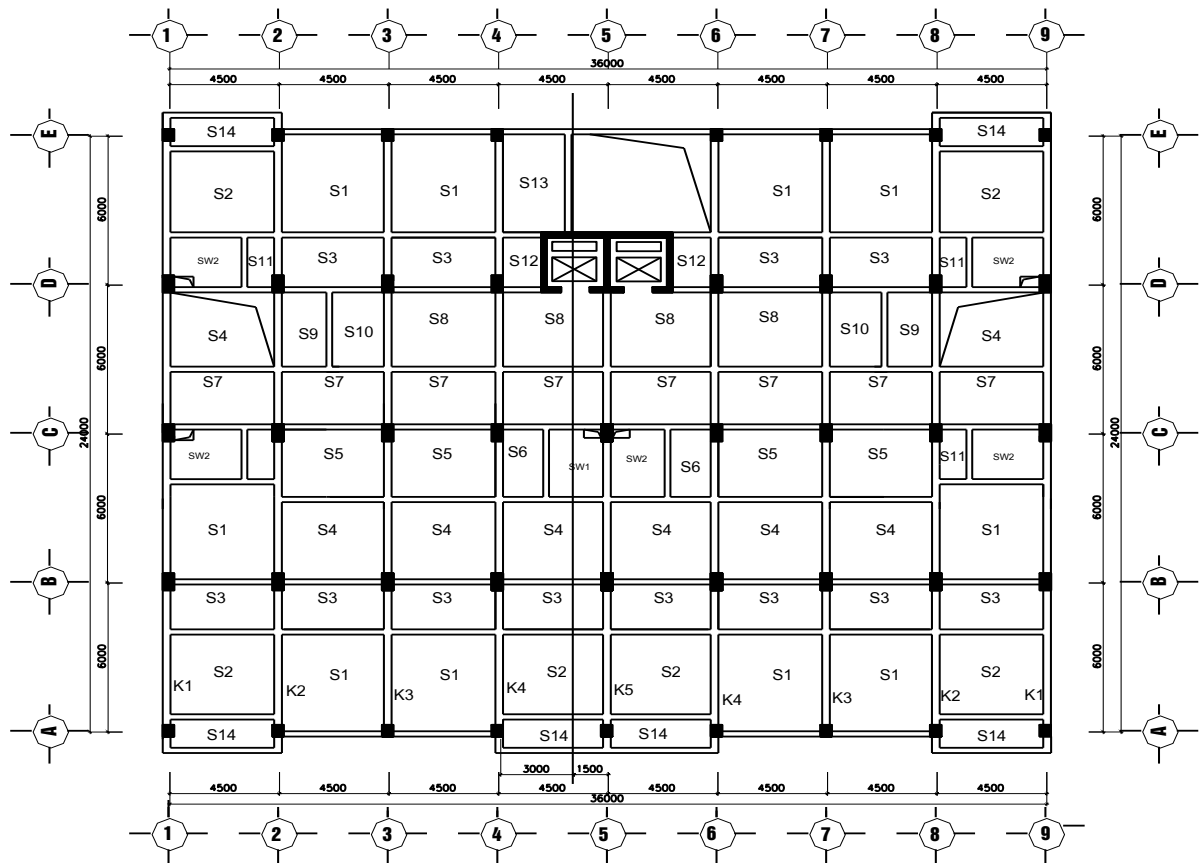
9.5.1 Tính khối lượng công tác bê tông của mỗi phân đoạn:

a, Cột : 1 phân khu :

BẢNG THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG CỘT TRONG CÁC PHÂN ĐOẠN						
tầng	phân đoạn	tên cấu kiện	thể tích 1 cấu kiện (m ³)	số lượng cấu kiện	tổng thể tích (m ³)	tổng thể tích 1 phân đoạn (m ³)
tầng 1-3	1 phân đoạn	cột C1	0.54	17	9.18	31.54
		cột C2	0.86	26	22.36	
tầng 4-6	1 phân đoạn	cột C1	0.49	17	8.33	25.23
		cột C2	0.65	26	16.9	
tầng 7-9	1 phân đoạn	cột C1	0.43	17	7.31	21.35
		cột C2	0.54	26	14.04	

b, Sàn : Chia làm 2 phân khu như hình vẽ.

Hướng đổ bê tông song song với dầm phụ, tức mạch ngừng cắt qua dầm phụ, thì mạch ngừng có thể bố trí tại bất kỳ tiết diện nào nằm trong đoạn 1/3 chính giữa của nhịp dầm phụ L_{dp} đồng thời cũng là nhịp bản theo phương dầm phụ L_{b1} (nhịp bản chính là nhịp dầm phụ). Ở các vị trí này lực cắt trong cả bản và dầm phụ đều nhỏ.



BẢNG THỐNG KÊ PHÂN KHU KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG DẦM SÀN

Phân khu	Tên ck		Kích thước cấu kiện(m)			V 1CK (m3)	SLCK 1 tầng	Tổng V (m3)	Tổng V 1phân khu
			dài	rộng	cao				
1	dầm	D1	5.400	0.25	0.5	0.68	12	8.10	67.36
		D2	4.100	0.22	0.35	0.32	26	8.21	
	sàn	sàn Ô1	4.250	3.48	0.12	1.77	4	7.10	
		sàn Ô2	4.250	2.78	0.12	1.42	2.67	3.79	
		sàn Ô3	4.250	2.08	0.12	1.06	5.67	6.01	
		sàn Ô4	4.250	2.78	0.12	1.42	2.67	3.79	
		sàn Ô5	4.250	2.58	0.12	1.32	2	2.63	
		sàn Ô6	2.58	1.08	0.12	0.33	1	0.33	
		sàn Ô7	4.250	2.78	0.12	1.42	3.67	5.20	
		sàn Ô8	4.250	3	0.12	1.53	1.67	2.56	
		sàn Ô9	3.000	1.78	0.12	0.64	1	0.64	
		sàn Ô10	3.000	2.28	0.12	0.82	1	0.82	
		sàn Ô11	2.080	1.08	0.12	0.27	2	0.54	
		sàn Ô14	4.250	1.28	0.12	0.65	2	1.31	
		sàn sw	2.580	2.08	0.12	2.67	2	5.34	
2	dầm	D1	5.400	0.25	0.5	0.68	12	8.10	65.97
		D2	4.100	0.22	0.35	0.32	26	8.21	
	sàn	sàn Ô1	4.250	3.48	0.12	1.77	4	7.10	
		sàn Ô2	4.250	2.78	0.12	1.42	3.33	4.72	
		sàn Ô3	4.250	2.08	0.12	1.06	6.33	6.71	
		sàn Ô4	4.250	2.78	0.12	1.42	3.33	4.72	
		sàn Ô6	2.58	1.08	0.12	0.33	1	0.33	
		sàn Ô7	4.250	2.78	0.12	1.42	4.33	6.14	
		sàn Ô8	4.250	3	0.12	1.53	2.33	3.56	
		sàn Ô9	3.000	1.78	0.12	0.64	1	0.64	

	sàn Ô10	3.000	2.28	0.12	0.82	1	0.82
	sàn Ô11	2.080	1.08	0.12	0.27	2	0.54
	sàn Ô12	2.080	1.58	0.12	0.39	1	0.39
	sàn Ô14	4.250	1.28	0.12	0.65	3.33	2.17
	sàn sw	2.580	2.08	0.12	0.64	3.33	2.14

+ Khối lượng công lao động giữa các phân đoạn phải bằng nhau hoặc chênh nhau không quá 20%, lấy công tác bê tông làm chuẩn.

