

KIẾN TRÚC

CÔNG TRÌNH:

CHUNG CƯ N04 - B2 – THÀNH PHỐ HÀ NỘI

ĐỊA ĐIỂM XÂY DỰNG:

PHƯỜNG DỊCH VỌNG, QUẬN CẦU GIẤY, TP. HÀ NỘI

NHIỆM VỤ:

1. Mặt bằng tổng thể
 2. Mặt bằng tầng hầm
 3. Mặt bằng tầng 1
 4. Mặt bằng điển hình (2 - 10)
 5. Mặt bằng mái
 6. Mặt bằng một số căn hộ điển hình
 7. Mặt đứng trục 1 - 6
 8. Mặt đứng trục A - E
 9. Mặt cắt A - A
 10. Mặt cắt B - B
-

Giáo viên hướng dẫn : **ThS: Lại Văn Thành**

Sinh viên thực hiện : **Hoàng Đình Huy**

1. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ KIẾN TRÚC:

- TÊN CÔNG TRÌNH: **CHUNG CƯ N04 - B2 – TP HÀ NỘI.**
- ĐỊA ĐIỂM: **PHƯỜNG DỊCH VỌNG, QUẬN CẦU GIẤY, TP. HÀ NỘI.**

1.1. Sự cần thiết phải đầu tư:

1.1.1 Các cơ sở pháp lý lập dự án đầu tư xây dựng công trình

- Nghị định số 51/1999/NĐ - CP ngày 08/07/1999 của Chính Phủ về việc ban hành qui chế quản lí đầu tư và xây dựng. Và Nghị định số 12/2002/NĐ - CP ngày 05/05/2002 và Nghị định số 07/2003/NĐ - CP ngày 20/01/2003 của Chính Phủ về việc sửa đổi, bổ sung một số điều của qui chế quản lí đầu tư và xây dựng ban hành kèm theo.Nghị định số 52/1999/NĐ - CP và Nghị định số 12/2002/NĐ - CP của Chính Phủ.

- Nghị định số 88/1999/NĐ - CP ngày 01/09/1999 và Nghị định số :14/2002/NĐ - CP ngày 05/05/2000 của Chính Phủ ban hành qui chế đấu thầu và Nghị định số: 66/2003/ NĐ - CP ngày 12/06/2003 của Chính Phủ về việc sửa đổi, bổ sung một số điều của qui chế đấu thầu ban hành kèm theo. Nghị định số 88/1999/NĐ - CP ngày 01/09/1999 và Nghị định số 14/2000/NĐ - CP ngày 05/05/2000 của Chính Phủ.

- Thông tư số: 04/2003/TT - BKH ngày 17/06/2003 của Bộ Kế Hoạch và Đầu Tư hướng dẫn về thẩm tra, thẩm định dự án đầu tư, sửa đổi, bổ sung một số điểm về hồ sơ thẩm định dự án,báo cáo đầu tư và tổng mức đầu tư.

- Thông tư số: 09/2000/TT - BXD ngày 17/07/2000 của Bộ Xây Dựng hướng dẫn việc lập và quản lí chi phí xây dựng thuộc các dự án đầu tư và Thông tư số: 07/2003/TT - BXD ngày 17/06/2003 của Bộ Xây Dựng về việc sửa đổi, bổ sung một số điểm trong thông tư: “ Hướng dẫn việc lập và quản lí chi phí xây dựng công trình thuộc dự án đầu tư ” số 09/2000/TT - BXD ngày 17/07/2000.

- Quyết định số:18/2003/QĐ - BXD ngày 27/06/2003 của Bộ trưởng Bộ Xây Dựng ban hành qui định quản lí chất lượng công trình xây dựng.

- Quyết định số: 15/2001/QĐ - BXD ngày 20/01/2001 của Bộ Xây Dựng ban hành Định mức chi phí tư vấn Đầu tư và xây dựng.

- Quyết định số: 12/2001/QĐ – BXD ngày 20/07/2001 của Bộ xây Dựng về việc ban hành Định mức chi phí thiết kế công trình xây dựng.

- Thông tư số: 45/2003/TT - BTC ngày 15/05/2003 của Bộ Tài Chính về việc “ hướng dẫn quyết toán vốn đầu tư ”.

- Thông tư số: 16/2003/TT - BTC ngày 04/08/2003 của Bộ Tài Chính về việc “ hướng dẫn về bảo hiểm trong đầu tư và xây dựng ”.
 - Căn cứ vào qui hoạch tổng thể của thành phố Hà Nội.
 - Căn cứ vào Tiêu Chuẩn Thiết Kế Việt Nam Tập 4-3981-1985
 - Căn cứ vào TCVN323 - 2004: “ Nhà cao tầng - Tiêu chuẩn thiết kế ”.
 - Căn cứ vào TCVN6160 - 1996: “ Phòng cháy, nhà cao tầng - Tiêu chuẩn thiết kế ”.
 - Căn cứ vào TCVN5687 - 1992: “ Thông gió, điều tiết không khí và sưởi ấm - Tiêu chuẩn thiết kế ”.
 - Căn cứ vào TCVN276 - 2003: Công trình công cộng - Nguyên tắc cơ bản để thiết kế.
- * Công trình được đầu tư xây mới hoàn toàn.

1.1.2 Sự cần thiết phải đầu tư

Hiện nay, cùng với sự phát triển kinh tế Đất nước, các lĩnh vực thuộc hạ tầng cơ sở càng ngày được chú trọng để tạo nền tảng cho sự phát triển chung, đồng thời cũng để đáp ứng nhu cầu về nhà ở ở thành phố. Ngành Xây dựng đóng một vai trò quan trọng trong bối cảnh hiện nay với sự ra tăng nhịp độ xây dựng ngày càng cao để đáp ứng nhu cầu giao thông, sinh hoạt.

Cùng với sự giao lưu, hội nhập, với các cộng đồng Quốc tế, sự gia tăng quá trình đô thị hoá, các công trình dân dụng phục vụ nhu cầu ăn ở được xây dựng ngày càng nhiều. Vấn đề tạo điều kiện chỗ ăn ở cho CBCNV nhà nước, công nhân và các tầng lớp nhân dân là một điều kiện cần thiết. Ngoài ra, các khu đô thị cao tầng cũng tạo thêm nét mỹ quan cho thành phố. Những toà nhà cao tầng được xây dựng, những cao ốc mọc lên phần nào cũng đánh giá được sự phát triển về mặt kỹ thuật của ngành xây dựng.

Công trình: “**CHUNG CƯ N04 - B2 – TP HÀ NỘI**” do Công ty Cổ phần Đầu tư XD và Kinh doanh nhà Hà Nội làm Chủ đầu tư được ra đời trong hoàn cảnh đó.

1.2. Vị trí , địa điểm khu đất xây dựng và điều kiện khí hậu tự nhiên :

1.2.1 Vị trí , địa điểm khu đất

Công trình được xây dựng trên khu đất khá bằng phẳng thuộc Khu đô thị mới Dịch Vọng - Cầu Giấy - Hà Nội.

1.2.2 Điều kiện khí hậu tự nhiên

1.2.2.1 Khí hậu

*** Nhiệt độ:**

Công trình nằm ở thành phố Hà Nội, nhiệt độ bình quân hàng năm là 27°C chênh lệch nhiệt độ giữa tháng cao nhất (tháng 4) và tháng thấp nhất (tháng 12) là 12°C . Thời tiết hàng năm chia làm hai mùa rõ rệt là mùa mưa và mùa khô. Mùa mưa từ tháng 4 đến tháng 11, mùa khô từ tháng 12 đến tháng 3 năm sau.

*** Độ ẩm:**

Độ ẩm trung bình hàng năm là $75 \div 80 \%$.

*** Gió:**

Hai hướng gió chủ yếu là gió Tây - Tây Nam, Bắc - Đông Bắc. Tháng có sức gió mạnh nhất là tháng 8, tháng có sức gió yếu nhất là tháng 11.

1.2.2.2 Điều kiện địa chất thủy văn

Từ mặt đất hiện hữu đến coste -31.9 m nền đất được cấu tạo gồm 4 lớp theo thứ tự từ trên xuống như sau :

- Lớp số 1: Lớp đất sét pha xám vàng ,trạng thái dẻo
bề dày 5,2 có $\gamma = 19,7\text{KN} / \text{m}^3$
- Lớp số 2: Lớp đất sét pha màu nâu đỏ, lẫn sạn sỏi laterit, trạng thái nửa cứng, bề dày 3,2 m có $\gamma = 20,5 \text{ KN/m}^3$
- Lớp số 3: Lớp đất sét pha xám vàng, nâu, trạng thái nửa cứng
bề dày 3,5 m có $\gamma = 19,6 \text{ KN/m}^3$
- Lớp số 4: Lớp đất cát pha xám vàng, trạng thái nửa cứng
bề dày 20 m có $\gamma = 19,8\text{KN/m}^3$

1.2.3 Đánh giá ưu nhược điểm khu đất xây dựng

Với vị trí khu đất xây dựng nằm trong thành phố, bằng phẳng và các điều kiện khí hậu, địa chất, thủy văn như trên rất thuận lợi cho việc tiến hành xây dựng công trình.

1.3 Nội dung đầu tư :

1.3.1 Các hạng mục đầu tư

STT	Tên hạng mục	Diện tích	Số tầng	Cấp công trình	Ghi chú
01	Chung cư	770 m ²	10 + 1 hầm	1	Xây mới
02	Nhà bảo vệ	20 m ²	1	4	Xây mới
03	Khu thể thao	240 m ²	-	-	Xây mới
04	Vườn cây xanh	-	-	-	Xây mới

1.3.2 Nội dung thiết kế (cho khối nhà chính)

1.3.2.1 Yêu cầu về nhân sự

Công trình phục vụ nhu cầu ăn ở sinh hoạt cho 54 hộ gia đình với các căn hộ loại A,B,C,D,E,G

Công trình có thời gian sử dụng trên 100 năm

1.3.2.2 Lập bảng thống kê diện tích hữu ích

STT	Tầng	Loại căn hộ	Tên phòng	Số người	Chi tiêu diện tích	Tbị văn phòng	Diện tích(m ²)	Ghi chú
01	Hầm	-	Đề xe	-	-	-	-	Theo y/c Tkế
			Phòng trực	01		Bàn ghế	6	
			P.KThuật điện	01		Bàn ghế + máy	14	
			P.máy phát điện			Máy phát	12,5	
02	1	-	DV công cộng	-	-	-	325	
			P.Bảo vệ	01	-	Bàn ghế	12	
			P.KThuật	01	-	Bàn ghế + máy	6	
			WC	-	-	Tbị Vsinh	20	
03	2÷10	A	P.Ngủ 1	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	15	
			P.Ngủ 2	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	20	
			P.Ngủ 3	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	20	
			P.khách	-	14 m ²	Bàn ghế + tbị giải trí	27	
			P. ăn	-	12 m ²	Bàn ghế	16	
			Bếp	-	5 m ²	Dụng cụ bếp	12	
			WC (có bồn	-	5 m ²	Tbị vệ sinh	10	

		tắm)					
B	P.Ngủ 1	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	15		
	P.Ngủ 2	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	20		
	P.Ngủ 3	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	20		
	P.khách	-	14 m ²	Bàn ghế + tị giải trí	27		
	P. ăn	-	12 m ²	Bàn ghế	16		
	Bếp	-	5 m ²	Dụng cụ bếp	12		
	WC	-	5 m ²	Tị vệ sinh	10		
C	P.Ngủ 1	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	15		
	P.Ngủ 2	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	12		
	P.Ngủ 3	02	14 m ²	Bàn ghế + giường+ giải trí	20		
	P.khách+P. ăn	-	12 m ²	Bàn ghế + tị giải trí	37		
	Bếp	-	5 m ²	Dụng cụ bếp	10		
	WC	-	5 m ²	Tị vệ sinh	10		
D	P.Ngủ 1	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	12		
	P.Ngủ 2	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	12		
	P.khách+P. ăn	-	14 m ²	Bàn ghế + tị giải trí	25		
	Bếp	-	12 m ²	Dụng cụ bếp	6.5		
	WC	-	5 m ²	Tị vệ sinh	6.5		
E	P.Ngủ 1	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	12		
	P.Ngủ 2	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	12		
	P.khách	-	14 m ²	Bàn ghế + tị giải trí	25		
	P. ăn	-	12 m ²	Bàn ghế	8		
	Bếp	-	5 m ²	Dụng cụ bếp	6.5		
	WC	-	5 m ²	Tị vệ sinh	5		
G	P.Ngủ 1	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	15		
	P.Ngủ 2	02	12m ² /2người	Bàn ghế + giường+ giải trí	14.3		
	P.khách+P. ăn+Bếp	-	17 m ²	Bàn ghế + tị giải trí Dụng cụ bếp	26		
	WC(không có bồn tắm)		3 m ²	Tị vệ sinh	4		

1.4 Giải pháp thiết kế

1.4.1 Giải pháp về quy hoạch tổng mặt bằng

Diện tích khu đất xây dựng là : 3320 m²

Trên diện tích khu đất xây dựng được bố trí gồm các hạng mục như:

- Khu nhà chính : gồm 10 tầng + 1 tầng hầm, có diện tích mặt bằng 770 m²
- Phía trước công ra vào bố trí khu nhà bảo vệ ,phục vụ cho việc bảo vệ toàn khu nhà
- Bên cạnh còn bố trí khu thể thao
- Vườn cây xanh được bố trí xung quanh , vừa tạo cảnh quan xung quanh vừa tạo bóng râm xung quanh công trình

1.4.2 Giải pháp về thiết kế kiến trúc

1.4.2.1 Giải pháp thiết kế mặt bằng

Gồm 10 tầng + 1 tầng hầm

- Tầng hầm (diện tích sàn 770 m²; cao 3 m): Tầng GARA, có cầu thang máy và cầu thang bộ.

- Tầng 1 (diện tích sàn 778 m²; cao 4,8m): Dịch vụ công cộng, có 2 cầu thang máy và 1 cầu thang bộ, 1 cầu thang thoát hiểm.

- Tầng 2 - 10(diện tích sàn 778 m²; cao 3,6 m): Gồm 6 loại phòng ở với diện tích như sau:

* Phòng A: Diện tích 131,8 m², đầy đủ tiện nghi và khu vệ sinh khép kín.

* Phòng B : Diện tích 131,8 m², đầy đủ tiện nghi và khu vệ sinh khép kín.

* Phòng C : Diện tích 110,2 m², đầy đủ tiện nghi và khu vệ sinh khép kín.

* Phòng D : Diện tích 65,2m², đầy đủ tiện nghi và khu vệ sinh khép kín.

* Phòng E : Diện tích 65,2 m², đầy đủ tiện nghi và khu vệ sinh khép kín.

* Phòng G : Diện tích 83,3 m², đầy đủ tiện nghi và khu vệ sinh khép kín.

-Tầng mái: Bao gồm phòng kỹ thuật, trên mái có bố trí bể nước.

1.4.2.2 Giải pháp thiết kế mặt cắt

Thể hiện mặt cắt qua nhà từ dưới lên trên gồm

Tầng hầm cao 3 m

Tầng 1 cao 4,8m

Tầng 2÷10 cao 3,6m

Tầng mái

1.4.2.3 Giải pháp thiết kế mặt đứng

Mặt đứng công trình được thiết kế hài hoà theo phong cách hiện đại. Mặt trước nhà với các cửa sổ được ốp kích khung nhôm kết hợp với sơn tường để tạo cho công trình vẻ sang trọng, uy nghi cùng với đó là hệ thống lôgia được thiết kế tạo vẻ đẹp thẩm mỹ cho công trình.

1.4.2.4 Giải pháp thiết kế thoát nước

- Thoát nước mưa trên mái bằng hệ thống rãnh, mái được lợp bằng tấm đan 600x1200 dày 60 có đục lỗ chống nóng

- Thoát nước mặt đứng : Sử dụng các đường ống TP-D90, TP-D110

1.4.3 Giải pháp thiết kế Kỹ Thuật

1.4.3.1 Giải pháp thiết kế Kết Cấu

Giữa kết cấu và kiến trúc cần 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, của từng tầng, từng phòng chức năng với giả định bỏ qua sự làm việc của lõi thang máy ta chọn giải pháp Kết cấu như sau :

- Móng : Công trình xây dựng trong thành phố ,với điều kiện địa chất công trình và tải trọng như vừa nói ở trên thì chọn giải pháp móng cọc ép là hợp lý
- Thân : Chọn giải pháp khung BTCT chịu lực toàn khối

Các cột có tiết diện 400x800mm. Hệ dầm là hệ dầm giao thoa, hệ dầm chính tiết diện 350x700mm, các dầm phụ có tiết diện 250x600mm. Sàn BTCT đổ toàn khối có chiều dày 130mm.

Chọn giải pháp BTCT toàn khối có các ưu điểm lớn thoả mãn tính đa dạng cần thiết của công việc bố trí không gian và hình khối kiến trúc trong các đô thị. Bê tông toàn khối được sử dụng rộng rãi nhờ có các tiến bộ kỹ thuật, đạt độ tin cậy về cường độ và độ ổn định.

- Mái : sử dụng tấm đan 600x1200 dày 60 có đục lỗ chống nóng
- Vật liệu bao che : xây tường gạch

1.4.3.2 Các giải pháp kỹ thuật khác

- Thiết kế điện nước : Tất cả các khu vệ sinh đều được bố trí các ống cấp nước và thoát nước. Toàn bộ hệ thống thoát nước trước khi ra hệ thống thoát nước thành phố phải

qua trạm xử lý nước thải để thải ra đảm bảo các tiêu chuẩn của uỷ ban môi trường thành phố.

Hệ thống thoát nước mưa có đường ống riêng đưa thẳng ra hệ thống thoát nước thành phố.

Hệ thống nước cứu hoả được thiết kế riêng biệt, hệ thống đường ống riêng đi qua toàn bộ ngôi nhà. Tại các tầng đều có hộp chữa cháy đặt tại hai đầu hành lang, cầu thang.

Hệ thống thoát nước thiết kế theo dạng hình cây. Bắt đầu từ trạm điều khiển trung tâm, dây dẫn đến từng tầng và tiếp tục dẫn đến toàn bộ các phòng trong tầng đó

- Giải pháp giao thông nội bộ : Giao thông nội bộ của công trình gồm tổ hợp thang máy (2 cái) và để đảm bảo giao thông giữa các tầng ngoài ra còn bố trí 2 thang bộ dành cho người đi bộ trong trường hợp đi lại bình thường và thoát hiểm. Các cầu thang được thiết kế đảm bảo cho việc lưu thông giữa các tầng và yêu cầu về cứu hoả

-Giải pháp chiếu sáng : Kết hợp chiếu tự nhiên và nhân tạo. Các phòng đều có cửa sổ để tiếp nhận ánh sáng bên ngoài, toàn bộ cửa sổ được lắp khung nhôm kính nên phía trong nhà thường luôn luôn có đầy đủ ánh sáng tự nhiên. Ngoài ra các hành lang cầu thang được bố trí thêm ánh sáng nhân tạo để thuận tiện cho hoạt động sử dụng trong mọi điều kiện cần thiết.

- Giải pháp thông gió:Hà Nội nằm trong vùng nhiệt đới gió mùa nên đòi hỏi công trình phải đảm bảo thông gió cũng như nhiệt độ trong các phòng ổn định quanh năm. Thông hơi thoáng gió là yêu cầu vệ sinh đảm bảo sức khoẻ cho người dân làm việc và nghỉ ngơi được thoải mái nhanh chóng phục hồi sức khoẻ sau những giờ làm việc căng thẳng. Về quy hoạch xung quanh trồng hệ thống cây xanh để dẫn gió, ổn định không khí , chắn bụi, chống ồn. Về thiết kế thì các phòng ngủ, sinh hoạt, làm việc được đón gió trực tiếp và tổ chức các ban công, lôgia.

1.5 Kết luận và kiến nghị

1.5.1 Kết luận

Chỉ tiêu kỹ thuật:

-Diện tích khu đất: 3.320 m²

-Diện tích sàn: 770.10=7700m² (không kể sàn tầng hầm và tầng mái)

-Diện tích cầu thang: 51x10 =510 m² .

$$S_{\text{xaydung}} = S_{\text{mai}} = 890 \text{ m}^2$$

- Hệ số sử dụng đất: (Theo TCXDVN 323 -2004)

$$K_1 = \frac{S_{san}}{S_{khudat}} = \frac{7788}{3320} = 2,45 < 5 \text{ (Hợp lý)}$$

- Mật độ xây dựng: (Theo TCXDVN 323 -2004)

$$K_2 = \frac{S_{xaydung}}{S_{khudat}} = \frac{865}{3320} = 0,26 < 0,4 \text{ (Hợp lý)}$$

Về tổng thể, công trình được xây dựng trong khu quy hoạch của thành phố nhằm giải quyết vấn đề về nhà ở cho dân cư trong thành phố. Xây dựng và đưa công trình vào sử dụng mang lại nhiều lợi ích cho chủ đầu tư cũng như thành phố .

Về kiến trúc, công trình mang dáng vẻ hiện đại. Quan hệ giữa các căn hộ trong công trình rất thuận tiện nhưng cũng mang tính độc lập cao, hệ thống đường ống kỹ thuật gọn gàng, thoát nước nhanh

1.5.2 Kiến nghị

Qua những phân tích ở trên thì thấy sự cần thiết phải đầu tư để xây dựng Chung cư N04-B2 là một việc làm hết sức đúng đắn, phù hợp với sự phát triển chung của đất nước. Rất mong sự quan tâm đúng mức của các cấp lãnh đạo UBND Thành phố Hà Nội để công trình sớm đưa vào xây dựng và sử dụng .

CHƯƠNG 1

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ SÀN TẦNG 4

I. SỐ LIỆU

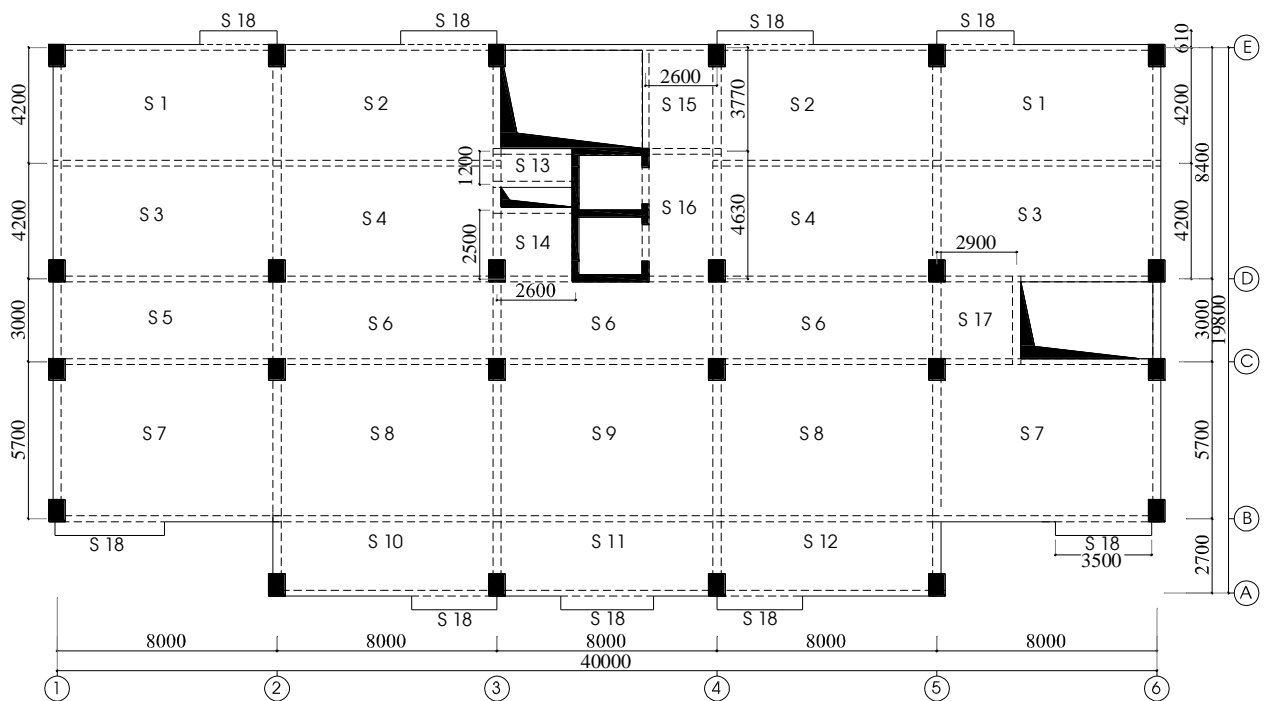
Bê tông sàn B25 đá 1x2 có:

- $R_b = 14,5 \text{ MPa}$
- $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

Thép bản sàn :

- $\Phi \leq 8$, Thép AI có $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$
- $\Phi \geq 10$, Thép AII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$

II. SƠ ĐỒ PHÂN CHIA Ô SÀN



Hình 1.1 Sơ đồ phân chia ô sàn

III. CHỌN CHIỀU DÀY CÁC Ô SÀN

Chiều dày của bản được chọn theo công thức: $h_b = \frac{D}{m} \cdot l \geq h_{\min}$

Trong đó : h_b - Chiều dày bản sàn

$m = 40 - 45$ đối với bản kê bốn cạnh

$m = 30 - 35$ đối với bản loại dầm

$m = 10 - 18$ đối với bản console

$D = 0,8 - 1,4$ hệ số phụ thuộc vào tải trọng.

l : Là cạnh ngắn của ô bản (cạnh theo phương chịu lực).

Chiều dày của bản phải thoả mãn điều kiện cấu tạo:

$h_b \geq h_{\min} = 50$ mm đối với sàn nhà dân dụng (Theo TCXDVN 356-2005)

Ta chọn:

$D = 1$ Lấy với loại tải trọng trung bình

$m = 45$ lấy với bản kê bốn cạnh.

$m = 32$ lấy với bản loại dầm.

Ta có thể lập bảng tính như sau :

Bảng 1.1 Bảng tính chiều dày sàn

STT	Ô sàn	l_1	l_2	l_2/l_1	Loại bản	D	m	h_b
1	S1	4200	8000	1,90	Bản kê	1	45	93,33
2	S2	4200	8000	1,90	Bản kê	1	45	93,33
3	S3	4200	8000	1,90	Bản kê	1	45	93,33
4	S4	4200	8000	1,90	Bản kê	1	45	93,33
5	S5	3000	8000	2,67	Bản dầm	1	32	93,75
6	S6	3000	8000	2,67	Bản dầm	1	32	93,75
7	S7	5700	8000	1,40	Bản kê	1	45	126,67
8	S8	5700	8000	1,40	Bản kê	1	45	126,67
9	S9	5700	8000	1,40	Bản kê	1	45	126,67
10	S10	2700	8000	2,96	Bản dầm	1	32	84,38
11	S11	2700	8000	2,96	Bản dầm	1	32	84,38
12	S12	2700	8000	2,96	Bản dầm	1	32	84,38
13	S13	1200	2600	2,17	Bản dầm	1	32	37,50
14	S14	2500	2600	1,04	Bản kê	1	45	55,56
15	S15	2600	3770	1,45	Bản kê	1	45	57,78
16	S16	2600	4630	1,78	Bản kê	1	45	57,78
17	S17	2900	3000	1,03	Bản kê	1	45	64,44
16	S18	610	3500	5,74	Bản Console	1	15	40,67

Sơ bộ chọn 2 loại chiều dày bản sàn là $h_b=130$ cho sàn phòng khách ,phòng ngủ và $h_b=100$ cho sàn hành lang , sảnh , logia

IV. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

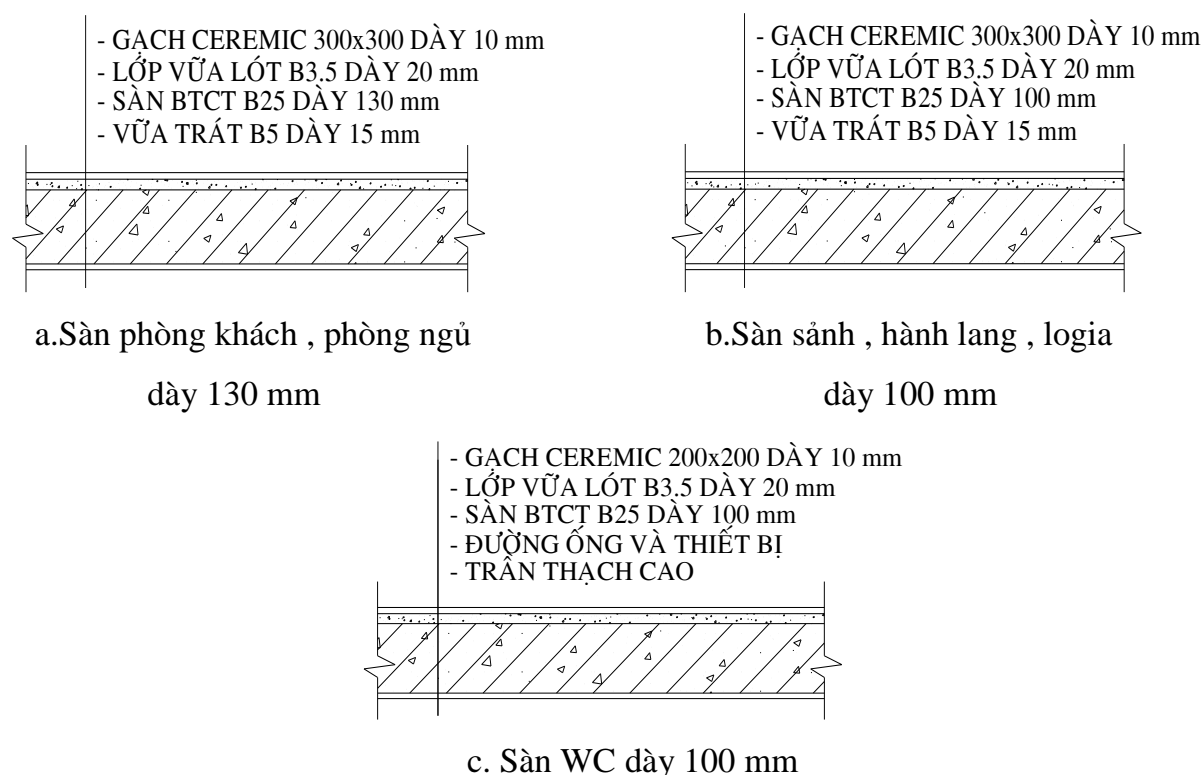
Tải trọng tác dụng lên ô sàn gồm:

- Tĩnh tải: Trọng lượng bản thân bản sàn BTCT và các lớp cấu tạo, trọng lượng bản thân tường ngăn (nếu có).

- Hoạt tải sử dụng: Theo tiêu chuẩn 2737- 1995 tùy theo mục đích sử dụng.

1. Tĩnh tải

Dựa vào cấu tạo sàn ta có các sơ đồ cấu tạo bản sàn như sau :



Hình 1.2: Cấu tạo các loại bản sàn

Tĩnh tải tác dụng lên sàn là tải trọng phân bố đều do trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn truyền vào. Căn cứ vào các lớp cấu tạo sàn ở mỗi ô sàn cụ thể, tra bảng tải trọng tính toán(*TCVN 2737-1995*) của các vật liệu thành phần dưới đây để tính:

Ta có công thức tính: $g^{tc} = \sum \gamma_i \cdot \delta_i$

$$g^{tt} = n \cdot g^{tc}$$

Trong đó γ_i , δ_i , n_i lần lượt là trọng lượng riêng, bề dày, hệ số vượt tải của lớp cấu tạo thứ i trên sàn.

Hệ số vượt tải lấy theo *TCVN 2737 – 1995*.

Ta tiến hành xác định tĩnh tải riêng cho từng ô sàn.

Từ đó ta lập bảng tải trọng tác dụng lên các sàn như sau :

Bảng 1.2 Bảng tính tĩnh tải tác dụng lên các ô sàn

Loại sàn	Cấu tạo	δ (mm)	g (kN/m^3)	g^{tc} (N/m^2)	n	g^t (N/m^2)
Sàn thường $d=100$	Gạch Ceramic 300x300	10	20	200	1,1	220
	Vữa lót xi măng B3,5	20	16	320	1,2	384
	Sàn BTCT B25	100	25	2500	1,1	2750
	Vữa trát trần B5	15	16	240	1,2	288
	Tổng cộng			3260		3642
Sàn thường $d=130$	Gạch Ceramic 300x300	10	20	200	1,1	220
	Vữa lót xi măng B3,5	20	16	320	1,2	384
	Sàn BTCT B25	130	25	3250	1,1	3575
	Vữa trát trần B5	15	16	240	1,2	288
	Tổng cộng			4010		4467
Sàn WC	Gạch Ceramic 200x200	10	20	200	1,1	220
	Vữa lót xi măng B3,5	20	16	320	1,2	384
	Sàn BTCT B25	100	25	2500	1,1	2750
	Đường ống và thiết bị			0	1,1	0
	Trần thạch cao			0	1,2	0
	Tổng cộng			3020		3354

Tải phân bố do kết cấu bao che gây ra trên sàn :

- Tải trọng của các vách tường được quy về tải phân bố đều theo diện tích ô sàn.
- Các vách ngăn là tường gạch ống dày 110; $g^{tc} = 1800$ (N/m^2).

Bảng 1.3 Tải trọng tường ngăn

STT	Kích thước, diện tích sàn (m^2)	Diện tích tường trên sàn (m^2), (trừ $S_{cửa}$)	g^{tc} (N/m^2)	n	g^t (N/m^2)
S1	4,20m x8,0m	12,08	1800	1,1	711,86
	33,6				
S2	4,20m x8,0m	14,18	1800	1,1	835,61
	33,6				
S3	4,20m x8,0m	26,74	1800	1,1	1575,75
	33,6				
S4	4,20m x8,0m	28,97	1800	1,1	1707,16
	33,6				

Bảng 1.3 Tải trọng tường ngăn

STT	Kích thước, diện tích sàn (m ²)	Diện tích tường trên sàn (m ²), (trừ S _{cửa})	g^{tc} (N/m ²)	n	g^t (N/m ²)
S5	3,0m x8,0m	18,17	1800	1,1	1499,03
	24				
S6	3,0m x8,0m	0	1800	1,1	0
	24				
S7	4,20m x8,0m	18,55	1800	1,1	1093,13
	33,6				
S8	4,20m x8,0m	18,55	1800	1,1	1093,13
	33,6				
S9	4,20m x8,0m	18,55	1800	1,1	1093,13
	33,6				
S10	2,7m x8,0m	25,97	1800	1,1	2380,58
	21,6				
S11	2,7m x8,0m	25,97	1800	1,1	2380,58
	21,6				
S12	2,7m x8,0m	25,7	1800	1,1	2355,83
	21,6				
S13	1,2m x2,6m	0	1800	1,1	0
	3,12				
S14	1,2m x2,6m	0	1800	1,1	0
	3,12				
S15	2,6m x3,77m	0	1800	1,1	0
	9,8				
S16	2,6m x4,63m	0	1800	1,1	0
	12,04				
S17	2,9m x3,0m	0	1800	1,1	0
	8,7				
S18	0,61m x3,5m	0	1800	1,1	0
	2,14				

Tính tải tính toán của các sàn bằng tổng tĩnh tải do trọng lượng bản thân của sàn và tải trọng do các tường ngăn gây ra

$$g^{tt} = g^{tt}_{bt} + g^{tt}_{tn}$$

Với : g^{tt} : Tổng tĩnh tải tác dụng lên sàn

g^{tt}_{bt} : Tĩnh tải do trọng lượng bản thân

g^{tt}_{tn} : Tĩnh tải do tường ngăn

Kết quả tính toán tĩnh tải như bảng sau :

Bảng 1.4 Kết quả tính toán tĩnh tải tác dụng lên các ô sàn

Ô sàn	Tĩnh tải sàn (N/m ²)	Tải trọng sườn ngăn (N/m ²)	Tổng tĩnh tải sàn (N/m ²)
S1	4467	711,86	5178,86
S2	4467	835,61	5302,61
S3	4467	1575,75	6042,75
S4	4467	1707,16	6174,16
S5	4467	1499,03	5966,03
S6	4467	0	4467
S7	4467	1093,13	5560,13
S8	4467	1093,13	5560,13
S9	4467	1093,13	5560,13
S10	4467	2380,58	6847,58
S11	4467	2380,58	6847,58
S12	4467	2355,83	6822,83
S13	4467	0	4467
S14	4467	0	4467
S15	4467	0	4467
S16	4467	0	4467
S17	4467	0	4467
S18	4467	0	4467

2. Hoạt tải

Tùy theo chức năng sử dụng của các khu vực sàn mà ta có các giá trị hoạt tải khác nhau. Giá trị hoạt tải sử dụng và hệ số tin cậy được lấy theo tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN2737 -1995.

Bảng 1.5 Hoạt tải sử dụng trên các ô sàn

STT	Loại sàn	n	p ^{tc} (N/m ²)	p ^{tt} (N/m ²)
1	Phòng ở căn hộ	1,2	2000	2400
2	Ban công, lôgia	1,2	2000	2400
3	Hành lang, sảnh tầng	1,2	3000	3600

3.Xác định tải trọng toàn phần

Ta tính toán tải trọng toàn phần cho từng ô sàn như sau :

$$q^{tt} = g^{tt} + p^{tt}$$

Với q^{tt} : Tổng tải trọng tính toán

g^{tt} : Tĩnh tải tính toán

p^{tt} : Hoạt tải tính toán

Kết quả tính toán như bảng sau :

Bảng 1.6 Kết quả tính tải trọng tác dụng lên các ô sàn

Ô sàn	g^{tt} (N/m ²)	p^{tt} (N/m ²)	Tổng tải trọng (N/m ²)
S1	5178,86	2400	7578,86
S2	5302,61	2400	7702,61
S3	6042,75	2400	8442,75
S4	6174,16	2400	8574,16
S5	5966,03	2400	8366,03
S6	4467	3600	8067
S7	5560,13	2400	7960,13
S8	5560,13	2400	7960,13
S9	5560,13	2400	7960,13
S10	6847,58	2400	9247,58
S11	6847,58	2400	9247,58
S12	6822,83	2400	9222,83
S13	4467	3600	8067
S14	4467	3600	8067
S15	4467	3600	8067
S16	4467	3600	8067
S17	4467	3600	8067
S18	4467	2400	6867

V. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TRÊN CÁC Ô SÀN

Nội lực trong bản được tính theo sơ đồ đàn hồi.