Việc phân khu công trình phải đảm bảo khối lượng các công tác trên từng phân khu phải bằng nhau hoặc chênh nhau không quá 20% ,để đơn giản trong tính toán ta lấy công tác bê tông làm chuẩn. Khối lượng bê tông trong các phân khu được tính toán và thể hiện trong các bảng sau :

+ Tổng khối lượng bê tông các phân khu là :

Phân khu 1 : 67,36m³

Phân khu 2 : 65,97 m³

Như vậy chênh lệch về khối lượng bê tông giữa phân khu lớn nhất và nhỏ nhất là :

$$\Delta V = \frac{V_{PK1} - V_{PK2}}{V_{PK2}} . 100\% = \frac{67,36 - 65,97}{59,32} . 100\% = 7,5\% < 20\%$$

9.6. Tính toán chọn máy và phương tiện thi công chính.

Công trình gồm 9 tầng có chiều cao tương đối lớn nên máy phục vụ thi công trên công trường gồm nhiều loại máy móc khác nhau, phụ thuộc vào khối lượng và nhu cầu công việc trên từng phân đoạn. Các loại máy móc chủ yếu thi công trên công trường gồm :

Máy vận chuyển lên cao (cần trục tháp , vận thăng) .

Máy trộn vữa trát .

Đầm dùi , đầm bàn .

Xe ô tô vận chuyển bê tông thương phẩm .

9.6.1. Chọn cần trục tháp

Cần trục tháp được sử dụng để phục vụ công tác đổ bê tông cột, lõi, vách cũng như công tác vận chuyển vật liệu lên các tầng nhà (xà gồ, ván khuôn, sắt thép, dàn giáo.....)

a. Các thông số yêu cầu khi chọn cần trục tháp:

*Độ cao nâng cần thiết:

$$H = h_0 + h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$

Trong đó:

h_0 : Độ cao tại điểm cao nhất của công trình; $h_0 = 35,6 \text{ m}$

h_1 : Khoảng cách an toàn ; $h_1 = 0,5 \div 1 \text{ m}$

h_2 : Chiều cao của cầu kiện; $h_2 = 1,5 \text{ m}$

h_3 : Chiều cao thiết kế bị treo buộc ; $h_3 = 1,5 \text{ m}$

h_4 : Chiều cao dây treo buộc ; $h_4 = 1,5 \text{ m}$

$$H = 35,6 + 1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 = 41,1 \text{ m}.$$

*Tầm với cần thiết:

Chọn cần trục đứng giữa công trình và do cần trục cố định nên mép cạnh góc của CT

Tầm với Ryc xác định theo công thức sau:

$$Ryc \geq \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + B + S^2}$$

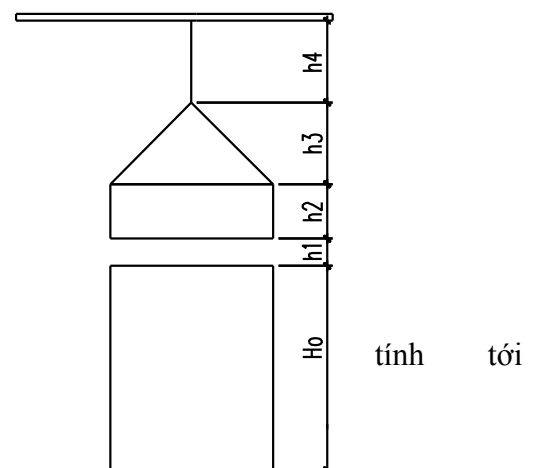
Trong đó: L: Chiều dài tính toán của công trình $L = 36 \text{ m}$

B: Chiều rộng công trình $B = 24 \text{ m}$.

S: Khoảng cách từ tâm cần trục tháp đến mép gần nhất của công trình.

$$S = S1 + S2 + S3 + S4.$$

$S1$ = Khoảng cách từ tâm cần trục đến mép cần trục $S1 = 2 \text{ m}$



S2= Chiều rộng dàn giáo S2= 1,2 m

S3= Khoảng cách từ giáo đến mép công trình S3= 0,3 m

S4= Khoảng cách an toàn lấy S4 = 1,5 m

$S = 2 + 1,2 + 0,3 + 1,5 = 5 \text{ m}$

$$\Rightarrow R_{yc} \geq \sqrt{\left(\frac{36}{2}\right)^2 + (24 + 5)^2} = 34 \text{ m}.$$

*Sức trục:

Chọn loại thùng trộn 1,5 m³.

Trọng lượng bê tông 1 thùng $1.5 \times 2,5 = 3,75 \text{ T}$.

Trọng lượng thùng 0,2 T.

→ Trọng lượng 1 thùng bê tông: $3.75 + 0,2 = 3.95 \text{ T}$.

*Chọn cần trục tháp

Ta nhận thấy công trình được bố trí đối xứng kết hợp với các thông số yêu cầu như trên, ta chọn cần trục chân cố định loại đầu quay có mã hiệu KB-674-5, có các thông số:

$$R_{\max} = 50 \text{ m} ; \quad H = 71 \text{ m} ; \quad Q = 12.5 \text{ T}.$$

* Năng suất của cần trục tính theo công thức:

- Năng suất cần trục:

$$N = Q \cdot n_{ck} \cdot k_1 \cdot k_2 \text{ (Tấn/h)}$$

Q: sức nâng của cần trục tháp

$$n_{ck} = \frac{60}{T_{ck}} \text{ (số lần nâng hạ trong một giờ làm việc)}$$

$T_{CK} = 0,85 \sum t_i$ (thời gian một chu kỳ làm việc)

0,85: là hệ số kết hợp đồng thời các động tác

t_1 : thời gian làm việc = 5 phút

t_2 : thời gian làm việc thủ công tháo dỡ móc cẩu, điều chỉnh và đặt cấu kiện vào vị trí = 6 phút

$$T_{CK} = 0,85(5+6); \quad n_{ck} = \frac{60}{0,85 \times 11} = 6.42 \text{ lần}$$

k_1 : hệ số sử dụng cần trục theo sức nâng:

$k_1 = 0,85$ khi nâng vật liệu bằng thùng chuyên dụng

$k_1 = 0,6$ khi nâng chuyển các cấu kiện khác

k_2 : hệ số sử dụng thời gian = 0,8

Khối lượng bê tông trong mỗi lần nâng:

$$Q = 1,1 \times 1.5 \times 2,5 = 4.125 \text{ T}; \quad N = 4.125 \times 6.42 \times 0,85 \times 0,8 = 18 \text{ (T/h)}$$

Năng suất cần trục trong một ca:

$$N = 18 \times 8 = 144 \text{ (T/ca)} = \frac{144}{2,5} = 57.6 \text{ m}^3/\text{ca} > \text{Khối lượng bê tông trong 1 phân khu cột.}$$

Như vậy chọn cần trục đủ khả năng làm việc.

Vậy cần trục có đủ khả năng vận chuyển bê tông, cho công trình.

9.6.2. Chọn bơm bê tông đầm sàn:

Khối lượng bê tông lớn nhất 1 phân khu ở một tầng là: 61,36 m³ (bảng phân khu đầm sàn)

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

- + Năng suất kỹ thuật : 20 - 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).

$$\text{Số máy cần thiết : } n = \frac{V}{N_{tt}.T} = \frac{67,36}{30.7.0,85} = 0,67.$$

Vậy ta chỉ cần chọn 1 máy bơm.

9.6.3. Chọn thang tải.

Thang tải được dùng để vận chuyển gạch, vữa, xi măng, .. phục vụ cho công tác hoàn thiện. Chọn thang tải TP-5 (X953), có các thông số kỹ thuật sau :

+ Chiều cao nâng tối đa : $H = 50 \text{ m}$.

+ Vận tốc nâng : $v = 0,7 \text{ m/s}$.

+ Sức nâng : 0,55 tấn.

Năng suất của thang tải : $N = Q.n.8.k_t$.

Trong đó :

Q : Sức nâng của thang tải. $Q = 0,55 \text{ (T)}$.

k_t : Hệ số sử dụng thời gian. $K_t = 0,8$.

n : Chu kỳ làm việc trong một giờ. $n = 60/T$.

T : Chu kỳ làm việc. $T = T_1 + T_2$.

T_1 : Thời gian nâng hạ. $T_1 = 2.38,4/0,7 = 111 \text{ (s)}$.

T_2 : Thời gian chờ bốc xếp, vận chuyển cấu kiện vào vị trí.

$$T_2 = 4 \text{ (phút)} = 240 \text{ (s)}$$

9.6.4. Chọn máy trộn vữa.

Chọn máy trộn vữa phục vụ cho công tác xây và trát tường.

+ Khối lượng vữa xây 1 ca:

Một ca cần thực hiện xây 14.4 m^3 t-ờng, theo định mức xây t-ờng cứ 1 m^3 t-ờng cần $0,29 \text{ m}^3$ vữa.

⇒ Khối lượng vữa xây t-ờng trong 1 ca là: $14.4 \times 0,29 = 5.18 \text{ m}^3$.

+ Khối lượng vữa lát nền trong 1 ca:

Mỗi ca lát 85.1 m^2 nền, bề dày vữa lát là 2 cm

⇒ Khối lượng vữa lát nền: $85,1 \times 0,02 = 1,7 \text{ m}^3$

+ Khối lượng vữa trát trong 1 ca:

Một ngày trát 295.6 m^2 , bề dày lớp trát là $1,5 \text{ cm}$

⇒ Khối lượng vữa trát trong một ca là: $295,6 \times 0,015 = 6.93 \text{ m}^3$.

Vậy tổng khối lượng vữa cần trộn trong một ngày là: $V = 5.18 + 1.7 + 6.93 = 13.81 \text{ (m}^3\text{)}$.

- Chọn loại máy trộn vữa SB – 97A có các thông số kỹ thuật sau:

Các thông số	Đơn vị	Giá trị
Dung tích hình học	l	325
Dung tích xuất liệu	l	250
Tốc độ quay	Vòng/phút	32
Công suất động cơ	kW	5,5
Chiều dài, rộng, cao	m	1,845×2,13×2,225
Trọng lượng	T	0,18

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

Trong đó:

$k_{xl} = 0,75$ hệ số xuất liệu.

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

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

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

$k_g = 0,88$ là hệ số sử dụng thời gian.

Vậy năng suất của máy trộn là:

$$N = 0,325 \times 0,75 \times 19 \times 0,8 = 3,7 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

- Năng suất 1 ca máy trộn đ-ợc: $N_{ca} = 8 \times 3,7 = 29,6 \text{ (m}^3/\text{ca)}$.

Vậy máy trộn vữa SB –97A đảm bảo năng suất yêu cầu.

9.6.5. Chọn máy đầm bê tông.

9.6.5.1 Chọn máy đầm dùi:

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

Khối lượng bê tông cột, lõi cần đầm lớn nhất trong 1 ca là $31,54 \text{ (m}^3/\text{ca)}$.

Chọn máy đầm hiệu U50, có các thông số kỹ thuật sau :

+ Đường kính thân đầm : $d = 5$ cm.

+ Thời gian đầm một chỗ : 30 (s).

+ Bán kính tác dụng của đầm : 60 cm.

+ Chiều dày lớp đầm : 25 cm.

Năng suất đầm dùi được xác định : $P = 2.k.r_0^2.\delta.3600/(t_1 + t_2)$.

Trong đó :

P : Năng suất hữu ích của đầm.

K : Hệ số, $k = 0,85$.

r_0 : Bán kính ảnh hưởng của đầm. $r_0 = 0,6$ m.

δ : Chiều dày lớp bê tông mỗi đợt đầm. $\delta = 0,3$ m.

t_1 : Thời gian đầm một vị trí. $t_1 = 30$ (s).

t_2 : Thời gian di chuyển đầm. $t_2 = 6$ (s).

$$\Rightarrow P = 2.0,85.0,6^2.0,25.3600/(30 + 6) = 15,3 \text{ (m}^3/\text{h)}.$$

Năng suất làm việc trong một ca : $N = k_g.P = 0,85.15,3 = 104,04 \text{ (m}^3/\text{ca)}$.

Vậy ta cần 2 đầm dùi U50.

9.6.5.2 Chọn máy đầm bàn:

Chọn máy đầm dùi phục vụ công tác bê tông sàn:

Khối lượng bê tông đầm, sàn cần đầm lớn nhất trong 1 ca là $67,36 \text{ (m}^3/\text{ca)}$.

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

+ Thời gian đầm một chỗ : 50 (s).

+ Bán kính tác dụng của đầm : 20-30 cm.

+ Chiều dày lớp đầm : 10- 30 cm.

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

Chọn 2 máy đầm bàn U7 để phục vụ thi công.

9.6.6. Chọn ô tô chở bê tông th- ong phẩm:

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

+ Dung tích thùng trộn: $q = 6 \text{ m}^3$, lấy $q_{tt} = 5 \text{ m}^3$

+ Ô tô cơ sở: KAMAZ – 5511.

+ Dung tích thùng n- ớc: $0,75 \text{ m}^3$.

+ Công suất động cơ: 40 KW.

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

+ Độ cao đổ vật liệu vào: 3,5 m.

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

+ Trọng l- ợng xe (có bê tông): 21,85 T.

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

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

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

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:

$$m = 8 \times 0,85 \times 60/T_{ck} = 8 \times 0,85 \times 60/90 = 4 \text{ (chuyến)}.$$

(0,85: Hệ số sử dụng thời gian.)

- Số xe chở bê tông cần thiết là: $n = 67.36 / (5 \times 4) \approx 3$ (chiếc).

Để đảm bảo việc cung cấp bê tông cho quá trình thi công ta chọn 2 xe ô tô để vận chuyển bê tông, mỗi xe chạy 4 chuyến.

9.7. Thuyết minh tóm tắt biện pháp kỹ thuật thi công phần thân.

9.7.1. Thi công cột:

9.7.1.1 Công tác gia công lắp dựng cốt thép:

- Các yêu cầu khi gia công, lắp dựng cốt thép:

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

+ Cốt thép được đặt đúng vị trí theo thiết kế đã quy định.

+ Cốt thép phải sạch, không han gỉ.

+ Các bộ phận lắp dựng trước không gây cản trở các bộ phận lắp dựng sau.

- Biện pháp lắp dựng:

- Sau khi gia công và sắp xếp đúng chủng loại ta dùng cần trục tháp đưa cốt thép lên sàn tầng 5.

- Kiểm tra tìm, trục của cột, vận chuyển cốt thép đến từng cột, tiến hành lắp dựng dàn giáo, sàn công tác (dàn giáo Minh Khai).

- Đếm đủ số lượng cốt đai lồng trước vào thép chờ cột.

- Chỉnh tìm cốt thép sao cho đạt yêu cầu để chuẩn bị lắp dựng ván khuôn.

9.7.1.2. Lắp dựng ván khuôn cột:

+ Yêu cầu chung:

- Đảm bảo đúng hình dáng, kích thước cấu kiện theo yêu cầu thiết kế.

- Đảm bảo độ bền vững, ổn định trong quá trình thi công.

- Đảm bảo độ kín khít để khi đổ bê tông nước xi măng không bị chảy ra gây ảnh hưởng đến cường độ của bê tông.

- Lắp dựng và tháo dỡ một cách dễ dàng.

9.7.1.3. Công tác đổ bê tông cột :

Bê tông sử dụng ở đây là bê tông trộn tại công trường. Và vận chuyển bằng cần trục tháp nên ta phải bố trí dây chuyền tổ thợ phục vụ cho công tác đổ bê tông.

* Yêu cầu đối với vữa bê tông:

+ Vữa bê tông phải đảm bảo đúng các thành phần cấp phối.

+ Vữa bê tông phải được trộn đều, đảm bảo độ sụt theo yêu cầu quy định.

+ Đảm bảo việc trộn, vận chuyển, đổ trong thời gian ngắn nhất.