1. Phân tích sơ đồ kết cấu :

Theo phương ngang sàn được xem như là tuyệt đối cứng, sàn chịu tải trọng thẳng đứng vừa là kết cấu chịu tải trọng ngang trong sơ đồ khung giằng. Theo phương thẳng đứng sàn làm việc như kết cấu chịu uốn. Căn cứ vào mặt bằng sàn tầng điển hình ta chia thành các loại ô bản hình chữ nhật theo sơ đồ phân chia ô sàn ở trên (Hình 1.1) , bản

chịu lực phân bố đều, tùy theo các cạnh được liên kết mà bản bị uốn theo một phương hoặc hai phương.

- Khi $l_2 < 2l_1$ tính toán bản bị uốn theo 2 phương hoặc còn gọi là bản kê bốn cạnh . Gồm có các ô sàn : $S1, S2, S3, S4, S7, S8, S9, S14, S15, S16, S17$.

- Khi $l_2 \geq 2l_1$ bỏ qua sự uốn theo phương cạnh dài, tính toán như bản loại dầm theo phương cạnh ngắn . Gồm có các ô sàn : $S5, S6, S10, S11, S12, S13$.

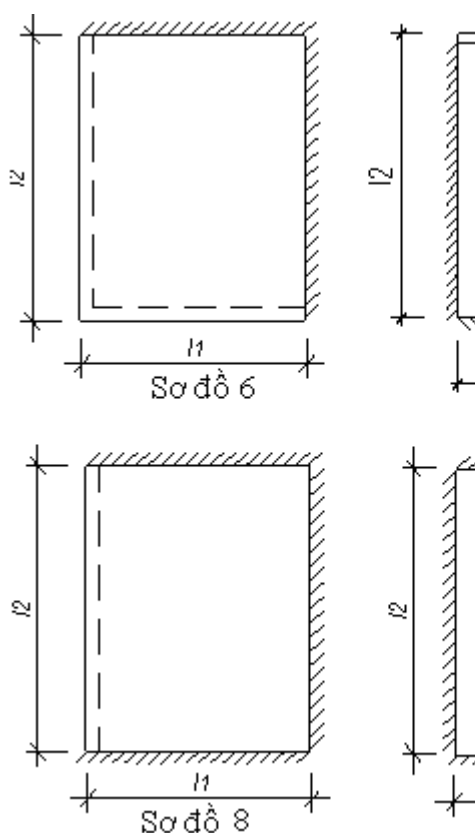
*** Quan niệm tính toán:**

Nếu sàn liên kết với dầm biên thì coi đó là liên kết khớp (nhưng khi bố trí thép thì dùng thép tại biên ngàm đối diện để bố trí cho biên khớp => sẽ rất an toàn. Nếu sàn liên kết với dầm giữa thì coi đó là liên kết ngàm. Nếu dưới sàn không có dầm thì coi đó là tự do.

2. Tính nội lực :

- Sàn bản kê ($l_2 < 2l_1$):

Sàn bản kê bốn cạnh làm việc theo cả hai phương. Với sàn tầng 2-10 thì các ô bản chủ yếu làm việc theo các sơ đồ sau :

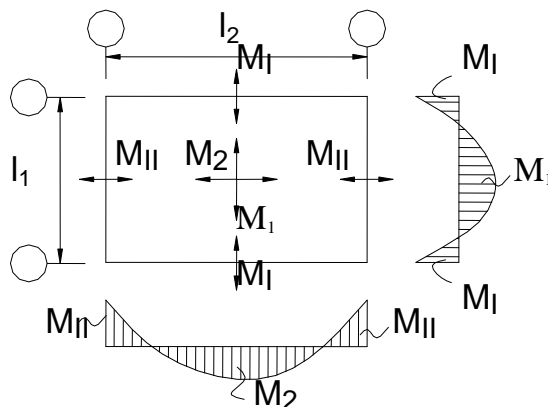


Hình 1.3 Sơ đồ tính toán của các ô sàn

Để xác định nội lực, từ tỷ số l_2/l_1 và loại liên kết ta tra bảng tìm được các hệ số α_i, β_i (*Phụ lục 17- Kết cấu bê tông cốt thép*). Sau đó tính toán nội lực trong bảng theo các công thức như sau:

+ Mômen nhịp: $M_I = \alpha_{i1} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2$
 $M_{II} = \alpha_{i2} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2$

+ Mômen gối: $M_I = -\beta_{i1} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2$
 $M_{II} = -\beta_{i2} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2$



Hình 1.4 Sơ đồ tính ô sàn bản kê

Trong đó:

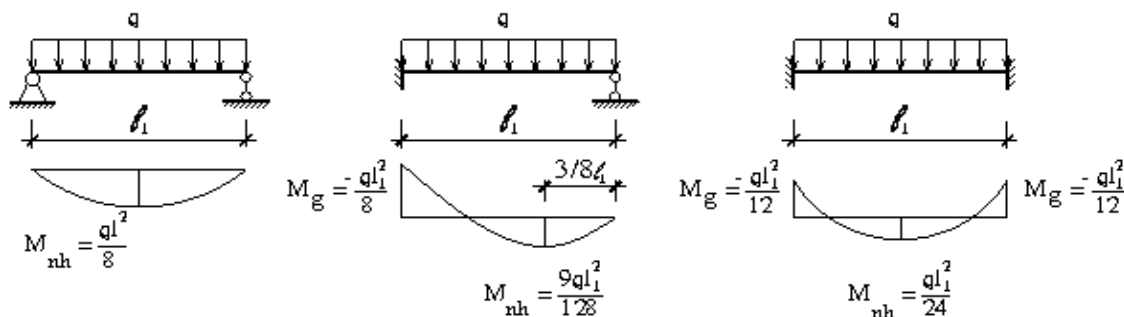
$$q^{tt} = g^{tt} + p^{tt}: \text{tổng tải trọng tác dụng lên sàn.}$$

l_1, l_2 kích thước cạnh ngắn và cạnh dài của ô bản.

$\alpha_{i1}, \alpha_{i2}, \beta_{i1}, \beta_{i2}$: các hệ số tra bảng (*Phụ lục 17- Kết cấu bê tông cốt thép*)

Sàn bản dầm ($l_2 \geq 2l_1$) : Cắt một dải bản rộng 1m theo phương cạnh ngắn.

Căn cứ theo loại liên kết ta có các sơ đồ :



Hình

1.5 Sơ đồ tính ô sàn bản loại dầm

+ Bản hai đầu khớp : Mômen giữa nhịp : $M_{nh} = \frac{ql^2}{8}$ Mômen gối : $M_g = 0$

+ Bản 1 đầu ngàm 1 đầu khớp:

Mômen giữa nhịp: $M_{nh} = \frac{9 \cdot ql^2}{128}$ Mômen gối: $M_g = -\frac{ql^2}{8}$

+ Bản ngàm hai đầu:

$$\text{Mômen giữa nhịp: } M_{nh} = \frac{qL^2}{24}$$

$$\text{Mômen gối: } M_g = -\frac{qL^2}{12}$$

VI. TÍNH THÉP SÀN

a. *Lựa chọn vật liệu:*

- Sàn dùng bê tông cấp độ bền: B25 có $R_b = 14,5 \text{ Mpa}$.
- Cốt thép + $\Phi \leq 8$, Thép AI có $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$
+ $\Phi \geq 10$, Thép AII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$

b. *Tính cốt thép sàn theo các bước sau:*

Tính như cấu kiện chịu uốn có tiết diện hình chữ nhật với bề rộng $b = 1 \text{ m}$, chiều cao $h = h_b$ (chiều dày bản là $h_{b1} = 130 \text{ mm}$ và $h_{b2} = 100 \text{ mm}$). Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo đến mép bê tông chịu kéo a . Lấy $a = 15 \text{ mm}$ với $h_b \leq 100 \text{ mm}$

và $a = 20 \text{ mm}$ với $h_b > 100 \text{ mm}$.

Ta có : $h_{b1} = 130 \text{ mm}$ chọn $a = 20 \text{ mm} \Rightarrow h_{o1} = h_{b1} - a = 130 - 20 = 110 \text{ mm}$

$h_{b2} = 100 \text{ mm}$ chọn $a = 15 \text{ mm} \Rightarrow h_{o2} = h_{b2} - a = 100 - 15 = 85 \text{ mm}$

Với ô bản làm việc theo 2 phương cốt thép được đặt theo nguyên tắc : Cốt thép theo phương cạnh ngắn đỡ cốt thép theo phương cạnh dài do đó chiều cao làm việc của cốt thép theo phương cạnh dài là $h'_0 = h_b - (a + \frac{d_1 + d_2}{2})$

Với d_1, d_2 đường kính cốt thép theo phương cạnh ngắn và cạnh dài.

- *Xác định A và γ :*

Tính $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$ rồi so sánh với α_R (α_R : tra bảng phụ lục 8).

Nếu $\alpha_m > \alpha_R \Rightarrow$ Thì ta phải tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền của bê tông.

Nếu $\alpha_m \leq \alpha_R$ (tức là $\xi \leq \xi_R$) thì từ α_m tra bảng được ξ (Phụ lục 9 - Kết cấu bê tông cốt thép - Phần cấu kiện cơ bản) . Hoặc tính theo công thức $\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2}$

- *Tính A''_s :* Diện tích cốt thép sàn xác định theo công thức sau:

$$A_s^{TT} = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0}$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{\min} \% = 0,05\% < \mu\% = \frac{100 \cdot A_s^{tt}}{b \cdot h_0} < \mu_{\max} \% = \alpha_R \cdot \frac{R_b}{R_s}$$

Hàm lượng cốt thép $\mu_{\min} = 0,05\%$, hợp lý nhất là: $0,3 \leq \mu\% \leq 0,9$ Với loại bản dầm

$$0,4 \leq \mu\% \leq 0,8 \text{ Với loại bản kê}$$

c. Chọn và bố trí cốt thép sàn:

· Cốt chịu lực : được bố trí thỏa mãn điều kiện diện:

+ Đường kính cốt thép: Ø6 - Ø10(không được lớn hơn $h_s/10$) . Tiết diện 1 thanh là a_s

+ Khoảng cách $a^{TT} = b \cdot \frac{a_s}{A_s^{TT}}$ giữa các cốt thép phải thỏa mãn $70 \leq a \leq 200(\text{mm})$. Thường lấy $a = (120-180)\text{mm}$

+ Số cốt kéo vào gối $\geq \frac{1}{3} A^{nhíp}$ (không ít hơn 3 thanh/1m dài)

+ Tính lại $A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}}$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép} \quad \mu^{BT} = \frac{A_s^{BT}}{b \cdot h_0} \cdot 100\%$$

· Cốt phân bố: có tác dụng chống nứt do bê tông co ngót , cố định cốt chịu lực , truyền tải sang vùng xung quanh tránh tập trung ứng suất , chịu ứng suất nhiệt , cản trở sự mở rộng khe nứt .

+ Đường kính cốt thép phân bố Ø6, Ø8(\leq cốt chịu lực)

+ Cốt thép phân bố : $\geq 10\%$ cốt thép chịu lực nếu $\frac{l_2}{l_1} \geq 3$

$\geq 20\%$ Cốt thép chịu lực nếu $\frac{l_2}{l_1} < 3$

+ Khoảng cách $a = (200-300)\text{mm}$

+ Trong khi tính toán ta phải phối hợp cốt thép để tiện cho thi công.

* **Các bước tính toán với một số ô sàn cụ thể :**

+ **Tính cho ô sàn S1 :**

$$l_1 = 4,2 \text{ m} ; l_2 = 8,0 \text{ m} \Rightarrow \text{tính } \frac{l_2}{l_1} = \frac{8}{4,2} = 1,90 < 2 \text{ Nên ô sàn làm việc theo cả 2}$$

phương . Ta tính ô sàn theo loại bản kê .

Sơ đồ tính : 2 cạnh ngàm 2 cạnh khớp (Theo sơ đồ 6)

Với tỷ số $l_2/l_1 = 1,90$ và sơ đồ 6 ta tra bảng phụ lục 17 (Kết cấu Bê tông Cốt Thép - Phần cấu kiện cơ bản) có :

$$\alpha_1 = 0,0302$$

$$\alpha_2 = 0,0083$$

$$\beta_1 = 0,0611$$

$$\beta_2 = 0,0168$$

+ Mômen nhịp:

$$M_I = \alpha_1 \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0302 \cdot (5178,86 + 2400) \cdot 4,2 \cdot 8,0 = 7683,15 \text{ (N.m/m)}$$

$$M_{II} = \alpha_2 \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0083 \cdot (5178,86 + 2400) \cdot 4,2 \cdot 8,0 = 2124,51 \text{ (N.m/m)}$$

+ Mômen gối:

$$M_{I'} = -\beta_1 \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = -0,0611 \cdot (5178,86 + 2400) \cdot 4,2 \cdot 8,0 = -15553,03 \text{ (N.m/m)}$$

$$M_{II'} = -\beta_2 \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = -0,0168 \cdot (5178,86 + 2400) \cdot 4,2 \cdot 8,0 = -4281,75 \text{ (N.m/m)}$$

Tính cốt thép sàn theo các bước sau:

Tính như cấu kiện chịu uốn có tiết diện hình chữ nhật với bề rộng $b = 1 \text{ m}$, chiều cao $h = h_b = 130 \text{ mm}$. Lấy $a = 20 \text{ mm}$ với $h_b > 100 \text{ mm}$.

+ Tính cốt thép theo phương cạnh ngắn $\Rightarrow h_{01} = h_b - a = 130 - 20 = 110 \text{ mm}$

- Tính cốt thép chịu Mômen dương M_I :

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7683,15}{14,5 \cdot 1 \cdot 110^2} = 0,044$$

Với vật liệu Bê tông B25 có $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết Cấu Bê tông Cốt Thép) có $\alpha_R = 0,427$

Có $\alpha_m 0,044 \leq \alpha_R = 0,427$ (tức là $\xi \leq \xi_R$)

$$\text{Ta tính } \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044}}{2} = 0,978$$

Tính A_s^{TT} : Diện tích cốt thép sàn xác định theo công thức sau:

$$A_s^{TT} = \frac{M_1}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{768315 \cdot 10}{225 \cdot 0,978 \cdot 110} = 3,18 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{\min} \% = 0,05\% < \mu \% = \frac{100 \cdot A_s^{TT}}{b \cdot h_0} = \frac{100\% \cdot 3,18}{100 \cdot 11} = 0,29\% < \mu_{\max} \% = \alpha_R \cdot \frac{R_b}{R_s} = 0,427 \cdot \frac{14,5}{225} = 2,75\%$$

Chọn và bố trí cốt thép : Với $A_s^{TT} = 3,18 \text{ (cm}^2/\text{m)}$ Tra bảng (phụ lục 14 - Bảng tra diện tích và trọng lượng cốt thép – Sách Kết cấu Bê tông cốt thép) Ta chọn thép $\Phi 8$ có $a_s = 0,503 \text{ (cm}^2)$.

$$\text{Khoảng cách } a^{TT} = b \cdot \frac{a_s}{A_s^{TT}} = 100 \cdot \frac{0,503}{3,18} = 15,82 \text{ (cm)} .$$

Chọn $a^{BT} = 140 \text{ (mm)}$ thỏa mãn $70 \leq a \leq 200 \text{ (mm)}$.

$$\text{Tính lại } A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}} = \frac{100 \cdot 0,503}{14} = 3,59 \text{ (cm}^2/\text{m)} > A_s^{TT} = 3,18 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu_{\min} \% = 0,05\% < \mu^{BT} = \frac{100\% \cdot A_s^{BT}}{b \cdot h_0} = \frac{100 \cdot 3,59}{100 \cdot 11} = 0,33\% < \mu_{\max} \% = \alpha_R \cdot \frac{R_b}{R_s} = 0,427 \cdot \frac{14,5}{225} = 2,75\% . \text{ Thỏa mãn điều kiện}$$

$$+ \text{ Tính cốt thép theo phương cạnh dài } \Rightarrow h_{02} = h_b - \left(a + \frac{d_1 + d_2}{2} \right) = 103 \text{ mm}$$

- Tính cốt thép chịu Mômen dương M_2 :

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2124,51}{14,5 \cdot 1 \cdot 103^2} = 0,014$$

Với vật liệu Bê tông B25 có $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết Cấu Bê tông Cốt Thép) có $\alpha_R = 0,427$

Có $\alpha_m 0,014 \leq \alpha_R = 0,427$ (tức là $\xi \leq \xi_R$)

$$\text{Ta tính } \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,014}}{2} = 0,993$$

Tính A_s^{TT} : Diện tích cốt thép sàn xác định theo công thức sau:

$$A_s^{TT} = \frac{M_2}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{2124,51 \cdot 10}{225 \cdot 0,993 \cdot 103} = 0,92 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{\min} \% = 0,05\% < \mu\% = \frac{100 \cdot A_s^{TT}}{b \cdot h_0} = \frac{100\% \cdot 0,92}{100 \cdot 10,3} = 0,09\% < \mu_{\max} \% = \alpha_R \cdot \frac{R_b}{R_s} = 0,427 \cdot \frac{14,5}{225} = 2,75\%$$

Chọn và bố trí cốt thép : Với $A_s^{TT} = 0,92 \text{ (cm}^2/\text{m)}$ Tra bảng (phụ lục 14 - Bảng tra diện tích và trọng lượng cốt thép – Sách Kết cấu Bê tông cốt thép) Ta chọn thép $\Phi 6$ có $a_s = 0,283 \text{ (cm}^2)$.

$$\text{Khoảng cách } a^{TT} = b \cdot \frac{a_s}{A_s^{TT}} = 100 \cdot \frac{0,283}{0,92} = 30,7 \text{ (cm) .}$$

Chọn $a^{BT} = 200 \text{ (mm)}$ thoả mãn $70 \leq a \leq 200 \text{ (mm)}$.

$$\text{Tính lại } A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}} = \frac{100 \cdot 0,283}{20} = 1,41 \text{ (cm}^2/\text{m)} > A_s^{TT} = 0,92 \text{ (cm}^2/\text{m)}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$\mu_{\min} \% = 0,05\% < \mu^{BT} = \frac{100\% \cdot A_s^{BT}}{b \cdot h_0} = \frac{100 \cdot 1,41}{100 \cdot 10,3} = 0,14\% < \mu_{\max} \% = \alpha_R \cdot \frac{R_b}{R_s} = 0,427 \cdot \frac{14,5}{225} = 2,75\% \text{ . Thoả mãn}$$

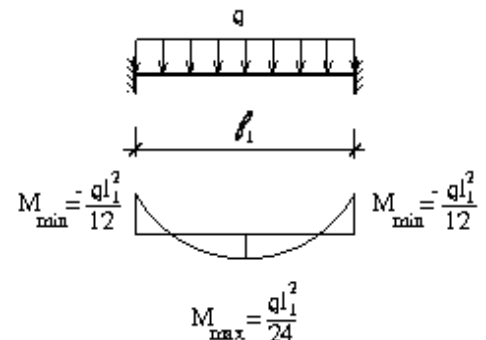
(Tính toán tương tự với cốt thép chịu Mômen âm M_I và M_{II}).

+ **Tính cho ô sàn S5 :**

$$l_1 = 3,0 \text{ m ; } l_2 = 8,0 \text{ m } \Rightarrow \text{tính } \frac{l_2}{l_1} = \frac{8}{3,0} = 2,67 > 2$$

Nên ô sàn làm việc theo phương cạnh ngắn . Ta tính ô sàn theo loại bản dầm . (Cắt một dải bản có bề rộng 1m theo phương cạnh ngắn để tính)

Sơ đồ tính : 2 đầu ngàm (Theo sơ đồ c)



+ Bản ngàm hai đầu:

$$\text{Mômen giữa nhịp: } M_{nh} = \frac{q.l^2}{24} = \frac{(5966,03 + 2400).3^2}{24} = 3137,26 \text{ (N.m/m)}$$

$$\text{Mômen gối: } M_g = -\frac{q.l^2}{12} = -\frac{(5966,03 + 2400).3^2}{12} = -6274,02 \text{ (N.m/m)}$$

Các bước tính cốt thép tương tự như tính với bản loại kê 4 cạnh

Các ô sàn khác tính toán tương tự . Kết quả tính được thể hiện ở **Bảng 1.7 Tính cốt thép sàn loại bản kê 4 cạnh** và **Bảng 1.8 Tính cốt thép sàn loại dầm** .