* Thi công: cột có chiều cao $3\text{ m} < 5\text{ m}$ nên tiến hành đổ bê tông liên tục.

- Chiều cao mỗi lớp đổ từ $30 \div 40\text{ cm}$ thì cho đầm ngay

- Khi đổ bê tông cần chú ý đến việc đặt thép chờ cho đầm.

- Đầm bê tông.

9.7.1.4. Công tác bảo dưỡng bê tông cột:

- Sau khi đổ, bê tông phải được bảo dưỡng trong điều kiện nhiệt độ và độ ẩm thích hợp.

- Bê tông mới đổ xong phải được che chắn để không bị ảnh hưởng của nắng mưa.

- Bê tông phải được giữ ẩm ít nhất là bảy ngày đêm. Hai ngày đầu để giữ độ ẩm cho bê tông thì cứ hai giờ tưới nước một lần, lần đầu tưới nước sau khi đổ bê tông $4 \div 7$ giờ, những ngày sau $3 \div 10$ giờ tưới nước một lần tùy thuộc vào nhiệt độ của môi trường.

9.7.1.5. Tháo dỡ ván khuôn cột:

Do ván khuôn cột là ván khuôn không chịu lực nên sau hai ngày có thể tháo dỡ ván khuôn cột để làm các công tác tiếp theo: Thi công bê tông đầm sàn.

- Trình tự tháo dỡ ván khuôn cột như sau:

+ Tháo cây chống, dây chằng ra trước.

+ Tháo gông cột và cuối cùng là tháo dỡ ván khuôn (tháo từ trên xuống dưới).

9.7.2. Thi công đầm sàn:

9.7.2.1. Lắp dựng ván khuôn đầm sàn:

- Sau khi đổ bê tông cột xong 1-2 ngày ta tiến hành tháo dỡ ván khuôn cột và tiến hành lắp dựng ván khuôn đầm sàn. Trước tiên ta dựng hệ sàn công tác để thi công lắp

dựng ván khuôn đầm sàn.

- Kiểm tra tim và cao trình gổi đầm, căng dây không chế tim và xác định cao trình ván đáy đầm.

- Lắp hệ thống giáo chống, đà ngang, đà dọc: đặt các thanh đà dọc lên đầu trên của hệ giáo PAL; đặt các thanh đà ngang lên đà dọc tại vị trí thiết kế; cố định các thanh đà ngang bằng đinh thép, lắp ván đáy đầm trên những đà ngang đó

- Tiến hành lắp ghép ván khuôn thành đầm, liên kết với tấm ván đáy bằng tấm góc trong và chốt nêm.

- Ổn định ván khuôn thành đầm bằng các thanh chống xiên, các thanh chống xiên này được liên kết với thanh đà ngang bằng đinh và các con kê giữ cho thanh chống xiên không bị trượt. Tiếp đó tiến hành lắp dựng ván khuôn sàn theo trình tự sau:

* Những yêu cầu khi lắp dựng ván khuôn:

- Vận chuyển lên xuống phải nhẹ nhàng, tránh va chạm xô đẩy làm ván khuôn bị biến dạng.

- Ván khuôn được ghép phải kín khít, đảm bảo không mất nước xi măng khi đổ và đầm bê tông.

- Phải làm vệ sinh sạch sẽ ván khuôn và trước khi lắp dựng phải quét một lớp dầu chống dính để công tác tháo dỡ sau này được thực hiện dễ dàng.

- Cột chống được giằng chéo, giằng ngang đủ số lượng, kích thước, vị trí

- Các phương pháp lắp ghép ván khuôn, xà gồ, cột chống đảm bảo theo nguyên tắc đơn

giản và dễ tháo. Bộ phận nào cần tháo trước không bị phụ thuộc vào bộ phận tháo sau.

- Cột chống được dựa trên nền vững chắc, không trượt. Phải kiểm tra độ vững chắc của ván khuôn, xà gồ, cột chống, sàn công tác, đường đi lại đảm bảo an toàn.

9.7.2.2. Lắp dựng cốt thép đầm, sàn:

* Những yêu cầu kỹ thuật:

- Khi đã kiểm tra việc lắp dựng ván khuôn đầm sàn xong, tiến hành lắp dựng cốt thép. Cần phải chỉnh cho chính xác vị trí cốt thép trước khi đặt vào vị trí.

- Đối với cốt thép đầm sàn thì được gia công ở dưới trước khi đưa vào vị trí cần lắp dựng.

- Cốt thép phải đảm bảo có chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

- Tránh dẫm lên cốt thép trong quá trình lắp dựng cốt thép và thi công bê tông.

* Biện pháp lắp dựng:

- Cốt thép đầm được đặt trước sau đó đặt cốt thép sàn.

- Đặt dọc hai bên đầm hệ thống ghề ngựa mang các thanh đà ngang. Đặt các thanh thép cấu tạo lên các thanh đà ngang đó. Luồn cốt đai được san thành từng túm, sau đó luồn cốt

dọc chịu lực vào. Tiến hành buộc cốt đai vào cốt chịu lực theo đúng khoảng cách thiết kế. Sau khi buộc xong, rút đà ngang hạ cốt thép xuống ván khuôn đầm.

- Trước khi lắp dựng cốt thép vào vị trí cần chú ý đặt các con kê có chiều dày bằng chiều dày lớp bê tông bảo vệ được đúc sẵn tại các vị trí cần thiết tại đáy ván khuôn.

- Cốt thép sàn được lắp dựng trực tiếp trên mặt ván khuôn. Rải các thanh thép chịu mô men dương trước, dùng thép (1-2)mm buộc thành lưới, sau đó là lắp cốt thép chịu mô men âm. Cần có sàn công tác và hạn chế đi lại trên sàn để tránh dẫm lên thép trong quá trình thi công.

- Khi lắp dựng cốt thép sàn phải dùng các con kê bằng bê tông có gắn râu thép có chiều dày bằng lớp BT bảo vệ và buộc vào mắt lưới của thép sàn.

Sau khi lắp dựng cốt thép cần nghiệm thu cẩn thận trước khi quyết định đổ bê tông đầm sàn.

* Yêu cầu về vữa bê tông:

- Vữa bê tông phải được trộn đều và đảm bảo đồng nhất thành phần.

- Thời gian trộn, vận chuyển, đổ, đầm phải được rút ngắn, không được kéo dài thời gian ninh kết của xi măng.

- Bê tông phải có độ linh động (độ sụt) để thi công, đáp ứng được yêu cầu kết cấu.

* Yêu cầu về vận chuyển vữa bê tông:

- Phương tiện vận chuyển phải kín, không được làm rò rỉ nước xi măng. Trong quá trình vận chuyển thùng trộn phải quay với tốc độ theo quy định.

- Tùy theo nhiệt độ thời điểm vận chuyển mà quy định thời gian vận chuyển nhiều nhất.

- Khi xe trộn bê tông tới công trường, trước khi đổ, thùng trộn phải được quay nhanh trong vòng một phút rồi mới được đổ vào xe bơm.

* Thi công bê tông:

+ Đổ bê tông theo phương pháp đổ từ xa về gần so với vị trí xe bơm. Trước tiên đổ bê tông vào dầm (đổ làm 2 lớp theo hình thức bậc thang, đổ tới đâu đầm tới đó, trên một lớp đổ xong một đoạn phải quay lại đổ tiếp lớp trên để tránh cho bê tông tạo thành vết phân cách làm giảm tính đồng nhất của bê tông). Hướng đổ bê tông dầm theo hướng đổ bê tông sàn.

+ Đổ được một đoạn thì tiến hành đầm.

9.7.2.4. Công tác bảo dưỡng bê tông dầm sàn:

Bê tông sau khi đổ từ 10÷12h được bảo dưỡng theo tiêu chuẩn Việt Nam 4453-95.

- Bê tông phải được bảo dưỡng trong điều kiện và độ ẩm thích hợp.

- Bê tông mới đổ xong phải được che chắn để không bị ảnh hưởng của nắng mưa. Thời gian bắt đầu tiến hành bảo dưỡng:

+ Nếu trời nóng thì sau 2 ÷ 3 giờ.

+ Nếu trời mát thì sau 12 ÷ 24 giờ.

9.7.2.5. Tháo dỡ ván khuôn.

Công cụ tháo lắp là búa nhỏ đỉnh, xà cày và kìm rút đỉnh.

Đầu tiên tháo ván khuôn dầm trước sau đó tháo ván khuôn sàn

Cách tháo như sau:

- Đầu tiên ta nói các chốt đỉnh của cây chống tổ hợp ra.

+ Tiếp theo đó là tháo các thanh đà dọc và các thanh đà ngang ra.

+ Sau đó tháo các chốt nêm và tháo các ván khuôn ra.

+ Sau cùng là tháo cây chống tổ hợp.

9.7.2.6. Sửa chữa khuyết tật trong bê tông:

Khi thi công bê tông cốt thép toàn khối, sau khi đã tháo dỡ ván khuôn thì thường xảy ra những khuyết tật sau:

a. Hiện tượng rỗ bê tông:

Các hiện tượng rỗ:

+ Rỗ mặt: rỗ ngoài lớp bảo vệ cốt thép.

+ Rỗ sâu: rỗ qua lớp cốt thép chịu lực.

+ Rỗ thấu suốt: rỗ xuyên qua kết cấu.

b. Hiện tượng trắng mặt bê tông:

- Nguyên nhân: do không bảo dưỡng hoặc bảo dưỡng ít nước nên XM bị mất nước.

- Sửa chữa: đắp bao tải cát hoặc mùn cưa, tưới nước thường xuyên từ 5 ÷ 7 ngày.

c. Hiện tượng nứt chân chim:

Khi tháo ván khuôn, trên bề mặt bê tông có những vết nứt nhỏ phát triển không theo hướng nào như vết chân chim.

CHƯƠNG 10: TỔ CHỨC THI CÔNG

10.1. Cơ sở tính toán:

- Căn cứ vào yêu cầu của tổ chức thi công, tiến độ thực hiện công trình, ta xác định được nhu cầu cần thiết về vật tư, thiết bị, máy phục vụ thi công, nhân lực nhu cầu phục vụ sinh hoạt.

- Căn cứ vào tình hình cung cấp vật tư thực tế.

- Căn cứ vào tình hình mặt bằng thực tế của công trình ta bố trí các công trình tạm,

kho bãi theo yêu cầu cần thiết để phục vụ cho công tác thi công, đảm bảo tính chất hợp lý.

10.2. Mục đích:

- Tính toán lập tổng mặt bằng thi công là đảm bảo tính hiệu quả kinh tế trong công tác quản lý, thi công thuận lợi, hợp lý hoá trong dây chuyền sản xuất, tránh trường hợp di chuyển chồng chéo, gây cản trở lẫn nhau trong quá trình thi công.
- Đảm bảo tính ổn định phù hợp trong công tác phục vụ cho công tác thi công, không lãng phí, tiết kiệm (tránh được trường hợp không đáp ứng đủ nhu cầu sản xuất).

10.3. Tính toán lập tổng mặt bằng thi công:

10.3.1. Số lượng các bộ công nhân viên trên công trường và nhu cầu diện tích sử dụng:

*Tính số lượng công nhân trên công trường:

a) Số công nhân xây dựng cơ bản trực tiếp thi công :

Theo biểu đồ tiến độ thi công thì :

$$A_{tb} = 43 \text{ (người)}$$

b) Số công nhân làm việc ở các xưởng phụ trợ :

$$B = K\% \cdot A \text{ lấy } K=30\%$$

$$B = 0,3 \times 43 = 13 \text{ (người)}$$

c) Số cán bộ công, nhân viên kỹ thuật :

$$C = 7\% \times (A+B) = 7\% \times (43 + 13) = 4 \text{ (người)}$$

d) Số cán bộ nhân viên hành chính :

$$D = 7\% \times (A+B+C) = 7\% \times (43 + 13 + 4) = 5 \text{ (người)}$$

e) Số nhân viên dịch vụ:

$$E = S\% (A + B + C + D) \text{ Với công trường trung bình } S = 8\%$$

$$\Rightarrow E = 8\% \cdot (43 + 13 + 5 + 6) = 6 \text{ (người)}$$

$\Rightarrow$ Chọn $E = 8$ (người).

Tổng số cán bộ công nhân viên công trường :

$$G = 1,06(A + B + C + D + E) = 1,06 \times (43 + 13 + 5 + 6 + 7) = 79 \text{ (người)}$$

(1,06 là hệ số kể đến người nghỉ ốm, đi phép)

- Diện tích sử dụng.

- Nhà làm việc của cán bộ, nhân viên kỹ thuật:

Số cán bộ là $4 + 5 = 9$ người với tiêu chuẩn $4\text{m}^2/\text{người}$

Diện tích sử dụng : $S = 4 \times 9 = 36\text{m}^2$

chọn $8 \times 5 = 40\text{m}^2$

+ *Diện tích nhà nghỉ* : Số ca nhiều công nhân nhất là $A_{\max} = 95$ người. Cần đảm bảo chỗ ở cho 40% nhân công nhiều nhất Tiêu chuẩn diện tích cho công nhân là $2 \text{ m}^2/\text{người}$.

$$S_2 = 95 \times 0,4 \times 2 = 86 \text{ (m}^2\text{)}. \text{ (Chọn } 5 \times 18 = 90\text{m}^2\text{)}$$

- *Diện tích nhà vệ sinh + nhà tắm*:

Tiêu chuẩn $2,5\text{m}^2/20\text{người}$

$$\text{Diện tích sử dụng là: } S = \frac{2,5}{20} \times 95 = 17,25 \text{ m}^2 \text{ (chọn } 4 \times 5 = 20\text{m}^2\text{)}$$

Diện tích các phòng ban chức năng cho trong bảng sau:

Tên phòng ban	Diện tích (m ²)
- Nhà cán bộ	40
- Nhà y tế	20
- Nhà nghỉ công nhân	90
- Nhà để xe	60
- Nhà WC+ nhà tắm	20
- Nhà bảo vệ	10

10.3.2. Tính diện tích kho bãi.

– Diện tích kho bãi tính theo công thức sau :

$$S = F \cdot \alpha = \frac{q_{dt} \cdot \alpha}{q} = \frac{q_{ngày(max)}^{sd} \cdot t_{dt} \cdot \alpha}{q} \quad (m^2)$$

Trong đó : – F : diện tích cần thiết để xếp vật liệu (m^2).

– α : hệ số sử dụng mặt bằng , phụ thuộc loại vật liệu chứa .

– q_{dt} : lượng vật liệu cần dự trữ .

– q : lượng vật liệu cho phép chứa trên $1m^2$.

– $q_{ngày(max)}^{sd}$: lượng vật liệu sử dụng lớn nhất trong một ngày.

– t_{dt} : thời gian dự trữ vật liệu .

– Ta có : $t_{dt} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5$.

Với : + $t_1=1$ ngày : thời gian giữa các lần nhận vật liệu theo kế hoạch.

+ $t_2=1$ ngày : thời gian vận chuyển vật liệu từ nơi nhận đến CT.

+ $t_3=1$ ngày : thời gian tiếp nhận, bốc dỡ vật liệu trên CT.

+ $t_4=1$ ngày: thời gian phân loại, thí nghiệm VL, chuẩn bị cấp phối.

+ $t_5=2$ ngày : thời gian dự trữ tối thiểu , đề phòng bất trắc .

Vậy : $t_{dt} = 1+1+1+1+2 = 6$ ngày .

a. Kho chứa xi măng (kho kín).