Kết quả bố trí thép sàn được thể hiện trên bản vẽ KC 01

BẢNG 1.7 TÍNH CỐT THÉP SÀN LOẠI BÀN KẾ 4 CẠNH

Cấp bản BT: B25 R_c = 14.5 Cốt thép Ø ≤ 8 CL, A-I R_s = R_c = 225 ξ_R = 0.618 α_R = 0.427 μ_{min} = 0.05%
 Cốt thép Ø > 10 CL, A-II R_s = R_c = 280 ξ_R = 0.595 α_R = 0.418

Số đồ sán	Kích thước		Tải trọng g (kN/m ²)	Tài trọng p (kN/m)	Chiều dày			Tỷ số l ₁ /l ₂	Hệ số moment	Moment (N.m/m)	Tính thép		Chọn thép		H.brong μ (%)				
	l ₁ (m)	l ₂ (m)			a (m)	h (m)	h ₀ (m)				ξ	A _s ^{TT} (cm ² /m)	A _s ^{BT} (cm ² /m)	a ^{TT} (mm)		a ^{BT} (mm)			
S1		4.20	8.00	5178.86	2400	130	27	103	1.90	M ₁ = 7683.15 M ₂ = 2124.51	0.044	0.978	3.18	0.29%	8	158	140	3.59	0.33%
S2		4.20	8.00	5302.61	2400	130	27	103	1.90	M ₁ = 7808.60 M ₂ = 2159.20	0.045	0.977	3.23	0.29%	8	156	140	3.59	0.33%
S3		4.20	8.00	6042.75	2400	130	27	103	1.90	M ₁ = -15806.99 M ₁₁ = -4351.67	0.090	0.953	5.39	0.49%	10	146	140	5.61	0.51%
S4		4.20	8.00	6174.16	2400	130	27	103	1.90	M ₁ = 5549.25 M ₂ = 1296.81	0.032	0.984	2.28	0.21%	8	221	200	2.51	0.23%
S7		5.70	8.00	5560.13	2400	130	29	101	1.40	M ₁ = -11946.83 M ₁₁ = -2480.14	0.068	0.965	4.02	0.37%	10	195	140	5.61	0.51%

Số đồ sán	Kích thước		Tải trọng		Chiều dày			Tỷ số l_1/l_2	Hệ số moment	Moment (N.m/m)	Tính thép			Chọn thép			
	l_1 (m)	l_2 (m)	g (kg/m^2)	p (kg/m^2)	h (mm)	a (mm)	h_0 (mm)				α_m	ζ	A_s^{TT} (cm^2/m)	H.brong μ^{TT} (%)	ϕ (mm)	a^{TT} (mm)	A_s^{HT} (cm^2/m)
S8		5.70	8.00	5560.13	2400	27	20	110	$\alpha_1 = 0.0210$ $\alpha_2 = 0.0107$	$M_1 = 7620.07$ $M_2 = 3866.08$	0.978	3.15	8	160	140	3.59	0.33%
						130	20	110	1.40	$M_1 = -17158.86$ $M_{11} = -8668.26$	0.987	1.69	6	167	140	2.02	0.20%
S9		5.70	8.00	5560.13	2400	27	20	110	$\beta_1 = 0.0473$ $\beta_2 = 0.0239$	$M_1 = -17158.86$ $M_{11} = -8668.26$	0.948	5.87	10	134	120	6.54	0.59%
						130	20	110	1.40	$M_1 = 7620.07$ $M_2 = 3866.08$	0.975	3.59	8	140	120	4.19	0.38%
S14		2.50	2.60	4467.00	3600	21	15	85	$\alpha_1 = 0.0210$ $\alpha_2 = 0.0222$	$M_1 = 1101.15$ $M_2 = 1164.07$	0.995	0.58	6	488	200	1.41	0.17%
						100	15	85	1.04	$M_1 = -2324.99$ $M_{11} = -2869.27$	0.994	0.66	6	429	200	1.41	0.18%
S15		2.60	3.77	4467.00	3600	21	15	85	$\beta_1 = 0.0443$ $\beta_2 = 0.0334$	$M_1 = -2324.99$ $M_{11} = -2869.27$	0.989	1.23	6	230	200	1.41	0.17%
						100	15	85		$M_1 = 2561.96$ $M_2 = 1217.72$	0.986	1.52	6	186	140	2.02	0.24%
S16		2.60	4.63	4467.00	3600	22	15	85	$\alpha_1 = 0.0324$ $\alpha_2 = 0.0154$	$M_1 = 2804.25$ $M_2 = 1022.65$	0.988	1.36	6	208	200	1.41	0.17%
						100	15	85	1.45	$M_1 = -5558.81$ $M_{11} = -2641.03$	0.993	0.69	6	410	200	1.41	0.18%
S17		2.90	3.00	4467.00	3600	21	15	85	$\beta_1 = 0.0703$ $\beta_2 = 0.0246$	$M_1 = -3086.35$ $M_{11} = -3848.93$	0.973	2.99	8	168	140	3.59	0.42%
						100	15	85	1.03	$M_1 = 1462.22$ $M_2 = 1561.93$	0.987	1.40	6	202	200	1.41	0.17%

BẢNG 1.8 TÍNH CỐT THÉP SÀN LOẠI BẢN DÀM

Cấp bền BT : B25 $\gamma_c = 14.5$ Cốt thép $\phi \leq 8$ CI, A-I $\gamma_s = R_s = R_c = 225$ $\xi_k = 0.618$ $\alpha_{yk} = 0.427$ $\mu_{min} = 0.05\%$
 Cốt thép $\phi > 8$ CII, A-II $\gamma_s = R_s = R_c = 280$ $\xi_k = 0.595$ $\alpha_{yk} = 0.418$

STT	Sơ đồ tính	Kích thước		Tải trọng			Chiều dày		Tỷ số L_x/L_y	Moment (KN.m/m)	Tính thép		Chọn thép						
		l_1 (m)	l_2 (m)	g (KN/m^2)	p (KN/m^2)	h (mm)	a (mm)	h_0 (mm)			α_{yk}	ξ	A_s^{TT} (cm^2/m)	H.ương $\mu^{TT} \rho\%$	ϕ (mm)	a^{TT} (mm)	A_s^{HT} (cm^2/m)	H.ương $\mu^{HT} \rho\%$	
1	S5		3.00	8.00	5966.03	2400	20	110	2.67	$M_{x0} = 1.24 \cdot q \cdot l^2 = 3137.26$ $M_{y0} = -1/12 \cdot q \cdot l^2 = -6274.52$	0.018	0.991	1.28	0.12%	6	221	200	1.41	0.13%
2	S6		3.00	8.00	4467.00	3600	15	85	2.67	$M_{x0} = 1.24 \cdot q \cdot l^2 = 3025.13$ $M_{y0} = -1/12 \cdot q \cdot l^2 = -6050.25$	0.029	0.985	1.61	0.19%	6	176	140	2.02	0.24%
3	S10		2.70	8.00	6847.58	2400	20	110	2.96	$M_{x0} = 9/128 \cdot q \cdot l^2 = 4740.11$ $M_{y0} = -1/8 \cdot q \cdot l^2 = -8426.86$	0.027	0.986	1.94	0.18%	6	146	140	2.02	0.18%
4	S11		2.70	8.00	6847.58	2400	20	110	2.96	$M_{x0} = 9/128 \cdot q \cdot l^2 = 4740.11$ $M_{y0} = -1/8 \cdot q \cdot l^2 = -8426.86$	0.027	0.986	1.94	0.18%	6	146	140	2.02	0.18%
5	S12		2.70	8.00	6822.83	2400	20	110	2.96	$M_{x0} = 9/128 \cdot q \cdot l^2 = 4727.42$ $M_{y0} = -1/8 \cdot q \cdot l^2 = -8404.30$	0.027	0.986	1.94	0.18%	6	146	140	2.02	0.18%
6	S13		1.20	2.60	4467.00	3600	15	85	2.17	$M_{x0} = 1/8 \cdot q \cdot l^2 = 1128.06$ $M_{y0} = 0.00$	0.011	0.995	0.59	0.07%	6	477	200	1.41	0.17%
							15	85			0.000	1.000	0.43	0.05%	6	665	200	1.41	0.17%

CHƯƠNG 2

THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 2

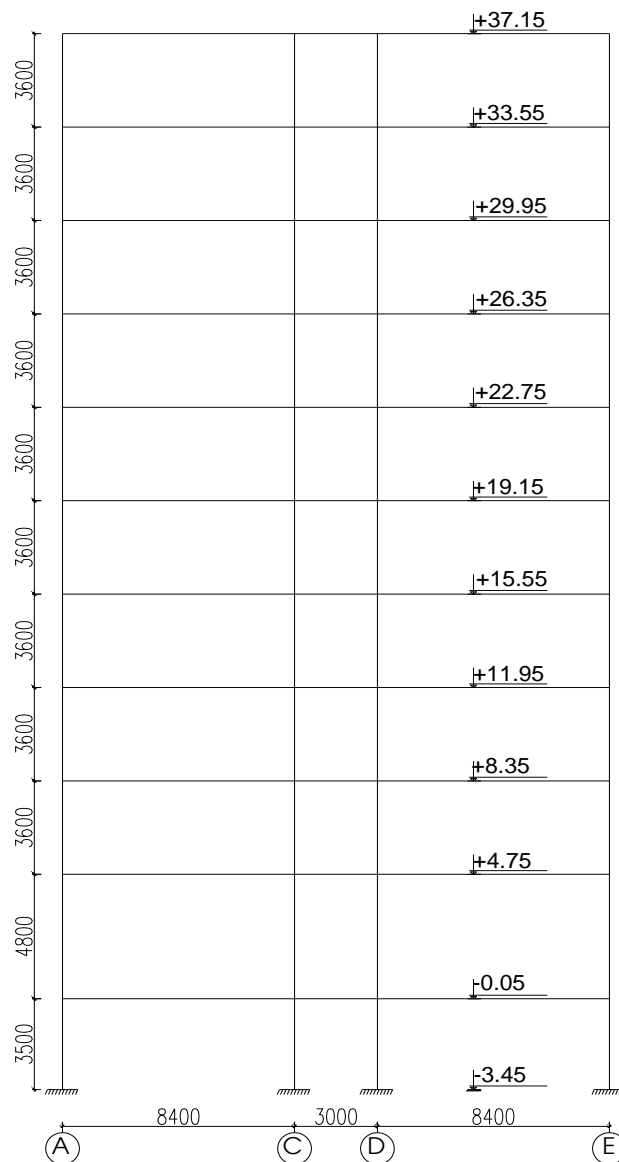
I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN :

Bê tông B25 có : $R_b = 14,5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

Cốt thép : AI có $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

AII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$

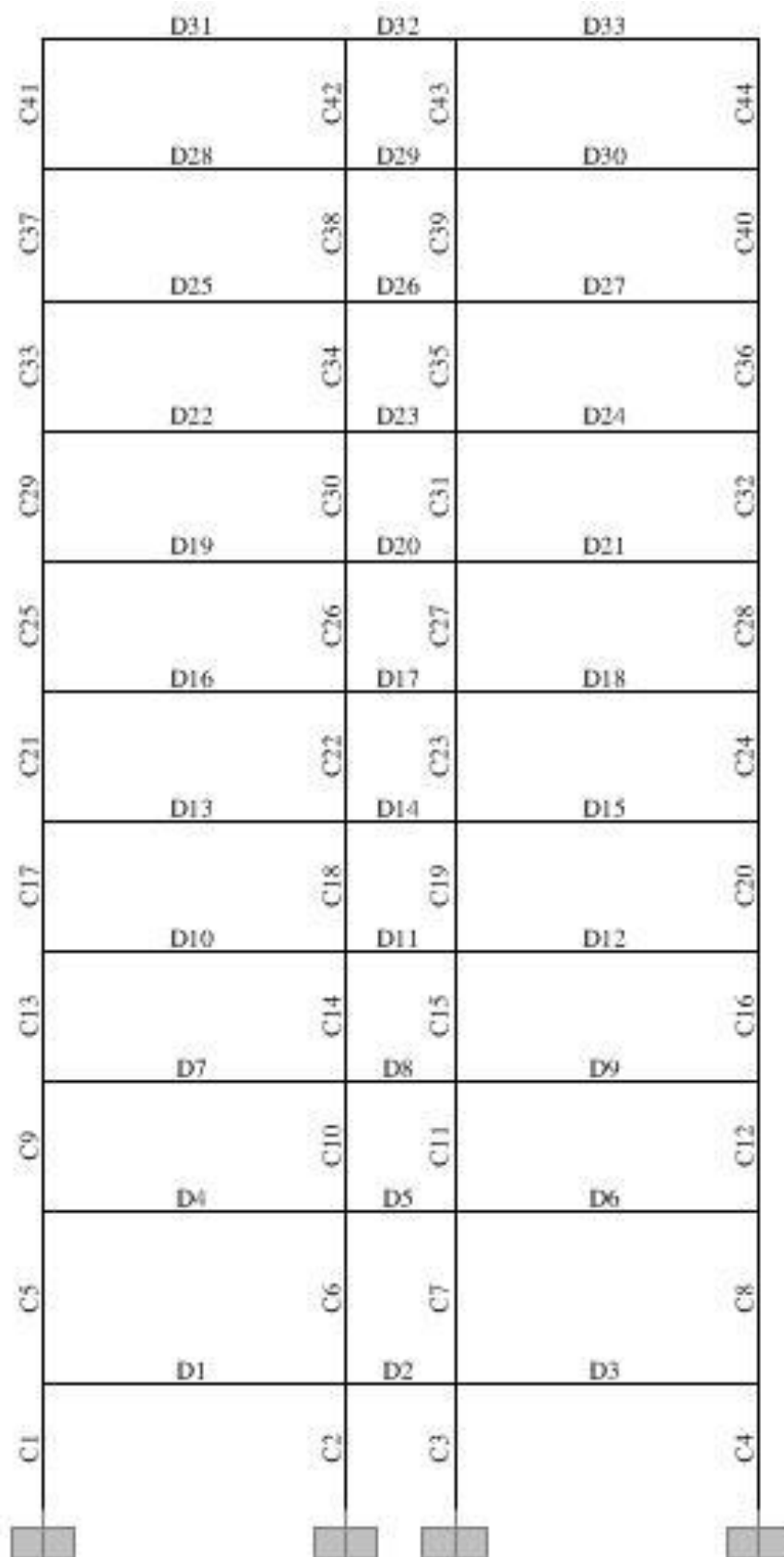
II. SƠ ĐỒ TÍNH KHUNG K2 :



Hình 4.1 Sơ đồ tính khung K2



Hình 4.2 Sơ đồ Nút



Hình 4.3 Sơ đồ phân tử

III. XÁC ĐỊNH SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN KHUNG :

1. Kích thước tiết diện dầm:

Sơ bộ chọn kích thước dầm theo công thức kinh nghiệm như sau :

$$h = (1/8 \div 1/12)l, b = (0,25 \div 0,5)h$$

Với $l = 8,4 \text{ m} \rightarrow h = (0,7 \div 1,05) \text{ m} \rightarrow$ Ta chọn $h = 750 \text{ mm}$.

$$+ b = (0,25 \div 0,5)h = (187,5 \div 375) \rightarrow$$
 Ta chọn $b = 350 \text{ mm}$.

Với $l = 3,0 \text{ m} \rightarrow h = (0,25 \div 0,38) \text{ m} \rightarrow$ Ta chọn $h = 600 \text{ mm}$.

$$+ b = (0,25 \div 0,5)h = (150 \div 300) \rightarrow$$
 Ta chọn $b = 350 \text{ mm}$.

2. Kích thước tiết diện cột:

- Chọn diện tích tiết diện cột: $A^{TT} = (1,2 \div 1,5) \frac{N}{R_b}$; $h = (1,5 \div 3)b$.

Bê tông B25 có $R_b = 14,5 \text{ Mpa}$, $R_{bt} = 1,05 \text{ Mpa}$, $E_b = 30.10^3 \text{ Mpa}$.

N : Tổng tải trọng tác dụng lên cột đang xét. $N = A_{xq} \cdot q_{san} \cdot n$

q_{san} : Tải trọng sàn tầng, Do chưa có số liệu nên lấy gần đúng $q_{san} = (1 \div 1,2) T/m^2$

n : số tầng bên trên cột cần tính.

A_{xq} Diện tích tầng tác dụng trong phạm vi quanh cột.