Do dùng bê tông thương phẩm cho nên Xi măng chỉ dùng cho công tác xây , công tác trát hoặc lát nền.

Tính toán dựa trên số lượng vật liệu cho 1 tầng

$$S = \frac{P}{N} \times k = q \times \frac{T}{N} \times k .$$

Trong đó :

N : lượng vật liệu chứa T/m^2 khối lượng.

$k=1,2$:Hệ số dùng vật liệu không điều hoà

q:lượng xi măng sử dụng trong ngày cao nhất

Kích thước bao xi măng($0,4 \times 0,6 \times 0,2$)

Dự kiến xếp cao $1,4m$: $N=1,46T/m^2$

Ta tính lượng xi măng dự trữ trong 5 ngày cho công tác xây, trát, lát.

Lượng bê tông cần dùng cho công tác trát và xây trong 5 ngày theo như bảng khối lượng là $13,81 \times 5 = 79,05 m^3$

Bê tông B20, độ sụt $6 \div 8cm$, mã hiệu C322

XM: 344 kg

Cát vàng : $0,456m^3$

Đá dăm : $0,8726m^3$

Nước : 195l

Khối lượng xi măng: $79,05 \times 344 = 14532kg = 14,532T$

Diện tích kho chứa xi măng là:

$$S_{xm} = K \times \frac{P}{N} = 1,2 \times \frac{14,532}{1,46} = 12,66m^2$$

Để thuận tiện bốc dỡ chọn $F = 5 \times 5 = 25 m^2$

b) Kho chứa thép và gia công thép.

- Khối lượng thép trên công trường phải dự trữ để gia công và lắp dựng cho 2 tầng gồm :

(dầm, sàn, cột, lõi , cầu thang).

- Theo số liệu tính toán thì ta xác định khối lượng thép lớn nhất là : 16.38 tấn

- Định mức sắp xếp lại vật liệu $D_{max} = 1,5 \text{ tấn}/m^2$.

- Diện tích kho chứa thép cần thiết là :

$F = 8.19/D_{max} = 16.38/1,5 = 11,46 m^2$

- Để thuận tiện cho việc sắp xếp, bốc dỡ và gia công vì chiều dài thanh thép nên ta chọn diện tích kho chứa thép $F = 5 \times 10 = 50 m^2$

c) Kho chứa Ván khuôn:

Lượng Ván khuôn sử dụng dự trữ để gia công và lắp dựng cho 2 tầng ($S = 2614 \text{ m}^2$).
Ván khuôn dầm sàn bao gồm các tấm ván khuôn thép (các tấm mặt và góc), các cây chống thép Lenex và đà ngang, đà dọc bằng gỗ. Theo mã hiệu KB.2110 ta có khối lượng:

+ Thép tấm: $2614 \times 51,81/100 = 1749 \text{ kg} = 1,749 \text{ T}$

+ Thép hình: $2614 \times 48,84/100 = 1646 \text{ kg} = 1,646 \text{ T}$

+ Gỗ làm thanh đà: $2614 \times 0,496/100 = 16,72 \text{ m}^3$

Theo định mức cất chứa vật liệu:

+ Thép tấm: 4 - 4,5 T/m²

+ Thép hình: 0,8 - 1,2 T/m²

+ Gỗ làm thanh đà: 1,2 - 1,8 m³/m²

Diện tích kho:

$$F = \frac{Q_i}{D_{\max}} = \frac{1.75}{4} + \frac{1.65}{0,8} + \frac{16.72}{1,2} = 16,24 \text{ m}^2$$

Chọn kho chứa Ván khuôn+xà gồ+cột chống có diện tích: $F = 5 \times 9 = 45 \text{ (m}^2\text{)}$ để đảm bảo thuận tiện khi xếp các cây chống theo chiều dài.

d) Bãi chứa cát (lộ thiên):

Bãi cát thiết kế phục vụ đổ bê tông lót, xây và trát tường. Các ngày có khối lượng cao nhất là các ngày đổ bê tông cột, lõi tầng 1.

Khối lượng bê tông lót là : 39.93 m^3 , đổ trong 1 ngày .

Theo định mức ta có khối lượng cát vàng là : $0,514 \times 39,93 = 22,9 \text{ m}^3$.

Tính bãi chứa cát trong cả 1 ngày đổ bê tông.

Định mức cất chứa (đánh đồng bằng thủ công): $2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ mặt bằng.

$$\text{Diện tích bãi : } F = 1,2 \cdot \frac{22,9}{2} = 13,74 \text{ m}^2$$

Chọn diện tích bãi cát là : $F = 15 \text{ m}^2$. Chiều cao đổ cát là 1,5 m.

e) Bãi chứa đá dăm.

Bãi đá thiết kế phục vụ đổ bê tông lót móng .

Khối lượng bê tông lót là : $39,93 \text{ m}^3$, đổ trong 1 ngày

Theo định mức ta có khối lượng đá là : $0,902 \times 39,93 = 36,02 \text{ m}^3$.

Tính bãi chứa trong cả 1 ngày đổ bê tông.

Định mức cất chứa (đánh đồng bằng thủ công): $2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ mặt bằng.

$$\text{Diện tích bãi : } F = 1,2 \cdot \frac{36,02}{2} = 21,12 \text{ m}^2$$

Chọn diện tích bãi đá là : $F = 25 \text{ m}^2$, đổ đồng hình tròn đường kính $D = 3,4 \text{ m}$. Chiều cao đổ là 1,5 m.

f) Bãi chứa gạch .

Gạch xây cho tầng 1 là tầng có khối lượng lớn nhất $173,15 \text{ m}^3$ trong 16 ngày, với khối xây gạch theo tiêu chuẩn ta có : 1 viên gạch có kích thước $220 \times 110 \times 60 \text{ (mm)}$ ứng với

550 viên cho 1 m^3 xây :

Vậy số lượng gạch là: $173 \times 15 \times 550 = 108130 \text{ (viên)}$.

Định mức $D_{\max} = 1100 \text{ v/m}^2$

Dự tính dự trữ cho 2 ngày, diện tích cần thiết là :

$$\rightarrow F = 1,2 \cdot \frac{108130}{16.1100} \cdot 2 = 14,75 \text{ m}^2$$

Chọn diện tích xếp gạch $F = 15 \text{ m}^2$

10.3.3. Hệ thống điện thi công và sinh hoạt.

* Điện:

- Điện thi công và chiếu sáng sinh hoạt .

Tổng công suất các phương tiện , thiết bị thi công .

+ Máy trộn bê tông : 4,1 kW .

- +Cần trục tháp : 18,5 kW.
- +Máy vận thăng 2 máy: 3,1 kW
- +Đầm dùi : 4cái×0,8 =3,2 kW.
- +Đầm bàn : 2cái×1 = 2 kW.
- +Máy cưa bào liên hợp 1cái ×1,2 = 1,2 kW .
- +Máy cắt uốn thép : 1,2 kW.
- +Máy hàn : 3 kW.
- +Máy bơm nước 1 cái :2 kW.

⇒ Tổng công suất của máy $P_1 = 41 \text{ kW}$.

- Điện sinh hoạt trong nhà .

Điện chiếu sáng các kho bãi, nhà chỉ huy, y tế, nhà bảo vệ công trình, điện bảo vệ ngoài nhà.