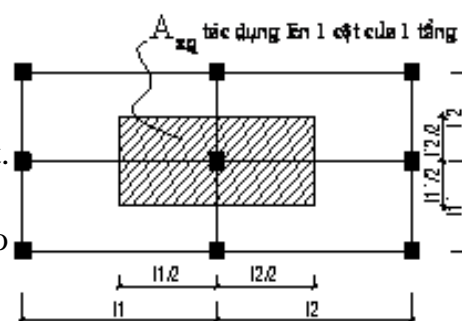
- Ngoài ra tiết diện cột phải thỏa mãn độ mảnh để đảm bảo

sự ổn định của cột theo công thức sau:

$$\lambda = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_{ob}$$

Trong đó : b : Là cạnh nhỏ của cột có tiết diện chữ nhật

λ_{ob} : độ mảnh giới hạn, với cột nhà $\lambda_{ob} = 31$



$$l_0 = 0,7H \text{ (H là độ cao hình học của cột)}$$

Ta có kết quả chọn như sau:

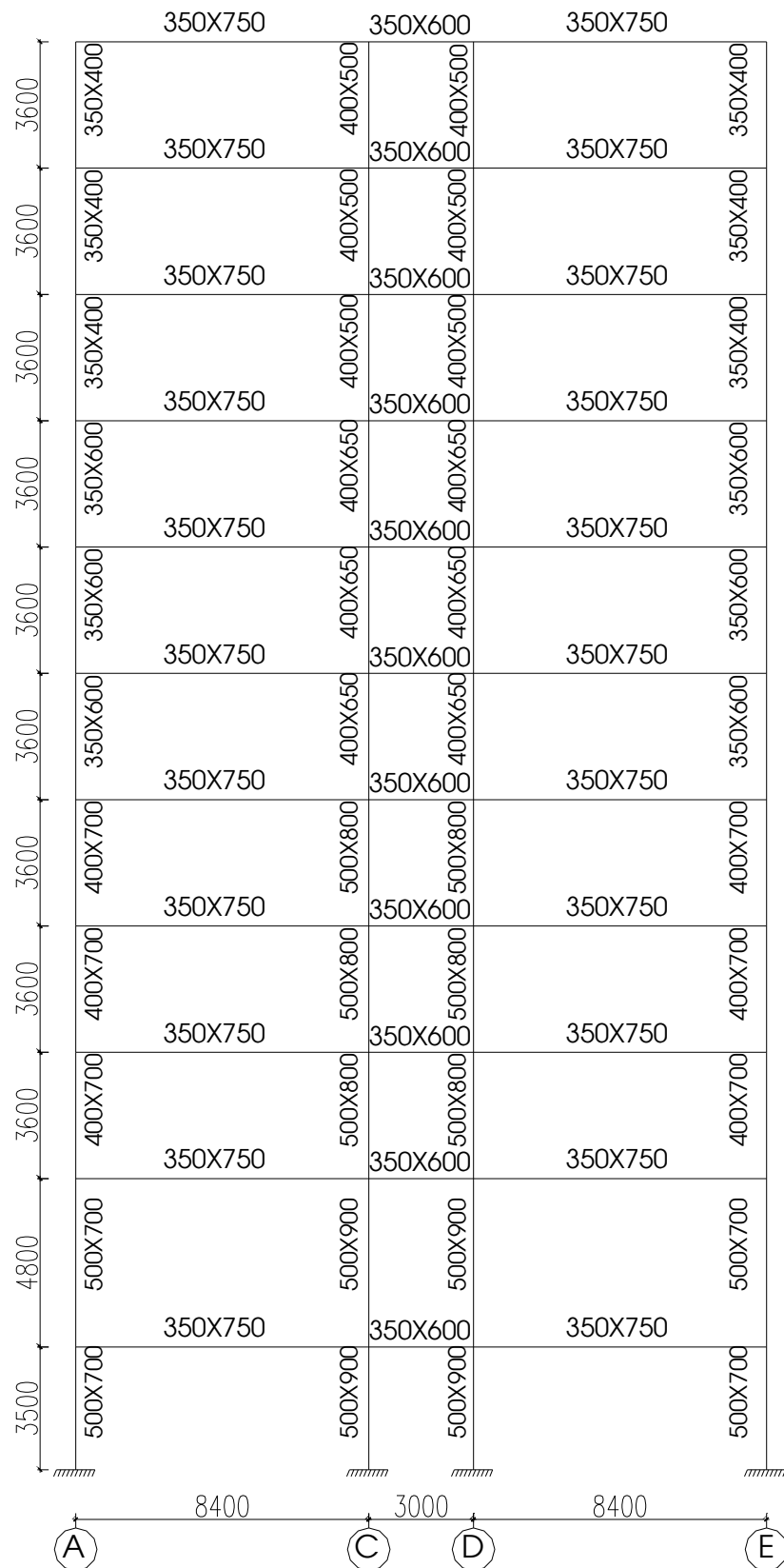
Bảng 4.1 Bảng chọn Tiết Diện cột giữa

Tầng	A_{xq} (m^2)	q_{san} (kN/m^2)	n	N (kN)	k	A^{TT} (cm^2)	Chọn tiết diện			λ_b
							b (cm)	h (cm)	A^{CH} (cm^2)	
Hầm	45,60	10	11	5016,0	1,3	4497	50	90	4500	4,20
1	45,60	10	10	4560,0	1,3	4088	50	90	4500	6,72
2	45,60	10	9	4104,0	1,3	3679	50	80	4000	5,04
3	45,60	10	8	3648,0	1,3	3271	50	80	4000	5,04
4	45,60	10	7	3192,0	1,3	2862	50	80	4000	5,04
5	45,60	10	6	2736,0	1,3	2453	40	65	2600	6,30
6	45,60	10	5	2280,0	1,3	2044	40	65	2600	6,30
7	45,60	10	4	1824,0	1,3	1635	40	65	2600	6,30
8	45,60	10	3	1368,0	1,3	1226	40	50	2000	6,30
9	45,60	10	2	912,0	1,3	818	40	50	2000	6,30
10	45,60	10	1	456,0	1,3	409	40	50	2000	6,30

Bảng 4.2 Bảng chọn Tiết Diện cột biên

Tầng	A_{xq} (m^2)	q_{san} (kN/m^2)	n	N (kN)	k	A^{TT} (cm^2)	Chọn tiết diện			λ_b
							b (cm)	h (cm)	A^{CH} (cm^2)	
Hầm	33,60	10	11	3696,0	1,3	3314	50	70	3500	4,20
1	33,60	10	10	3360,0	1,3	3012	50	70	3500	6,72
2	33,60	10	9	3024,0	1,3	2711	40	70	2800	6,30
3	33,60	10	8	2688,0	1,3	2410	40	70	2800	6,30
4	33,60	10	7	2352,0	1,3	2109	40	70	2800	6,30
5	33,60	10	6	2016,0	1,3	1807	35	60	2100	7,20
6	33,60	10	5	1680,0	1,3	1506	35	60	2100	7,20
7	33,60	10	4	1344,0	1,3	1205	35	60	2100	7,20
8	33,60	10	3	1008,0	1,3	904	35	40	1400	7,20
9	33,60	10	2	672,0	1,3	602	35	40	1400	7,20
10	33,60	10	1	336,0	1,3	301	35	40	1400	7,20

Kết quả chọn Tiết Diện khung được thể hiện trên Hình 4.4



Hình 4.4 Sơ đồ Tiết diện khung K2

IV. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG :

1. Tĩnh tải:

1.1 Tĩnh tải phân bố

a. Tĩnh tải phân bố do trọng lượng bản thân dầm:

Gồm có trọng lượng bê tông và lớp vữa trát. (Phần sàn giao nhau với dầm được tính vào trọng lượng sàn. Vì vậy trọng lượng bản thân dầm chỉ tính với phần không giao với sàn).

+ Trọng lượng phần bê tông :

$$q_{bt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b \text{ (N/m)}.$$

+ Trọng lượng phần vữa trát :

$$q_{vt} = n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)] \text{ (N/m)}.$$

Vậy trọng lượng bản thân dầm:

$$q_d = q_{bt} + q_{vt} \text{ (N/m)}$$

- Với dầm 350x750 :

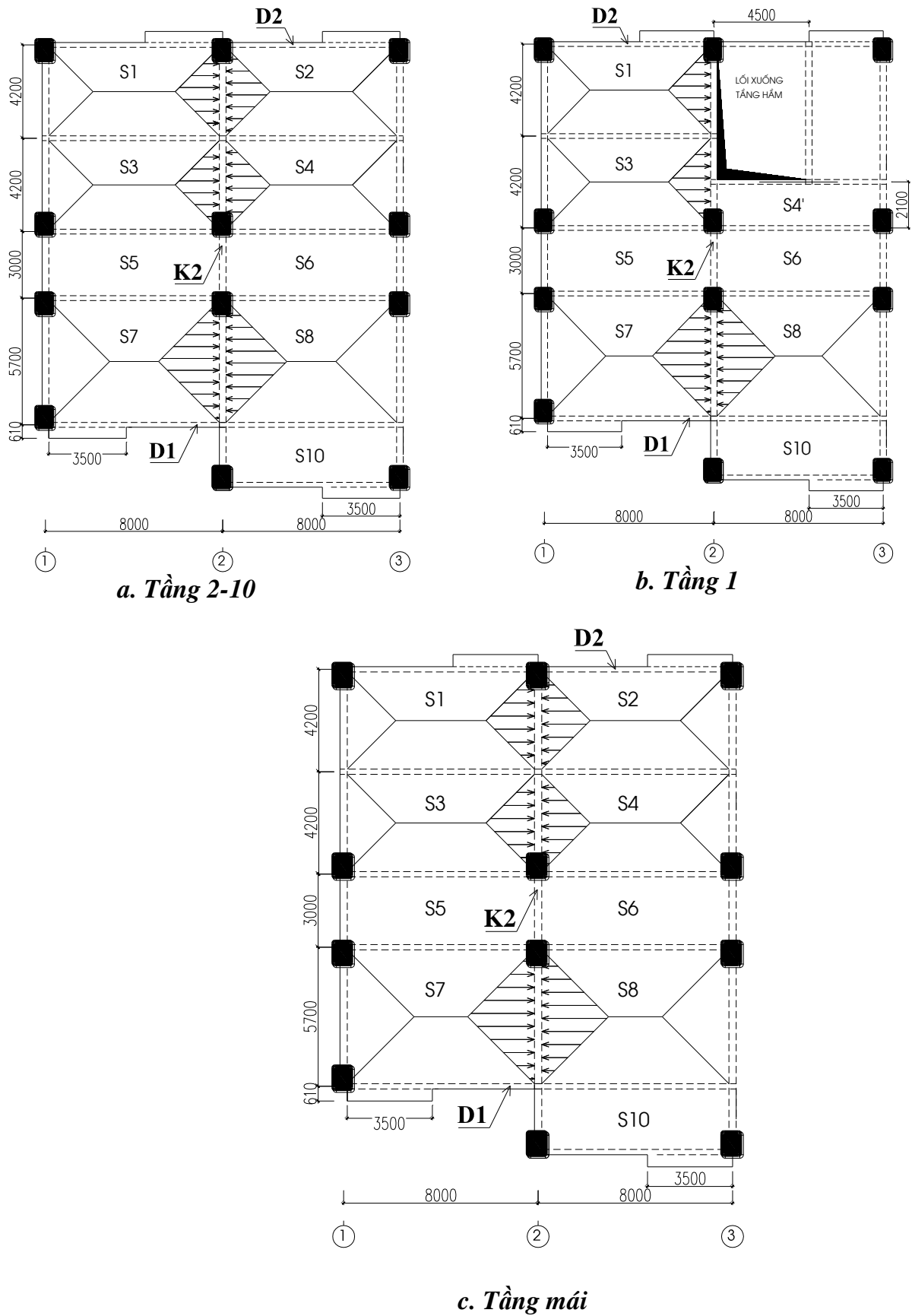
$$q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,75 - 0,13) \cdot 0,35 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,35 + 2 \cdot (0,75 - 0,13)] = 6525,59 \text{ (N/m)}$$

- Với dầm 350x600 :

$$q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,35 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,35 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 4581,3 \text{ (N/m)}$$

b. Tĩnh tải phân bố do sàn truyền vào dầm khung :

Tại mỗi bước cột dầm chịu tải do ô sàn ở 2 bên truyền vào. Tùy thuộc vào dạng ô sàn mà ta có sơ đồ truyền tải khác nhau (sàn loại dầm và loại bản kê). Ta có sơ đồ truyền tải của sàn vào dầm khung như hình vẽ :



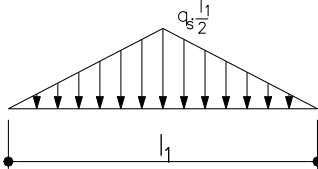
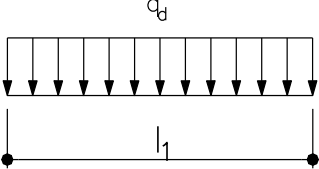
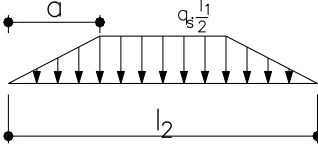
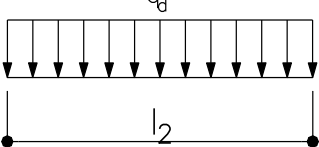
Hình 4.5 Sơ đồ truyền tải lên dầm khung

Bảng 4.3 Cấu tạo sàn mái

Các lớp cấu tạo sàn mái	Bề dày d(mm)	g(N/m ³)	g _{tc} (N/m ²)	n	g _{tt} (N/m ²)
Đan BTCT dày 60	60	25000	1500	1,1	1650,0
Trụ gạch 220x220, cao 500 cách 1m			435,6	1,1	479,2
Gạch lá nem 300x300x20	20	18000	360	1,1	396,0
Lớp vữa lót dày 10	10	16000	160	1,3	208,0
Lớp BT lưới thép dày 40	40	25000	1000	1,3	1300,0
Vữa XM chống thấm dày 5	5	16000	80	1,1	88,0
Bản BTCT	100	25000	2500	1,1	2750,0
Vữa trát trần	15	16000	240	1,3	312,0
Ống kỹ thuật và các thiết bị khác					400,0
Tổng cộng					7583,2

Theo sơ đồ truyền tải ở trên ta thấy trên dầm sẽ xuất hiện các dạng tải trọng phân bố dạng hình thang hay tam giác. Để đơn giản hóa việc tính toán ta qui toàn bộ dạng tải trọng nói trên về dạng phân bố đều trên từng nhịp dầm theo các công thức qui đổi tải trọng tương ứng trong bảng sau :

Bảng 4.4 Bảng qui đổi tải trọng tương đương trên các ô sàn

Dạng tải trọng	Hình thức qui đổi	Công thức qui đổi
		$q_d = \frac{5}{8} \cdot q_s \cdot \frac{l_1}{2}$
		$q_d = (1 - 2 \cdot \beta^2 + \beta^3) \cdot q_s \cdot \frac{l_2}{2}$

Trong đó :

l_1 (m) : Cạnh ngắn của ô sàn.

l_2 (m) : Cạnh dài của ô sàn.

q_s : Tĩnh tải sàn (Xem bảng 1.6 Chương I).

$$\beta = l_1/(2.l_2)$$

Bảng 4.5 Bảng quy đổi tải trọng tương đương của các ô bản liên quan

- Với tầng 1 :

Ô SÀN	Kích thước		l_2/l_1	Tải sàn		Dạng tải	Tải trọng quy đổi	
	l_1	l_2		g_{tt} N/m ²	P_{tt} N/m ²		Tĩnh tải N/m	Hoạt tải N/m
S1	4,20	8,00	1,90	4467	3600	Tam giác	5863	4725
S3	4,20	8,00	1,90	4467	3600	Tam giác	5863	4725
S4'	2,10	8,00	3,81	4467	3600	Phân bố đều	0	0
S5	3,00	8,00	2,67	4467	3600	Phân bố đều	0	0
S6	3,00	8,00	2,67	4467	3600	Phân bố đều	0	0
S7	5,70	8,00	1,40	4467	3600	Tam giác	7957	6413
S8	5,70	8,00	1,40	4467	3600	Tam giác	7957	6413
S10	2,70	8,00	2,96	4467	3600	Phân bố đều	0	0

- Với tầng 2-10 :

Ô SÀN	Kích thước		l_2/l_1	Tải sàn		Dạng tải	Tải trọng quy đổi	
	l_1	l_2		g_{tt} N/m ²	P_{tt} N/m ²		Tĩnh tải N/m	Hoạt tải N/m
S1	4,20	8,00	1,90	5178,86	2400	Tam giác	6797	3150
S2	4,20	8,00	1,90	5302,61	2400	Tam giác	6960	3150
S3	4,20	8,00	1,90	6042,75	2400	Tam giác	7931	3150
S4	4,20	8,00	1,90	6174,16	2400	Tam giác	8104	3150
S5	3,00	8,00	2,67	5966,03	2400	Phân bố đều	0	0
S6	3,00	8,00	2,67	4467	3600	Phân bố đều	0	0
S7	5,70	8,00	1,40	5560,13	2400	Tam giác	9904	4275
S8	5,70	8,00	1,40	5560,13	2400	Tam giác	9904	4275
S10	2,70	8,00	2,96	6847,58	2400	Phân bố đều	0	0

- Với tầng mái :

Ô SÀN	Kích thước		l_2/l_1	Tải sàn		Dạng tải	Tải trọng quy đổi	
	l_1	l_2		g_{tt} N/m ²	P_{tt} N/m ²		Tĩnh tải N/m	Hoạt tải N/m
S1	4,20	8,00	1,90	7583,2	780	Tam giác	9953	1024
S2	4,20	8,00	1,90	7583,2	780	Tam giác	9953	1024
S3	4,20	8,00	1,90	7583,2	780	Tam giác	9953	1024
S4	4,20	8,00	1,90	7583,2	780	Tam giác	9953	1024
S5	3,00	8,00	2,67	7583,2	780	Phân bố đều	0	0
S6	3,00	8,00	2,67	7583,2	780	Phân bố đều	0	0
S7	5,70	8,00	1,40	7583,2	780	Tam giác	13508	1389
S8	5,70	8,00	1,40	7583,2	780	Tam giác	13508	1389
S10	2,70	8,00	2,96	7583,2	780	Phân bố đều	0	0

Kết quả tính toán Tĩnh tải phân bố do sàn truyền vào dầm khung như sau :

Bảng 4.6 Tĩnh tải phân bố do sàn truyền vào dầm khung

Nhịp	Đoạn	Chiều dài	Tầng 1	Tầng 2-10	Tầng mái
		(m)	(N/m)	(N/m)	(N/m)
A-C	A-B	2,7	0	0	0
	B-C	5,7	15914	19808	27015
C-D	C-D	3	0	0	0
D-E	D-E'	4,2	5863	16035	19906
	E'-E	4,2	5863	13757	19906

c. Tĩnh tải phân bố do tường xây trên dầm :

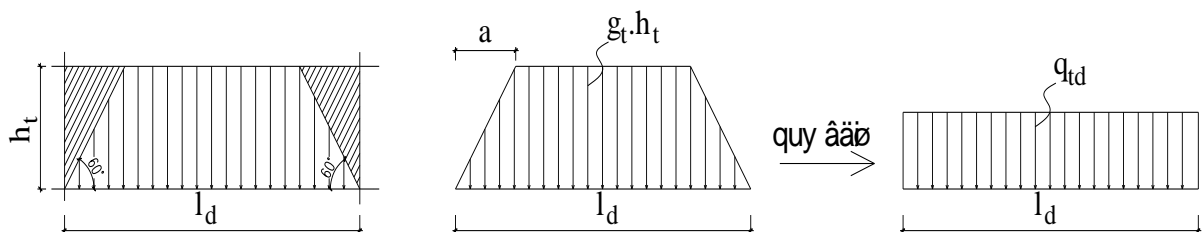
Tường 220 xây gạch ống cao đến trần ($h_t = 3,6 - h_d$).

Chiều dày gạch 200, Chiều dày vữa trát 10, trát 2 mặt.

Ta có trọng lượng $1m^2$ tường: $g_t = 3300 \text{ N/m}^2$

➤ Đối với mảng tường không có lỗ cửa : để tiết kiệm người ta quan niệm rằng chỉ có phần tường giới hạn trong phạm vi góc 60° là truyền lực lên dầm, còn lại tạo thành lực tập trung xuống nút cột. Tải trọng từ tường truyền xuống sẽ có dạng hình thang hoặc hình tam giác :

+ Khi tải trọng từ tường truyền xuống có dạng hình thang :



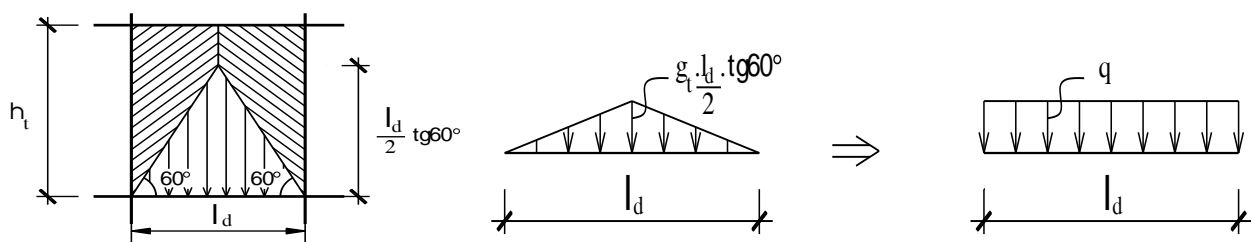
Hình 4.6 Sơ đồ truyền tải trọng tường đặc vào dầm (dạng hình thang).