+ Điện trong nhà:

TT	Nơi chiếu sáng	Định mức (W/m ²)	Diện tích (m ²)	P (W)
1	Nhà chỉ huy+y tế	15	76	1140
2	Nhà bảo vệ	15	14	210
3	Nhà nghỉ tạm của công nhân	15	140	1995
4	Nhà vệ sinh	3	22,5	67,5

+ Điện bảo vệ ngoài nhà:

TT	Nơi chiếu sáng	Công suất
1	Đường chính	$6 \times 100 = 600\text{W}$
2	Bãi gia công	$2 \times 75 = 150\text{W}$
3	Các kho, lán trại	$6 \times 75 = 450\text{W}$
4	Bồn góc tổng mặt bằng	$4 \times 500 = 2000\text{W}$
5	Đèn bảo vệ các góc công trình	$6 \times 75 = 450\text{W}$

Tổng công suất dùng:

$$P = 1,1 \cdot \left(\frac{K_1 \sum P_1}{\cos \varphi} + K_2 \sum P_2 + K_3 \sum P_3 \right)$$

Trong đó:

1,1: Hệ số tính đến hao hụt điện áp trong toàn mạng.

$\cos \varphi$: Hệ số công suất thiết kế của thiết bị (lấy = 0,75)

K_1, K_2, K_3 : Hệ số sử dụng điện không điều hoà.

($K_1 = 0,7$; $K_2 = 0,8$; $K_3 = 1,0$)

$\sum P_1, P_2, P_3$ là tổng công suất các nơi tiêu thụ.

$$P^{\text{tt}} = 1,1 \cdot \left(\frac{0,7 \cdot 38}{0,75} + 0,8 \cdot 3,378 + 1,3,65 \right) = 46(\text{kW}) .$$

- Sử dụng mạng lưới điện 3 pha (380/220V). Với sản xuất dùng điện 380V/220V bằng cách nối hai dây nóng, còn để thấp sáng dùng điện thế 220V bằng cách nối 1 dây nóng và một dây lạnh.

- Mạng lưới điện ngoài trời dùng dây đồng để trần. Mạng lưới điện ở những nơi có vật liệu dễ cháy hay nơi có nhiều người qua lại thì dây bọc cao su, dây cáp nhựa để ngầm.

- Nơi có cần trục hoạt động thì lưới điện phải luồn vào cáp nhựa để ngầm.

- Các đường dây điện đặt theo đường đi có thể sử dụng cột điện làm nơi treo đèn hoặc pha chiếu sáng. Dùng cột điện bằng gỗ để dẫn tới nơi tiêu thụ, cột cách nhau 30m, cao hơn mặt đất 6,5m, chôn sâu dưới đất 2m. Độ chùng của dây cao hơn mặt đất 5m.

a. Chọn máy biến áp:

Công suất phản kháng tính toán: $Q_t = \frac{P''}{\cos \varphi} = \frac{46}{0,75} = 61,33 \text{ (kW)}.$

Công suất biểu kiến tính toán: $S_t = \sqrt{P_t^2 + Q_t^2} = \sqrt{46^2 + 61,33^2} = 76,67 \text{ (kW)}$

Chọn máy biến áp ba pha làm nguội bằng dầu do Liên Xô sản xuất có công suất định mức 100 KVA.

b. *Tính toán dây dẫn:*

Tính theo độ sụt điện thế cho phép:

$$\Delta U = \frac{M.Z}{10.U^2 \cos \varphi}$$

Trong đó: M – mô men tải (KW.Km).

U - Điện thế danh hiệu (KV).

Z - Điện trở của 1Km dài đường dây.

Giả thiết chiều dài từ mạng điện quốc gia tới trạm biến áp công trường là 200m

Ta có mô men tải $M = P.L = 46.200 = 9200 \text{ kW.m} = 9,2 \text{ kW.km}$

Chọn dây nhôm có tiết diện tối thiểu cho phép đối với đường dây cao thế là

$S_{\min} = 35 \text{ mm}^2$ chọn dây A.35 .Tra bảng 7.9(sách TKTMBXD) với $\cos \varphi = 0.7$

được $Z = 0,883$

Tính độ sụt điện áp cho phép:

$$\Delta U = \frac{M.Z}{10.U^2 \cos \varphi} = \frac{9,2.0,883}{10.6^2.0,7} = 0,0322 < 10\%$$

Như vậy dây chọn A-35 là đạt yêu cầu.

- Chọn dây dẫn phân phối đến phụ tải

+Đường dây sản xuất:

Đường dây động lực có chiều dài $L = 100 \text{ m}$.

Điện áp 380/220 có $\sum P = 38 \text{ (KW)} = 38000 \text{ (W)}$

$$S_{sx} = \frac{100 \sum P.L}{K.U_d^2 . \Delta U}$$

Trong đó: $L = 100 \text{ m}$ – Chiều dài đoạn đường dây tính từ điểm đầu đến nơi tiêu thụ.

$\Delta U = 5\%$ - Độ sụt điện thế cho phép.

$K = 57$ - Hệ số kể đến vật liệu làm dây (đồng).

$U_d = 380 \text{ (V)}$ - Điện thế của đường dây đơn vị .

$$S_{sx} = \frac{100.38000.100}{57.380^2.5} = 9,23 \text{ (mm}^2 \text{)} .$$

Chọn dây cáp có 4 lõi dây đồng

Mỗi dây có $S = 16 \text{ mm}^2$ và $[I] = 150 \text{ (A)}$.

-Kiểm tra dây dẫn theo cường độ :

$$I = \frac{P}{\sqrt{3}.U_f . \cos \varphi}$$

Trong đó : $\sum P = 38 \text{ (KW)} = 38000 \text{ (W)}$

$U_f = 220 \text{ (V)}$.

$\cos \varphi = 0,68$: vì số lượng động cơ < 10

$$I = \frac{P}{\sqrt{3}.U_f . \cos \varphi} = \frac{38000}{1,73.220.0,68} = 146,83 \text{ (A)} < 150 \text{ (A)} .$$

Như vậy dây chọn thỏa mãn điều kiện.

-Kiểm tra theo độ bền cơ học:

Đối với dây cáp bằng đồng có điện thế < 1(kV) tiết diện $S_{\min} = 16 \text{ mm}^2$. Vậy dây cáp đã chọn là thỏa mãn tất cả các điều kiện.

+Đường dây sinh hoạt và chiếu sáng:

+Đường dây sinh hoạt và chiếu sáng có chiều dài $L = 200\text{m}$.

Điện áp 220V có $\sum P = 5,642(\text{KW}) = 5642(\text{W})$

$$S_{\text{sh}} = \frac{200 \sum P.L}{K.U_d^2 . \Delta U}$$

Trong đó: $L = 200\text{m}$ - Chiều dài đoạn đường dây tính từ điểm đầu đến nơi tiêu thụ.

$\Delta U = 5\%$ - Độ sụt điện thế cho phép.

$K = 57$ - Hệ số kể đến vật liệu làm dây (đồng).

$U_d = 220 \text{ (V)}$ - Điện thế của đường dây đơn vị .

$$S = \frac{200.5642.200}{57.220^2 . 5} = 15,36(\text{mm}^2) .$$

Chọn dây cáp có 4 lõi dây đồng.

Mỗi dây có $S = 16 \text{ mm}^2$ và $[I] = 150 \text{ (A)}$.

-Kiểm tra dây dẫn theo cường độ :

$$I = \frac{P}{U_f \cos \varphi}$$

Trong đó : $\sum P = 5,642(\text{kW}) = 5642(\text{W})$

$U_f = 220 \text{ (V)}$.

$\cos \varphi = 1,0$: vì là điện thấp sáng.

$$\Rightarrow I = \frac{5642}{220.1,0} = 25,64(\text{A}) < 150 \text{ (A)} .$$

Như vậy dây chọn thỏa mãn điều kiện.

-Kiểm tra theo độ bền cơ học:

Đối với dây cáp bằng đồng có điện thế < 1(kV) tiết diện $S_{\min} = 16 \text{ mm}^2$. Vậy dây cáp đã chọn là thỏa mãn tất cả các điều kiện.