Gọi h_t là chiều cao tường : $h_t =$ chiều cao tầng $- h_d$

$$a = h_t \cdot \text{tg}30^\circ \Rightarrow \beta = a/l_d \Rightarrow g_{td} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \cdot g_t \cdot h_t$$

+ Khi tải trọng từ tường truyền xuống có dạng hình tam giác (l_d bé) :

$$\Rightarrow g_{td} = \frac{5}{8} \left(g_t \cdot \frac{l_d}{2} \cdot \text{tg}60^\circ \right)$$



Hình 4.7 Sơ đồ truyền tải trọng tường đặc vào dầm (dạng tam giác).

- Đối với mảng tường có cửa: xem gần đúng tải trọng tác dụng lên dầm là toàn bộ trọng lượng tường, cửa phân bố đều trên dầm.

$$\sum G = G_t + G_c = n_t \cdot g_t \cdot S_t + n_c \cdot g_c \cdot S_c$$

Trong đó : g_t : trọng lượng tính toán của 1 m² tường. $g_t = 3300$ (N/m²)

S_t : diện tích tường trên nhịp dầm đang xét.

g_c : trọng lượng tính toán của 1 m² cửa. $g_c = 400$ (N/m²)

S_c : diện tích cửa trên tường của nhịp dầm đang xét.

$$\Rightarrow g_{t,c} = \frac{\sum G}{l_d}$$

- Với tầng 1 :

+ Đoạn A-B : $l = 2,7$ m (là loại tường đặc) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng hình thang. Ta quy về phân bố đều : $a = h_t \cdot \text{tg}30^\circ = (4,8 - 0,75) \cdot \text{tg}30^\circ = 2,34$ m

$$\rightarrow \beta = \frac{a}{l} = \frac{2,34}{2,7} = 0,87$$

$$\Rightarrow g_{td} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \cdot g_t \cdot h_t = (1 - 2 \cdot 0,87^2 + 0,87^3) \cdot 3300 \cdot (4,8 - 0,75) = 1933,96 \text{ (N/m)}$$

+ Đoạn D'-E : $l = 6,3$ m (là loại tường đặc) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng hình thang. Ta quy về phân bố đều : $a = h_t \cdot \text{tg}30^\circ = (4,8 - 0,75) \cdot \text{tg}30^\circ = 2,34$ m

$$\rightarrow \beta = \frac{a}{l} = \frac{2,34}{6,3} = 0,37$$

$$\Rightarrow g_{td} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \cdot g_t \cdot h_t = (1 - 2 \cdot 0,37^2 + 0,37^3) \cdot 3300 \cdot (4,8 - 0,75) = 10382,64 \text{ (N/m)}$$

- Với tầng 2-10 :

+ Đoạn A-C : $l = 8,4\text{m}$ (là loại tường đặc) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng hình

thang. Ta quy về phân bố đều : $a = h_t \cdot \text{tg}30^0 = (3,6 - 0,75) \cdot \text{tg}30^0 = 1,65\text{m} \rightarrow \beta = \frac{a}{l} = \frac{1,65}{8,4} = 0,2$

$$\Rightarrow g_{td} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \cdot g_t \cdot h_t = (1 - 2 \cdot 0,2^2 + 0,2^3) \cdot 3300 \cdot (3,6 - 0,75) = 8727,84 \text{ (N/m)}$$

+ Đoạn C-D : $l = 3\text{m}$ (là loại tường có cửa) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng phân bố đều. $S_c = 0,9 \cdot 1,65 = 1,49 \text{ m}^2 \rightarrow S_t = (3,6 - 0,6) \cdot 3 \cdot 1,49 = 7,51 \text{ m}^2$

$$\sum G = G_t + G_c = n_t \cdot g_t \cdot S_t + n_c \cdot g_c \cdot S_c = 1,1 \cdot 3300 \cdot 7,51 + 1,2 \cdot 400 \cdot 1,49 = 27976,5 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow g_{t,c} = \frac{\sum G}{l_d} = \frac{27976,5}{3} = 9325,5 \text{ (N/m)}$$

Kết quả tính toán Tĩnh tải phân bố lên dầm được thể hiện trong *Bảng 4.7*

Bảng 4.7 Tổng hợp Tĩnh tải phân bố lên dầm

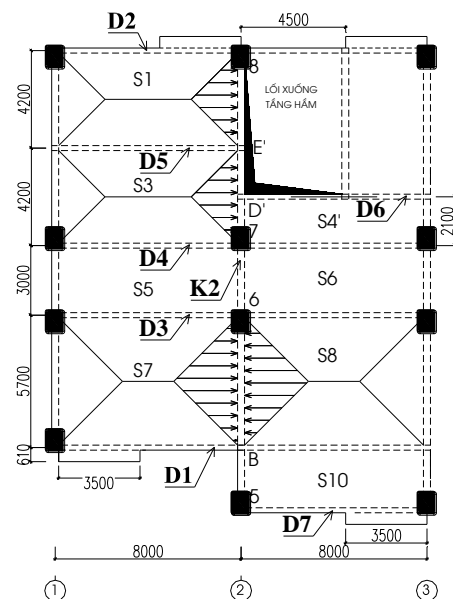
Nhịp	Đoạn	Chiều dài	Tầng 1	Tầng 2-10	Tầng mái
		(m)	(N/m)	(N/m)	(N/m)
A-C	A-B	2,7	8459,55	15253,43	6525,59
	B-C	5,7	22439,28	35061,39	33540,74
C-D	C-D	3	4581,30	13906,80	4581,30
D-E	D-D'	2,1	12388,53	22560,28	26431,49
	D'-E'	2,1	22771,17	22560,28	26431,49
	E'-E	4,2	39679,40	20282,52	26431,49

1.2 Tĩnh tải tập trung

Tĩnh tải tập trung truyền lên khung tại vị trí nút (Gồm trọng lượng cột trên nút + Tải trọng tường trong phạm vi 30^0 + Tải trọng do dầm phụ truyền vào nút) và tại vị trí dầm phụ gác lên dầm khung.

❖ **Tầng 1 :**

* **Nút 5 :** Gồm Tải trọng cột C5 + Tải trọng do phần tường 30^0 + Tải do dầm D7



Hình 4.8 Sơ đồ truyền tải tầng 1

- Tải do trọng lượng cột C5 :

$$G_{c5} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c$$

$$\rightarrow G_{c5} = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,5 \cdot 0,7 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,5 + 0,7)) \cdot 4,8 = 50243,52 \text{ (N)}.$$

- Tải do phân tường 30° đoạn 5-B: $G_t = n \cdot g_t \cdot S_{t30^\circ}$

$$\text{Với } n = 1,1 ; g_t = 3300 \text{ (N/m}^2\text{)} ; S_{t30^\circ} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot h_t = \frac{1}{2} \cdot h_t^2 \cdot \text{tg}30^\circ = \frac{1}{2} \cdot 4,05^2 \cdot \text{tg}30^\circ = 4,73 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow G_t = 1,1 \cdot 3300 \cdot 4,73 = 11167,9 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D7(250x600) truyền vào :

$$+ \text{Trọng lượng bản thân dầm: } q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Trọng lượng tường xây trên dầm :

$l = 8\text{m}$ (là loại tường có cửa) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng phân bố đều.

$$S_c = (0,6 \cdot 2 + 3,4) \cdot 1,65 = 7,59 \text{ m}^2 \rightarrow S_t = (4,8 - 0,6) \cdot 8 - 7,59 = 26,01 \text{ m}^2$$

$$\sum G = G_t + G_c = n_t \cdot g_t \cdot S_t + n_c \cdot g_c \cdot S_c = 1,1 \cdot 3300 \cdot 26,01 + 1,2 \cdot 400 \cdot 7,59 = 98059,5 \text{ (N)}.$$

$$\rightarrow g_{t,c} = \frac{\sum G}{l_d} = \frac{98059,5}{8} = 12257,44 \text{ (N/m)}.$$

+ Do ô sàn S10 truyền vào dầm phụ : (ô sàn S10 là bản loại dầm)

$$\rightarrow q_s = g_s \cdot l_1/2 = 6847,58 \cdot 2,7/2 = 9244,23 \text{ (N/m)}.$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm phụ D7 :

$$q_{D7} = q_d + g_{t,c} + q_s = 3876,25 + 12257,44 + 9244,23 = 25377,92 \text{ (N/m)}.$$

→ Lực tập trung do dầm D7 truyền lên nút 5 :

$$G_{D7} = q_{D7} \cdot l/2 = 25377,92 \cdot 8/2 = 101511,68 \text{ (N)}.$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 5 :

$$G_5 = G_{c5} + G_t + G_{D7} = 50243,52 + 11167,9 + 101511,68 = 162923,1 \text{ (N)}.$$

* **Nút 6** : Gồm Tải trọng cột C6 + Tải do dầm D3

- Tải do trọng lượng cột C6 :

$$G_{c6} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,5 \cdot 0,9 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,5 + 0,9)) \cdot 4,8 = 64117,44 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D3(250x600) truyền vào :

$$+ \text{Trọng lượng bản thân dầm: } q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ : ô S5,S7 truyền vào nhịp 1-2; S6,S8 truyền vào nhịp 2-3

$$q_{s1-2} = 5966,03 \cdot 3/2 + 12541,58 = 21490,63 \text{ (N/m)}.$$

$$q_{s2-3} = 4467,3 \cdot 3/2 + 12541,58 = 19242,08 \text{ (N/m)}.$$

→ Lực tập trung do dầm D3 truyền lên nút 6 :

$$G_{D3} = q_d \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_d \cdot \frac{l_{2-3}}{2} + q_{s1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{s2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} \\ = 3876,25 \cdot \left(\frac{8}{2} + \frac{8}{2}\right) + 21490,63 \cdot \frac{8}{2} + 19242,08 \cdot \frac{8}{2} \\ = 193940,84 \text{ (N)}.$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 6 :

$$G_6 = G_{c6} + G_{D3} = 64117,44 + 193940,84 = 258058,28 \text{ (N)}.$$

* **Nút 7** : Tải trọng tập trung truyền vào nút 7 hoàn toàn giống với nút 6

$$G_7 = G_6 = 258058,28 \text{ (N)}.$$

* **Nút 8** : Gồm Tải trọng cột C8 + Tải trọng do phần tường 30⁰ + Tải do dầm D2

- Tải do trọng lượng cột C8 :

$$G_{c8} = G_{c5} = 50243,52 \text{ (N)}.$$

- Tải do phân tường 30^0 đoạn D'-8: $G_t = n \cdot g_t \cdot S_{t30^0}$

$$\text{Với } n = 1,1 ; g_t = 3300 \text{ (N/m}^2\text{)} ; S_{t30^0} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot h_t = \frac{1}{2} \cdot h_t^2 \cdot \text{tg}30^0 = \frac{1}{2} \cdot 4,05^2 \cdot \text{tg}30^0 = 4,73 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow G_t = 1,1 \cdot 3300 \cdot 4,73 = 11167,9 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D2(250x600) truyền vào :

Tải trọng truyền lên dầm phụ D2 như đã tính ở chương 2 (Xem bảng 2.17) :

$$\text{Nhịp 1-2 : } q_{d1-2} = 19671,03 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Nhịp 2-3 : } q_{d2-3} = 19899,79 \text{ (N/m)}$$

→ Lực tập trung do dầm D2 truyền lên nút 8 :

$$G_{D2} = q_{d1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{d2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 19671,03 \cdot \frac{8}{2} + 19899,79 \cdot \frac{8}{2} = 158283,28 \text{ (N)}.$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 8 :

$$G_8 = G_{c8} + G_t + G_{D2} = 50243,52 + 11167,9 + 158283,28 = 219694,7 \text{ (N)}.$$

* Vị trí B : Gồm lực tập trung do dầm D1 truyền vào.

Tải trọng truyền lên dầm phụ D1 như đã tính ở chương 2 (Xem bảng 2.3) :

$$\text{Nhịp 1-2 : } q_{d1-2} = 22639,09 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Nhịp 2-3 : } q_{d2-3} = 25434,75 \text{ (N/m)}$$

→ Lực tập trung do dầm D1 truyền lên vị trí B :

$$G_B = q_{d1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{d2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 22639,09 \cdot \frac{8}{2} + 25434,75 \cdot \frac{8}{2} = 192295,36 \text{ (N)}.$$

* Vị trí D' : Gồm lực tập trung do dầm D6 (250x600) truyền vào.

Tải trọng truyền lên dầm phụ D6 gồm trọng lượng bản thân dầm và do ô sàn S4' truyền vào.

$$+ \text{Trọng lượng bản thân dầm: } q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

$$+ \text{Do ô sàn S4' truyền vào dầm phụ : } q_s = g_s \cdot l_1/2 = 4467 \cdot 2,1/2 = 4690,35 \text{ (N/m)}.$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm phụ D6 :

$$q_{D6} = q_d + q_s = 3876,25 + 4690,35 = 8566,6 \text{ (N/m)}.$$

→ Lực tập trung do dầm D6 truyền lên vị trí D' :

$$G_{D'} = q_{D6} \cdot l/2 = 8566,6 \cdot 8/2 = 34266,4 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí E'* : Gồm lực tập trung do dầm D5 (250x600) truyền vào.

Tải trọng truyền lên dầm phụ D5 gồm trọng lượng bản thân dầm và do ô sàn S1, S3 truyền vào.

$$+ \text{Trọng lượng bản thân dầm: } q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

$$+ \text{Do sàn truyền vào dầm phụ : } q_s = 9573,53 + 11170,5 = 20744,03 \text{ (N/m)}.$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm phụ D5 :

$$q_{D5} = q_d + q_s = 3876,25 + 20744,03 = 24620,28 \text{ (N/m)}.$$

→ Lực tập trung do dầm D5 truyền lên vị trí E' :

$$G_{E'} = q_{D5} \cdot l/2 = 24620,28 \cdot 8/2 = 98481,12 \text{ (N)}.$$

❖ Tầng 2-3-4 :

* *Nút 9* : Gồm Tải trọng cột C9 + Tải trọng do phần tường 30⁰ + Tải do dầm D7

- Tải do trọng lượng cột C9 :

$$G_{c9} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,4 + 0,7 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,7)) \cdot 3,6 = 30499,92 \text{ (N)}.$$

- Tải do phần tường 30° đoạn 9-10: $G_t =$

$$n \cdot g_t \cdot S_{t30^0}$$

Với $n = 1,1$; $g_t = 3300 \text{ (N/m}^2\text{)}$;

$$S_{t30^0} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot h_t = \frac{1}{2} \cdot h_t^2 \cdot \text{tg}30^0 = \frac{1}{2} \cdot 2,9^2 \cdot \text{tg}30^0 = 2,43$$

(m²)

$$\rightarrow G_t = 1,1 \cdot 3300 \cdot 2,43 = 8820,9 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D7(250x600) truyền vào :

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 -$$

$$0,1) + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Trọng lượng tường xây trên dầm :

$l = 8\text{ m}$ (là loại tường có cửa) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng phân bố đều.

$$S_c = (1,7 + 1,4) \cdot 1,65 = 5,12 \text{ m}^2$$

$$S_t = (3,6 - 0,6) \cdot 8 - 5,12 = 18,88 \text{ m}^2$$

$$\sum G = G_t + G_c = n_t \cdot g_t \cdot S_t + n_c \cdot g_c \cdot S_c = 1,1 \cdot 3300 \cdot 18,88 + 1,2 \cdot 400 \cdot 5,12 = 70992 \text{ (N)}.$$

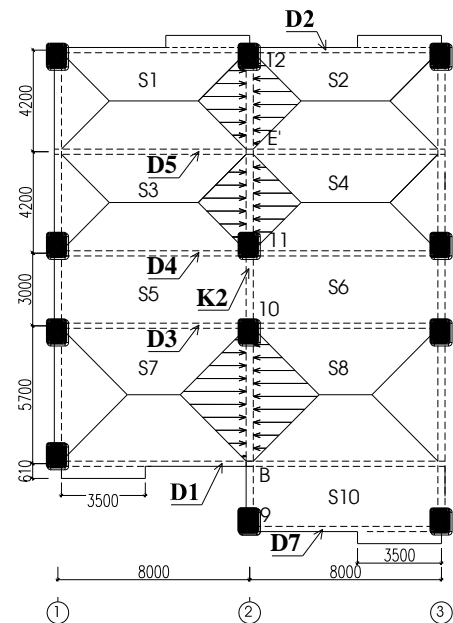
$$\rightarrow g_{t,c} = \frac{\sum G}{l_d} = \frac{70992}{8} = 8874 \text{ (N/m)}.$$

+ Do ô sàn S10 truyền vào dầm phụ : (ô sàn S10 là bản loại dầm)

$$\rightarrow q_s = g_s \cdot l_1 / 2 = 6847,58 \cdot 2,7 / 2 = 9244,23 \text{ (N/m)}.$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm phụ D7 :

$$q_{D7} = q_d + g_{t,c} + q_s = 3876,25 + 8874 + 9244,23 = 21994,48 \text{ (N/m)}.$$



Hình 4.9 Sơ đồ truyền tải tầng 2-3-4

→ Lực tập trung do dầm D7 truyền lên nút 9 :

$$G_{D7} = q_{D7} \cdot l/2 = 21994,48 \cdot 8/2 = 87977,92 \text{ (N)}.$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 9 :

$$G_9 = G_{c9} + G_t + G_{D7} = 30499,92 + 8820,9 + 87977,92 = 127298,74 \text{ (N)}.$$

* **Nút 10** : Gồm Tải trọng cột C10 + Tải trọng do phần tường 30⁰ + Tải do dầm D3

- Tải do trọng lượng cột C10 :

$$G_{c10} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,5 \cdot 0,8 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,5 + 0,8)) \cdot 3,6 = 42885,36 \text{ (N)}.$$

- Tải do phần tường 30⁰ đoạn 9-10: $G_t = n \cdot g_t \cdot S_{t30^0}$

$$\text{Với } n = 1,1 ; g_t = 3300 \text{ (N/m}^2\text{)} ; S_{t30^0} = \frac{1}{2} \cdot a \cdot h_t = \frac{1}{2} \cdot h_t^2 \cdot \text{tg}30^0 = \frac{1}{2} \cdot 2,9^2 \cdot \text{tg}30^0 = 2,43 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow G_t = 1,1 \cdot 3300 \cdot 2,43 = 8820,9 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D3(250x600) truyền vào :

$$+ \text{ Trọng lượng bản thân dầm: } q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Trọng lượng tường xây trên dầm : Nhịp 2-3

$l = 8 \text{ m}$ (là loại tường có cửa) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng phân bố đều.

$$S_c = (0,6 + 0,9) \cdot 1,65 = 2,48 \text{ m}^2$$

$$S_t = (3,6 - 0,6) \cdot 8 - 1,65 = 22,35 \text{ m}^2$$

$$\sum G = G_t + G_c = n_t \cdot g_t \cdot S_t + n_c \cdot g_c \cdot S_c = 1,1 \cdot 3300 \cdot 22,35 + 1,2 \cdot 400 \cdot 2,48 = 82320,9 \text{ (N)}.$$

$$\rightarrow g_{t,c} = \frac{\sum G}{l_d} = \frac{82320,9}{8} = 10290,11 \text{ (N/m)}.$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ : ô S5,S7 truyền vào nhịp 1-2; S6,S8 truyền vào nhịp 2-3

$$q_{s1-2} = 5966,03.3/2 + 12541,58 = 21490,63(\text{N/m}).$$

$$q_{s2-3} = 4467.3/2 + 12541,58 = 19242,08(\text{N/m}).$$

→ Lực tập trung do dầm D3 truyền lên nút 10 :

$$\begin{aligned} G_{D3} &= q_d \cdot \left(\frac{l_{1-2}}{2} + \frac{l_{2-3}}{2} \right) + g_{t,c} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} + q_{s1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{s2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} \\ &= 3876,25 \cdot \left(\frac{8}{2} + \frac{8}{2} \right) + 10290,11 \cdot \frac{8}{2} + 21490,63 \cdot \frac{8}{2} + 19242,08 \cdot \frac{8}{2} = 235101,28(\text{N}). \end{aligned}$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 10 :

$$G_{10} = G_{c10} + G_t + G_{D3} = 42885,36 + 8820,9 + 235101,28 = 286807,54 (\text{N}).$$