*. Tính toán nước thi công và sinh hoạt

Lượng nước sử dụng được xác định trong bảng sau:

TT	Các điểm dùng nước	Đ.vị	K.lượng (A)	Định mức (n)	$A \times n$ (m^3)
1	Máy trộn vữa bê tông	m^3	17,72	$300\text{L}/\text{m}^3$	5,32
2	Rửa cát, đá 1x2	m^3	17,72	$150\text{L}/\text{m}^3$	2,66
3	Bảo dưỡng bê tông	m^3		$300\text{L}/\text{m}^3$	0,3
4	Trộn vữa xây	m^3	12	$300\text{L}/\text{m}^3$	3,6
5	Tưới gạch	V	17600	$290\text{L}/1000\text{v}$	5,104

Ta có $\sum P = 16984 \text{ (l)}$.

- Xác định nước dùng cho sản xuất:

$$Q_{\text{sx}} = \frac{1,2 \sum P_{\text{m.kíp}} . K}{8.3600}$$

Trong đó: $1,2$: hệ số kể đến những máy không kể hết.

$P_{\text{máy.kíp}}$: là lượng nước máy sản xuất trong 1 kíp.

$K = 2,2$: hệ số sử dụng nước không điều hoà.

$$Q_{sx} = \frac{1,2 \cdot 2,2 \cdot 2,16984}{8.3600} = 1,56 \text{ l/s.}$$

Xác định nước dùng cho sinh hoạt:

$$P = P_a + P_b$$

P_a : là lượng nước dùng cho sinh hoạt trên công trường:

$$P_a = \frac{K \cdot N_1 \cdot P_{n.kip}}{8.3600} (L / s)$$

Trong đó: K : là hệ số không điều hoà $K = 2$.

N_1 : Số công nhân trên công trường

P_n : Lượng nước của công nhân trong 1 kíp ở công trường.

(Lấy $P_n = 20 \text{ L/người}$)

$$P_a = \frac{2 \cdot 138 \cdot 20}{8.3600} = 0,19 (l / s).$$

P_b : là lượng nước trong khu nhà ở:

$$P_b = \frac{K \cdot N_2 \cdot P_n}{24.3600} (l / s)$$

Trong đó: K : là hệ số không điều hoà $K = 2,5$

N_2 : Số công nhân trong khu sinh hoạt ($N_2 = 138 \text{ người}$).

P_n : Nhu cầu nước cho công nhân trên 1 ngày đêm (Lấy $P_n = 50 \text{ L/người}$)

$$P_b = \frac{2,5 \cdot 138 \cdot 50}{24.3600} = 0,58 (l / s)$$

$$\Rightarrow P_{SH} = P_a + P_b = 0,19 + 0,58 = 0,77 (l/s).$$

Xác định lưu lượng nước dùng cho cứu hoả:

Ta tra bảng với loại nhà có độ chịu lửa là dạng khó cháy và khối tích trong khoảng $(5 - 20) \times 1000 \text{ m}^3$ ta có

$$P_{cc} = 10 (l/s)$$

$$\text{Ta có: } P_{sx} + P_{SH} = 1,2 + 0,77 = 1,97 (l/s)$$

$$\Rightarrow P_{sx} + P_{SH} = 1,97 (l/s) < P_{cc} = 10 (l/s).$$

Vậy lượng nước dùng trên công trường tính theo công thức :

$$P = 0,7 \cdot (P_{sx} + P_{SH}) + P_{cc}$$

$$\Rightarrow P = 0,7 \cdot (1,97) + 10 = 11,38 (l/s).$$

Giả thiết đường kính ống $D \geq 100 (mm)$ Lấy vận tốc nước chảy trong đường ống là: $v = 1,5 \text{ m/s}$

$$\text{Đường kính ống dẫn nước có đường kính là: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot v \cdot 1000}}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 11,38}{3,14 \cdot 1,5 \cdot 1000}} = 0,098 \text{ m} = 98 \text{ mm.} \quad \text{Chọn đường kính ống } D = 100 \text{ mm.}$$

Vậy chọn đường kính ống đã giả thiết là thoả mãn.

10.3.4. Đánh giá biểu đồ nhân lực.

- Nhân lực là dạng tài nguyên đặc biệt là không dự trữ được. Do đó cần phải sử dụng hợp lý trong suốt thời gian thi công.

- Các hệ số đánh giá chất lượng của biểu đồ nhân lực

a. Hệ số không điều hoà về sử dụng nhân công : (K_1)

$$K_1 = \frac{A_{\max}}{A_{tb}} \quad \text{với } A_{tb} = \frac{S}{T}$$

Trong đó : - $A_{\max}$: Số công nhân cao nhất có mặt trên công trường (166 người)

- A_{tb} : Số công nhân trung bình trên công trường.
- S : Tổng số công lao động : ($S = 23751$ công).
- T : Tổng thời gian thi công ($T = 407$ ngày).

$$A_{tb} = \frac{23751}{407} = 43 \text{ (người)}.$$

$$\Rightarrow K_1 = \frac{A_{\max}}{A_{tb}} = \frac{138}{43} = 2,2$$

b. Hệ số phân bố lao động không đều : (K_2)

$$K_2 = \frac{S_{du}}{S} = \frac{7060}{26013} = 0,27$$

Trong đó : - S_{du} : Lượng lao động dôi ra so với lượng lao động trung bình.

- S : Tổng số công lao động.

=> Sử dụng lao động hiệu quả, nhu cầu về phương tiện thi công, vật tư hợp lý , dây chuyền thi công nhịp nhàng.

CHƯƠNG 11: AN TOÀN LAO ĐỘNG VÀ VỆ SINH MÔI TRƯỜNG

11.1. An toàn lao động

Khi thi công nhà cao tầng việc cần quan tâm hàng đầu là biện pháp an toàn lao động. Công trình phải là nơi quản lý chặt chẽ về số ng-ời ra vào trong công trình (Không phận sự miễn vào). Tất cả các công nhân đều phải đ-ọc học nội quy về an toàn lao động tr-ớc khi tham gia thi công công trình.

- Phải tuân thủ các quy định về an toàn khi cẩu lắp.
- Cần phải chú ý để hệ neo giữ thiết bị đảm bảo an toàn trong mọi giai đoạn ép cọc
- Phải chấp hành nghiêm ngặt quy chế an toàn lao động ở trên cao
- Chỉ cho phép công nhân làm các công việc trên mái sau khi cán bộ kỹ thuật đã kiểm tra tình trạng kết cấu chịu lực của mái
- Chỉ cho phép để vật liệu trên mái ở những vị trí thiết kế qui định.
- Khi để các vật liệu, dụng cụ trên mái phải có biện pháp chống lăn
- Khi xây t-ờng chắn mái, làm máng n-ớc cần phải có dàn giáo và l-ới bảo hiểm.
- Trong phạm vi đang có ng-ời làm việc trên mái phải có rào ngăn và biển cấm bên d-ới để tránh dụng cụ và vật liệu rơi vào ng-ời qua lại. Hàng rào ngăn phải đặt rộng ra mép ngoài của mái theo hình chiếu bằng với khoảng $> 3m$.

11.2. Vệ sinh môi trường

- Trong mặt bằng thi công bố trí hệ thống thu n-ớc thải và lọc n-ớc tr-ớc khi thoát n-ớc vào hệ thống thoát n-ớc thành phố, không cho chảy tràn ra bản xung quanh.
- Bao che công tr-ờng bằng hệ thống giá đỡ kết hợp với hệ thống l-ới ngăn cách công trình với khu vực lân cận, nhằm đảm bảo vệ sinh công nghiệp trong suốt thời gian thi công.
- Đất và phế thải vận chuyển bằng xe chuyên dụng có che đậy cẩn thận, đảm bảo quy định của thành phố về vệ sinh môi tr-ờng.
- Hạn chế tiếng ồn nh- sử dụng các loại máy móc giảm chấn, giảm rung. Bố trí vận chuyển vật liệu ngoài giờ hành chính.
- Trên đây là những yêu cầu của quy phạm an toàn trong xây dựng. Khi thi công các công trình cần tuân thủ nghiêm ngặt những quy định trên.