* *Nút 11* : Gồm Tải trọng cột C11 + Tải do dầm D4

- Tải do trọng lượng cột C11 :

$$G_{c11} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1.25000.0,5.0,8 + 1,3.18000.0,015.2.(0,5+0,8)).3,6 = 42885,36 (\text{N}).$$

- Tải trọng do dầm D4(250x600) truyền vào :

$$+ \text{Trọng lượng bản thân dầm: } q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1.25000.(0,6-0,1).0,25 + 1,3.18000.0,015 \cdot [0,25 + 2.(0,6-0,1)] = 3876,25(\text{N/m})$$

+ Trọng lượng tường xây trên dầm :

Với nhịp 1-2

$l = 8\text{m}$ (là loại tường đặc) : Ta lấy toàn bộ tải trọng tường vì cả phần 60° và 30° đều truyền thành lực tập vào nút.

$$\rightarrow g_{t,c1-2} = n_t \cdot g_t \cdot S_t = 1,1.3300.(3,6-0,6).8 = 87120 (\text{N/m}).$$

Với nhịp 2-3

$l = 8\text{m}$ (là loại tường có cửa) Tải trọng truyền xuống dầm có dạng phân bố đều.

$$S_c=(0,6+0,9).1,65=2,48 \text{ m}^2$$

$$S_t=(3,6-0,6).8-1,65= 22,35 \text{ m}^2$$

$$\sum G = G_t + G_c = n_t \cdot g_t \cdot S_t + n_c \cdot g_c \cdot S_c = 1,1.3300.22,35+1,2.400.2,48 = 82320,9 \text{ (N)}.$$

$$\rightarrow g_{t,c2-3} = \frac{\sum G}{l_d} = \frac{82320,9}{8} = 10290,11 \text{ (N/m)}.$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ : ô S3,S5 truyền vào nhịp 1-2; S4,S6 truyền vào nhịp 2-3

$$q_{s1-2} = 5966,03.3/2+11170,5 = 20119,55 \text{ (N/m)}.$$

$$q_{s2-3} = 4467.3/2+11413,42 = 18113,92 \text{ (N/m)}.$$

→ Lực tập trung do dầm D4 truyền lên nút 11 :

$$\begin{aligned} G_{D4} &= q_d \cdot \left(\frac{l_{1-2}}{2} + \frac{l_{2-3}}{2} \right) + g_{t,c1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + g_{t,c2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} + q_{s1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{s2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} \\ &= 3876,25 \cdot \left(\frac{8}{2} + \frac{8}{2} \right) + 87120 \cdot \frac{8}{2} + 10290,11 \cdot \frac{8}{2} + 20119,55 \cdot \frac{8}{2} + 18113,92 \cdot \frac{8}{2} \\ &= 573144,32 \text{ (N)}. \end{aligned}$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 11 :

$$G_{11} = G_{c11} + G_{D4} = 42885,36 + 573144,32 = 616029,68 \text{ (N)}.$$

* *Nút 12* : Gồm Tải trọng cột C12 + Tải do dầm D2

- Tải do trọng lượng cột C12 : $G_{c12} = G_{c9} = 30499,92 \text{ (N)}$.

- Tải trọng do dầm D2(250x600) truyền vào :

Tải trọng truyền lên dầm phụ D2 như đã tính ở chương 2 (Xem bảng 2.17) :

$$\text{Nhịp 1-2 : } q_{d1-2} = 19671,03 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Nhịp 2-3 : } q_{d2-3} = 19899,79 \text{ (N/m)}$$

→ Lực tập trung do dầm D2 truyền lên nút 12 :

$$G_{D2} = q_{d1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{d2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 19671,03 \cdot \frac{8}{2} + 19899,79 \cdot \frac{8}{2} = 158283,28 \text{ (N)}.$$

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 12 :

$$G_{12} = G_{c12} + G_{D2} = 30499,92 + 158283,28 = 188783,2 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí B* : Gồm lực tập trung do dầm D1 truyền vào.

Tải trọng truyền lên dầm phụ D1 như đã tính ở chương 2 (Xem bảng 2.3) :

$$\text{Nhịp 1-2 : } q_{d1-2} = 22639,09 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Nhịp 2-3 : } q_{d2-3} = 25434,75 \text{ (N/m)}$$

→ Lực tập trung do dầm D1 truyền lên vị trí B :

$$G_B = q_{d1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{d2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 22639,09 \cdot \frac{8}{2} + 25434,75 \cdot \frac{8}{2} = 192295,36 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí E'* : Gồm lực tập trung do dầm D5 (250x600) truyền vào.

Tải trọng truyền lên dầm phụ D5 gồm trọng lượng bản thân dầm và do ô sàn S1,S2,S3,S4 truyền vào.

+ Trọng lượng bản thân dầm: $q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ : ô S1,S3 truyền vào nhịp 1-2; S2,S4 truyền vào nhịp 2-3

$$q_{s1-2} = 9573,53 + 11170,5 = 20744,03 \text{ (N/m)}.$$

$$q_{s2-3} = 9802,29 + 11413,42 = 21215,71 \text{ (N/m)}.$$

→ Lực tập trung do dầm D5 truyền lên vị trí E' :

$$\begin{aligned} G_{E'} &= q_d \cdot \left(\frac{l_{1-2}}{2} + \frac{l_{2-3}}{2} \right) + q_{s1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{s2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} \\ &= 3876,25 \cdot \left(\frac{8}{2} + \frac{8}{2} \right) + 20744,03 \cdot \frac{8}{2} + 21215,71 \cdot \frac{8}{2} = 198848,96 \text{ (N)}. \end{aligned}$$

❖ **Tầng 5-6-7 :**

Tải trọng tập trung truyền vào khung ở tầng 5-6-7 giống với tải truyền vào khung ở tầng 2-3-4 chỉ khác phần tải trọng do trọng lượng bản thân cột (Do tiết diện cột thay đổi).

Vì vậy ta tính lại tải trọng tập trung truyền vào khung ở tầng 5-6-7 như sau :

* **Nút 21** : Gồm Tải trọng cột C21 + Tải trọng do phân tường 30⁰ + Tải do dầm D7

- Tải do trọng lượng cột C21 :

$$G_{c21} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,35 \cdot 0,6 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,35 + 0,6)) \cdot 3,6 = 23190,84 \text{ (N)}$$

- Tải do phân tường 30⁰ (Giống tầng 2-3-4) → $G_t = 8820,9 \text{ (N)}$.

- Tải trọng do dầm D7(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) → $G_{D7} = 87977,92 \text{ (N)}$.

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 21 :

$$G_{21} = G_{c21} + G_t + G_{D7} = 23190,84 + 8820,9 + 87977,92 = 119989,66 \text{ (N)}$$

* **Nút 22** : Gồm Tải trọng cột C22 + Tải trọng do phân tường 30⁰ + Tải do dầm D3

- Tải do trọng lượng cột C22 :

$$G_{c22} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,4 \cdot 0,65 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,65)) \cdot 3,6 = 29393,56 \text{ (N)}$$

- Tải do phân tường 30⁰ (Giống tầng 2-3-4)

$$\rightarrow G_t = 8820,9 \text{ (N)}$$

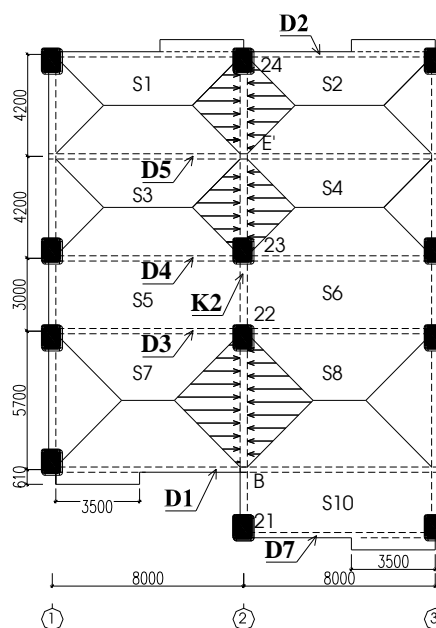
- Tải trọng do dầm D3(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) → $G_{D3} = 235101,28 \text{ (N)}$.

⇒ Tổng lực tập trung truyền lên nút 22 :

$$G_{22} = G_{c22} + G_t + G_{D3} = 29393,56 + 8820,9 + 235101,28 = 273315,74 \text{ (N)}$$

* **Nút 23** : Gồm Tải trọng cột C23 + Tải do dầm D4

- Tải do trọng lượng cột C23 :



Hình 4.10 Sơ đồ truyền tải tầng 5-6-7

$G_{c23} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,4 \cdot 0,65 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,65)) \cdot 3,6 = 28393,56$ (N).

- Tải trọng do dầm D4(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{D4} = 573144,32$ (N).

\Rightarrow Tổng lực tập trung truyền lên nút 23 :

$$G_{23} = G_{c23} + G_{D4} = 28393,56 + 573144,32 = 601537,88 \text{ (N)}.$$

* **Nút 24** : Gồm Tải trọng cột C24 + Tải do dầm D2

- Tải do trọng lượng cột C24 : $G_{c24} = G_{c21} = 23190,84$ (N).

- Tải trọng do dầm D2(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{D2} = 158283,28$ (N).

\Rightarrow Tổng lực tập trung truyền lên nút 24 :

$$G_{24} = G_{c24} + G_{D2} = 23190,84 + 158283,28 = 181474,12 \text{ (N)}.$$

* **Vị trí B** : (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_B = 192295,36$ (N).

* **Vị trí E'** : (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{E'} = 198848,96$ (N).

❖ **Tầng 8-9-10** :

Tải trọng tập trung truyền vào khung ở tầng 8-9-10 giống với tải truyền vào khung ở tầng 2-3-4 chỉ khác phần tải trọng do trọng lượng bản thân cột (Do tiết diện cột thay đổi).

Vì vậy ta tính lại tải trọng tập trung truyền vào khung ở tầng 8-9-10 như sau :

* **Nút 33** : Gồm Tải trọng cột C33 + Tải trọng do phần tường 30⁰ + Tải do dầm D7

- Tải do trọng lượng cột C33 :

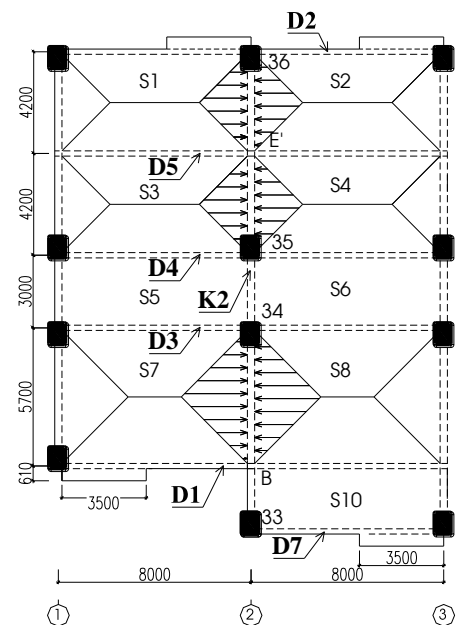
$$G_{c33} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,35 \cdot 0,4 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,35 + 0,4)) \cdot 3,6 = 15755,4 \text{ (N)}.$$

- Tải do phần tường 30⁰ (Giống tầng 2-3-4)

$$\rightarrow G_t = 8820,9 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D7(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{D7} = 87977,92$ (N).

\Rightarrow Tổng lực tập trung truyền lên nút 33 :



Hình 4.11 Sơ đồ truyền tải tầng 8-9-10

$$G_{33} = G_{c33} + G_t + G_{D7} = 15755,4 + 8820,9 + 87977,92 = 112554,22 \text{ (N)}.$$

* *Nút 34* : Gồm Tải trọng cột C34 + Tải trọng do phân tường 30⁰ + Tải do dầm D3

- Tải do trọng lượng cột C34 :

$$G_{c34} = (q_{bt} + q_{vt}) \cdot l_c = (1,1 \cdot 25000 \cdot 0,4 \cdot 0,5 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,5)) \cdot 3,6 = 22074,48 \text{ (N)}.$$

- Tải do phân tường 30⁰ (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_t = 8820,9 \text{ (N)}$.

- Tải trọng do dầm D3(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{D3} = 235101,28 \text{ (N)}$.

\Rightarrow Tổng lực tập trung truyền lên nút 34 :

$$G_{34} = G_{c34} + G_t + G_{D3} = 22074,48 + 8820,9 + 235101,28 = 265996,66 \text{ (N)}.$$

* *Nút 35* : Gồm Tải trọng cột C35 + Tải do dầm D4

- Tải do trọng lượng cột C35 :

$$G_{c35} = G_{c34} = 22074,48 \text{ (N)}.$$

- Tải trọng do dầm D4(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{D4} = 573144,32 \text{ (N)}$.

\Rightarrow Tổng lực tập trung truyền lên nút 35 :

$$G_{35} = G_{c35} + G_{D4} = 22074,48 + 573144,32 = 595218,8 \text{ (N)}.$$

* *Nút 36* : Gồm Tải trọng cột C36 + Tải do dầm D2

- Tải do trọng lượng cột C36 : $G_{c36} = G_{c33} = 15755,4 \text{ (N)}$.

- Tải trọng do dầm D2(250x600) truyền vào (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{D2} = 158283,28 \text{ (N)}$.

\Rightarrow Tổng lực tập trung truyền lên nút 36 :

$$G_{36} = G_{c36} + G_{D2} = 15755,4 + 158283,28 = 174038,68 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí B* : (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_B = 192295,36 \text{ (N)}$.

* *Vị trí E'* : (Giống tầng 2-3-4) $\rightarrow G_{E'} = 198848,96 \text{ (N)}$.

❖ **Tầng mái :**

Tải trọng tập trung truyền vào khung ở tầng mái chỉ có phần tải do các dầm phụ truyền vào

* **Nút 45** : Tải do dầm D7M

+ Trọng lượng bản thân dầm: $q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do ô sàn S10 truyền vào dầm : (S10 là bản loại dầm)

$$\rightarrow q_s = g_s \cdot l_1/2 = 7583,2 \cdot 2,7/2 = 10237,32 \text{ (N/m)}$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm phụ D7M :

$$q_{D7M} = q_d + q_s = 3876,25 + 10237,32 = 14113,57 \text{ (N/m)}$$

⇒ Lực tập trung do dầm D7M truyền lên nút 45:

$$G_{45} = q_{D7M} \cdot l/2 = 14113,57 \cdot 8/2 = 56454,28 \text{ (N)}$$

* **Nút 46** : Tải do dầm D3M

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

$$[0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

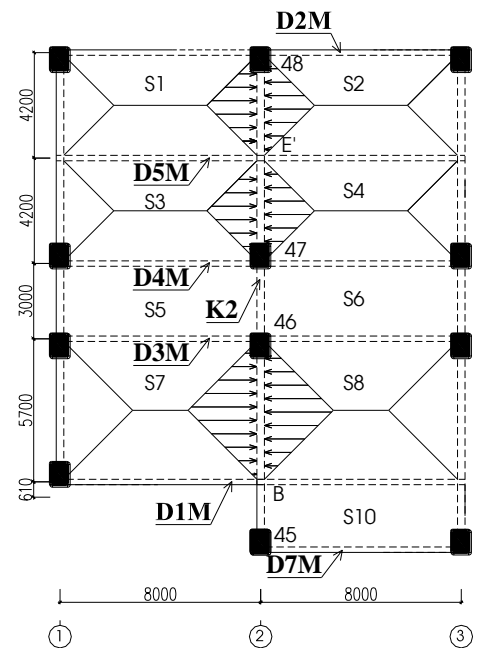
+ Do sàn truyền vào dầm phụ :

Do tải trọng trên các ô sàn của tầng mái bằng nhau và nhịp của dầm phụ bằng nhau, vì vậy tải trọng truyền lên dầm từ các nhịp là bằng nhau nên ta chỉ cần tính cho 1 nhịp :

Tính cho nhịp 1-2 : Do ô sàn S5 và S7 truyền vào

$$q_s = 7583,2 \cdot 3/2 + 17103,51 = 28478,31 \text{ (N/m)}$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm D3M : $q_{D3M} = q_d + q_s = 3876,25 + 28478,31 = 32354,56 \text{ (N/m)}$



Hình 4.12 Sơ đồ truyền tải tầng mái

⇒ Lực tập trung do dầm D3M truyền lên nút 46:

$$G_{46}=q_{D3M}.\left(\frac{l}{2}+\frac{l}{2}\right)=32354,56 \cdot 8=258836,48 \text{ (N)}$$

* Nút 47 : Tải do dầm D4M

+ Trọng lượng bản thân dầm: $q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ :

$$q_s = 7583,2 \cdot 3/2 + 14018,14 = 25392,94 \text{ (N/m)}.$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm D4M : $q_{D4M} = q_d + q_s = 3876,25 + 25392,94 = 29269,19$
(N/m)

⇒ Lực tập trung do dầm D4M truyền lên nút 47:

$$G_{47}=q_{D4M}.\left(\frac{l}{2}+\frac{l}{2}\right)=29269,19 \cdot 8=234153,52 \text{ (N)}$$

* Nút 48 : Tải do dầm D2M

+ Trọng lượng bản thân dầm: $q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ :

$$q_s = 14018,14 \text{ (N/m)}.$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm D2M : $q_{D2M} = q_d + q_s = 3876,25 + 14018,14 = 17894,39$
(N/m)

⇒ Lực tập trung do dầm D2M truyền lên nút 48:

$$G_{48}=q_{D2M}.\left(\frac{l}{2}+\frac{l}{2}\right)=17894,39 \cdot 8=143155,12 \text{ (N)}$$

* Vị trí B : lực tập trung do dầm D1M truyền vào.

+ Trọng lượng bản thân dầm: $q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ :

$$\text{Nhịp 1-2 : do S7 truyền vào} \quad q_{s1-2} = 17103,51 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Nhịp 2-3 : do S8, S10 truyền vào} \quad q_{s2-3} = 7583,2 \cdot 2,7/2 + 17103,51 = 27340,83 \text{ (N/m)}$$

⇒ Lực tập trung do dầm D1M truyền lên vị trí B :

$$\begin{aligned} G_B &= q_d \cdot \left(\frac{l_{1-2}}{2} + \frac{l_{2-3}}{2} \right) + q_{s1-2} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + q_{s2-3} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 3876,25 \cdot \left(\frac{8}{2} + \frac{8}{2} \right) + 17103,51 \cdot \frac{8}{2} + 27340,83 \cdot \frac{8}{2} = \\ &= 208787,36 \text{ (N)} \end{aligned}$$

* Vị trí E' : lực tập trung do dầm D5M truyền vào.

+ Trọng lượng bản thân dầm: $q_d = q_{bt} + q_{vt} = n \cdot \gamma_{bt} \cdot (h - h_b) \cdot b + n \cdot \gamma_{vt} \cdot \delta \cdot [b + 2(h - h_b)]$

$$\rightarrow q_d = 1,1 \cdot 25000 \cdot (0,6 - 0,1) \cdot 0,25 + 1,3 \cdot 18000 \cdot 0,015 \cdot [0,25 + 2 \cdot (0,6 - 0,1)] = 3876,25 \text{ (N/m)}$$

+ Do sàn truyền vào dầm phụ :

$$q_s = 14018,14 + 14018,14 = 28036,28 \text{ (N/m)}$$

→ Tổng tải trọng truyền lên dầm D5M : $q_{D5M} = q_d + q_s = 3876,25 + 28036,28 = 31912,53$
(N/m)

⇒ Lực tập trung do dầm D5M truyền lên vị trí E' :

$$G_{E'} = q_{D5M} \cdot \left(\frac{l}{2} + \frac{l}{2} \right) = 31912,53 \cdot 8 = 255300,24 \text{ (N)}$$

1.3 Tính tải do áp lực đất:

Ta có coste mặt đất là -1,2m so với coste tầng 1 (Coste +0,0m), coste tại vị trí cột ngầm vào móng -3,5m.

Tường biên liên kết với cột biên, phần tường BTCT nằm dưới cốt mặt đất chịu áp lực nền đất. Lực này tường truyền lên cột. Đất giả thiết là đất sét nén có $\gamma=19\text{kN/m}^3$, góc nội ma sát $\varphi = 28^\circ$.

Lấy hoạt tải xe cộ đi lại trên mặt đất là 5000 N/m^2 . Hệ số vượt tải là 1,2.

$$P = 5000.1,2 = 6000 \text{ N/m}^2.$$

Khi đó tại độ sâu z áp lực đất là: $p_z = (P + h.\gamma).tg^2(45^\circ - \varphi/2)$

Tại vị trí cột ngàm vào móng có $h = 3,5 - 1,2 = 2,3\text{m}$

$$\rightarrow p_z = (6000 + 2,3.19000).tg^2(45^\circ - 28^\circ/2) = 17892 \text{ N/m}^2.$$

Phần tường truyền tải lên cột dài $(8+8)/2 = 8 \text{ m}$ nên tại vị trí cột ngàm vào móng chịu tải phân bố tuyến tính có cường độ lớn nhất là: $17892 \cdot 8 = 143136 \text{ N/m}$

Tại mặt đất $h = 0$, áp lực sinh ra do hoạt tải trên bề mặt đất. Giá trị áp lực là:

$$p_2 = P.tg^2(45^\circ - \varphi/2) = 6000 \cdot tg^2 31^\circ = 2160 \text{ N/m}^2.$$

Giá trị lực truyền vào cột tại điểm này là: $2160 \cdot 8 = 17280 \text{ N}$.

2. Hoạt tải

Gồm có hoạt tải phân bố trên dầm khung (Do sàn truyền vào) và hoạt tải tập trung tại các nút (Do sàn truyền vào dầm dọc rồi dầm dọc truyền vào nút). Cách tính tương tự như tĩnh tải. Riêng hoạt tải tập trung tại các nút được tách làm 2 thành phần (bên trái nút và bên phải nút)

a. Hoạt tải phân bố :

Do sàn truyền vào cách tính tương tự tĩnh tải. Kết quả quy đổi hoạt tải tương đương của các ô bản liên quan đã được tính như trên bảng 4.5(phần tĩnh tải)

Kết quả tính toán hoạt tải phân bố do sàn truyền vào dầm khung như sau :

Bảng 4.8 Hoạt tải phân bố do sàn truyền vào dầm khung

Nhịp	Đoạn	Chiều dài	Tầng 1	Tầng 2-10	Tầng mái
		(m)	(N/m)	(N/m)	(N/m)
A-C	A-B	2,7	0	0	0
	B-C	5,7	12825	8550	2779
C-D	C-D	3	0	0	0
D-E	D-E'	4,2	4725	6300	2048
	E'-E	4,2	4725	6300	2048

b. Hoạt tải tập trung :

❖ **Tầng 1 :**

* **Nút 5 :** hoạt tải do ô sàn S10 (bản loại dầm) truyền lên dầm D7 rồi truyền vào nút 5

$$\rightarrow p = p_s \cdot l_1/2 = 3600 \cdot 2,7/2 = 4860 \text{ (N/m)}.$$

⇒ Lực tập trung truyền lên nút 5 :

$$P_5 = p \cdot \frac{l}{2} = 4860 \cdot \frac{8}{2} = 19440 \text{ (N)}.$$

* **Nút 6 :**

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S7 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S8 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D3 rồi truyền vào bên trái nút 6

$$P_6^{tr} = p_{s7} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s8} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 8119,61 \cdot \frac{8}{2} + 8119,61 \cdot \frac{8}{2} = 64956,88 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S5 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S6 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D3 rồi truyền vào bên phải nút 6

$$P_6^{ph} = p_{s5} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s6} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 5400 \cdot \frac{8}{2} + 5400 \cdot \frac{8}{2} = 43200 \text{ (N)}.$$

* **Nút 7 :**

Bên trái : Giống với bên phải nút 6

$$P_7^{tr} = P_6^{ph} = 43200 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S3 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S4' truyền vào nhịp 2-3 của dầm D4 rồi truyền vào bên phải nút 7

$$P_7^{ph} = p_{s3} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s4'} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 6654,88 \cdot \frac{8}{2} + 3780 \cdot \frac{8}{2} = 41739,52 \text{ (N)}.$$

* *Nút 8* : hoạt tải do ô sàn S1 (bản kê) truyền lên dầm D2 rồi truyền vào nút 8

$$\rightarrow p = 6654,88 \text{ (N/m)}.$$

⇒ Lực tập trung truyền lên nút 8 :

$$P_8 = p \cdot \frac{l}{2} = 6654,88 \cdot \frac{8}{2} = 26619,52 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí B* :

Bên trái : Giống bên phải nút 5

$$P_B^{tr} = P_5^{ph} = 19440 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S7 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S8 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D1 rồi truyền vào bên phải vị trí B. (Giống bên trái nút 6)

$$P_B^{ph} = P_6^{tr} = 64956,88 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí D'* :

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S4' truyền vào nhịp 2-3 của dầm D6 rồi truyền vào bên trái vị trí D'

$$P_{D'}^{tr} = p_{s4'} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 3780 \cdot \frac{8}{2} = 15120 \text{ (N)}.$$

Bên phải :

$$P_{D'}^{ph} = 0$$

* *Vị trí E'* :

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S3 truyền vào nhịp 1-2 của dầm D5 rồi truyền vào bên trái E'

$$P_{E'}^{tr} = p_{s3} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} = 6654,88 \cdot \frac{8}{2} = 26619,52 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Giống bên trái nút 8

$$P_{E'}^{ph} = P_8^{tr} = 26619,52 \text{ (N)}.$$

❖ **Tầng 2-10 :**

* *Nút 9* : : hoạt tải do ô sàn S10 (bản loại dầm) truyền lên dầm D7 rồi truyền vào nút 9

$$\rightarrow p = p_s \cdot l_1/2 = 2400 \cdot 2,7/2 = 3240 \text{ (N/m)}.$$

⇒ Lực tập trung truyền lên nút 9 :

$$P_9 = p \cdot \frac{l}{2} = 3240 \cdot \frac{8}{2} = 12960 \text{ (N)}.$$

* *Nút 10* :

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S7 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S8 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D3 rồi truyền vào bên trái nút 10

$$P_{10}^{tr} = p_{s7} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s8} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 5413,07 \cdot \frac{8}{2} + 5413,07 \cdot \frac{8}{2} = 43304,56 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S5 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S6 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D3 rồi truyền vào bên phải nút 10

$$P_{10}^{ph} = p_{s5} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s6} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 3600 \cdot \frac{8}{2} + 5400 \cdot \frac{8}{2} = 36000 \text{ (N)}.$$

* *Nút 11* :

Bên trái : Giống với bên phải nút 10

$$P_{11}^{tr} = P_{10}^{ph} = 36000 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S3 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S4 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D4 rồi truyền vào bên phải nút 11

$$P_{11}^{ph} = p_{s3} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s4} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 4436,59 \cdot \frac{8}{2} + 4436,59 \cdot \frac{8}{2} = 35492,72 \text{ (N)}.$$

* *Nút 12* : hoạt tải do ô sàn S1 truyền vào nhịp 1-2 và S2 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D2 rồi truyền vào nút 12

$$P_{12} = p_{s1} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s2} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 4436,59 \cdot \frac{8}{2} + 4436,59 \cdot \frac{8}{2} = 35492,72 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí B* :

Bên trái : Giống bên phải nút 9

$$P_B^{tr} = P_9^{ph} = 12960 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S7 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S8 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D1 rồi truyền vào bên phải vị trí B. (Giống bên trái nút 10)

$$P_B^{ph} = P_{10}^{tr} = 43304,56 \text{ (N)}.$$

* *Vị trí E'* :

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S3 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S4 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D5 rồi truyền vào bên trái vị trí E'

$$P_{E'}^{tr} = p_{s3} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s4} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 4436,59 \cdot \frac{8}{2} + 4436,59 \cdot \frac{8}{2} = 35492,72 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Giống nút 12

$$P_{E'}^{ph} = P_{12}^{tr} = 35492,72 \text{ (N)}.$$

❖ *Tầng mái* :

Cách xác định hoạt tải tập trung truyền vào khung ở tầng mái giống như tầng 2-10 chỉ thay hoạt tải sàn bằng hoạt tải mái

* *Nút 45* : : hoạt tải do ô sàn S10 (bản loại dầm) truyền lên dầm D7M rồi truyền vào nút 45

$$\rightarrow p = p_s \cdot l_1/2 = 780 \cdot 2,7/2 = 1053 \text{ (N/m)}.$$

⇒ Lực tập trung truyền lên nút 45 :

$$P_{45} = p \cdot \frac{l}{2} = 1053 \cdot \frac{8}{2} = 4212 \text{ (N)}.$$

* *Nút 46* :

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S7 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S8 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D3M rồi truyền vào bên trái nút 46

$$P_{46}^{tr} = p_{s7} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s8} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 1759,25 \cdot \frac{8}{2} + 1759,25 \cdot \frac{8}{2} = 14074 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S5 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S6 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D3M rồi truyền vào bên phải nút 46

$$P_{46}^{ph} = p_{s5} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s6} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 1170 \cdot \frac{8}{2} + 1170 \cdot \frac{8}{2} = 9360 \text{ (N)}.$$

* *Nút 47* :

Bên trái : Giống với bên phải nút 46

$$P_{47}^{tr} = P_{46}^{ph} = 9360 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S3 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S4 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D4M rồi truyền vào bên phải nút 47

$$P_{47}^{ph} = p_{s3} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s4} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 1441,89 \cdot \frac{8}{2} + 1441,89 \cdot \frac{8}{2} = 11535,12 \text{ (N)}.$$

* *Nút 48* : hoạt tải do ô sàn S1 truyền vào nhịp 1-2 và S2 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D2M rồi truyền vào nút 48

$$P_{48} = p_{s1} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s2} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 1441,89 \cdot \frac{8}{2} + 1441,89 \cdot \frac{8}{2} = 11535,12 \text{ (N)}.$$

* Vị trí B :

Bên trái : Giống bên phải nút 45

$$P_B^{tr} = P_{45}^{ph} = 4212 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Gồm tải do ô sàn S7 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S8 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D1M rồi truyền vào bên phải vị trí B. (Giống bên trái nút 46)

$$P_B^{ph} = P_{46}^{tr} = 14074 \text{ (N)}.$$

* Vị trí E' :

Bên trái : Gồm tải do ô sàn S3 truyền vào nhịp 1-2 và ô sàn S4 truyền vào nhịp 2-3 của dầm D5M rồi truyền vào bên trái vị trí E'

$$P_{E'}^{tr} = p_{s3} \cdot \frac{l_{1-2}}{2} + p_{s4} \cdot \frac{l_{2-3}}{2} = 1441,89 \cdot \frac{8}{2} + 1441,89 \cdot \frac{8}{2} = 11535,12 \text{ (N)}.$$

Bên phải : Giống nút 48 $P_{E'}^{ph} = P_{48}^p = 11535,12 \text{ (N)}.$

3. Hoạt tải gió

Tải trọng gió tác dụng lên công trình gồm 2 thành phần: Thành phần tĩnh và thành phần động. Công trình có tổng chiều cao $H = 38,4\text{m} < 40\text{m}$ do đó theo TCXDVN-356 không cần xét đến thành phần động của gió. Tải trọng gió tác dụng lên công trình ta xem như không đổi trong suốt chiều dài đoạn cột một tầng. Tải trọng gió tác dụng lên khung gồm :

+ Gió thổi lên tường dọc thành lực phân bố tác dụng lên cột khung .

+ Gió thổi lên mái được chuyển thành lực tập trung nằm ngang đặt ở cao trình đỉnh cột tầng.

Tải trọng gió tiêu chuẩn

$$\text{Gió đẩy: } w_d = n \cdot W_0 \cdot k_i \cdot c_1 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$\text{Gió hút: } w_h = n \cdot W_0 \cdot k_i \cdot c_2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

n: là hệ số độ tin cậy của tải trọng, $n = 1,2$

W_0 : giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng (*phụ lục E – TCVN 2337 1995*).

Công trình được xây dựng ở Phường Dịch Vọng - quận Cầu Giấy – TP Hà Nội ta có:

$W_0 = 950(N/m^2)$ (*Nội thành Hà Nội thuộc vùng II áp lực gió, dạng địa hình B*)

k: hệ số kể đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao. (*Tra Bảng 5-Bảng hệ số k kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình – TCVN 2337 1995*)

c_1, c_2 : hệ số khí động. Lấy $c_1 = 0,8$: đối với gió đẩy. $c_2 = -0,6$: đối với gió hút

Áp lực gió tác dụng lên tường dọc truyền vào khung

$q_{d,h} = w_{d,h}.B$ với B: là bước cột ($B=8,0m$).

Bảng 4.9 Bảng kết quả tính tải trọng gió phân bố đều trên khung:

Tầng i	Cao độ $z_i(m)$	n	W_0 (N/m^2)	hệ số k_i	c_1	c_2	B (m)	q_d (N/m)	q_h (N/m)
Hầm	1,20	1,2	950	0,68	0,80	-0,60	8	4961,28	-3720,96
1	6,00	1,2	950	0,91	0,80	-0,60	8	6639,36	-4979,52
2	9,60	1,2	950	0,99	0,80	-0,60	8	7223,04	-5417,28
3	13,20	1,2	950	1,05	0,80	-0,60	8	7660,80	-5745,60
4	16,80	1,2	950	1,10	0,80	-0,60	8	8025,60	-6019,20
5	20,40	1,2	950	1,14	0,80	-0,60	8	8317,44	-6238,08
6	24,00	1,2	950	1,17	0,80	-0,60	8	8536,32	-6402,24
7	27,60	1,2	950	1,20	0,80	-0,60	8	8755,20	-6566,40
8	31,20	1,2	950	1,23	0,80	-0,60	8	8974,08	-6730,56
9	34,80	1,2	950	1,25	0,80	-0,60	8	9120,00	-6840,00
10	38,40	1,2	950	1,27	0,80	-0,60	8	9265,92	-6949,44
mái	39,60	1,20	950	1,28	0,80	-0,60	8	9338,88	-7004,16

Thành phần gió thổi trên thành sênô được quy về thành lực tập trung đặt tại đầu cột:

+ Phía đón gió: $S_d = n.W_0.k_i.c_1.B.h$

$$= 1,2.950.1,28.0,8.8.1,2 = 11206,66 \text{ (N)}$$

+ Phía hút gió: $S_h = n.W_0.k_i.c_2.B.h$

$$= 1,2.950.1,28.(-0,6).8.1,2 = - 8404,99 \text{ (N)}$$

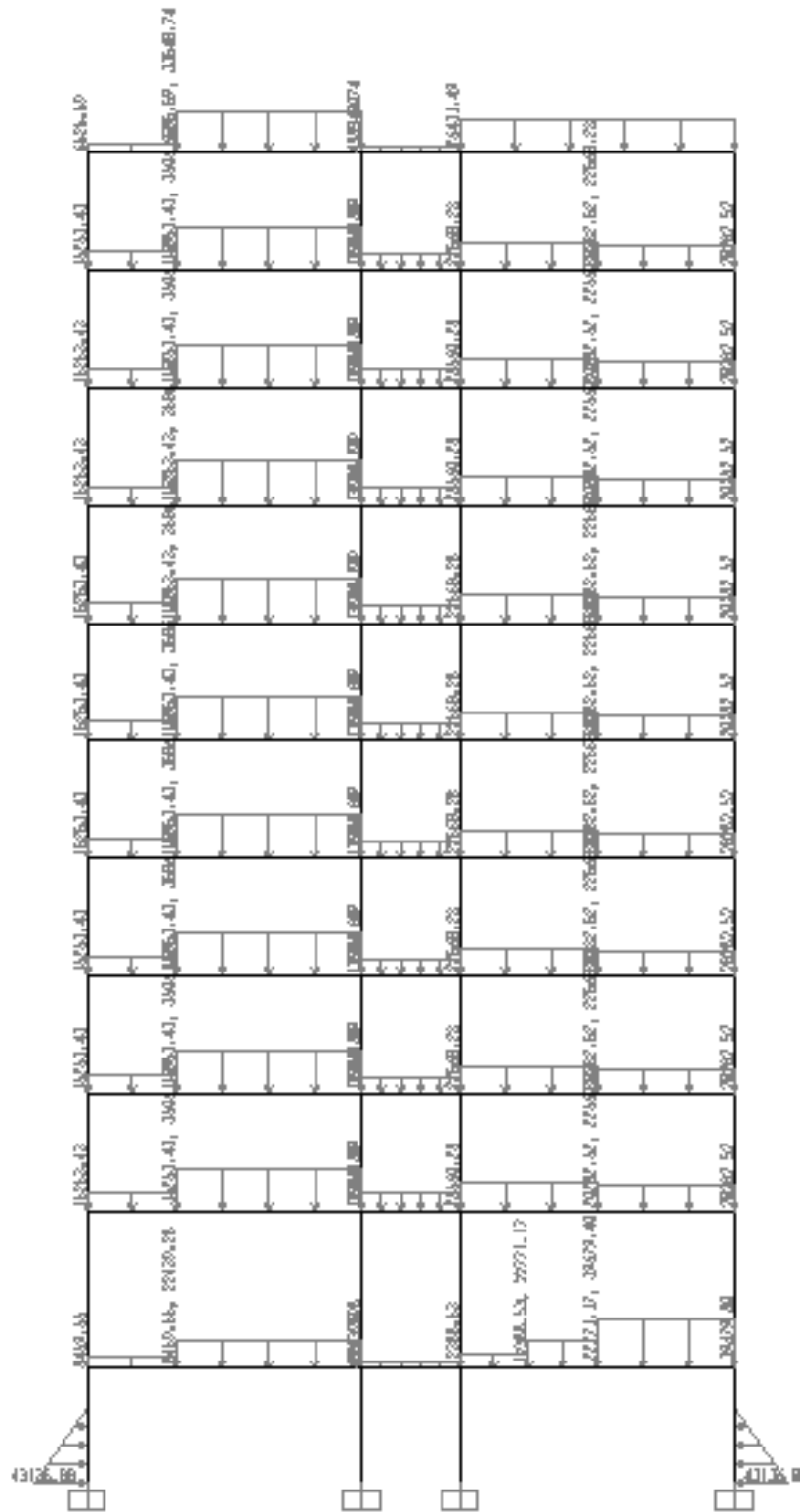
4. Sơ đồ chất tải

Với Tĩnh tải : chất hết lên khung.

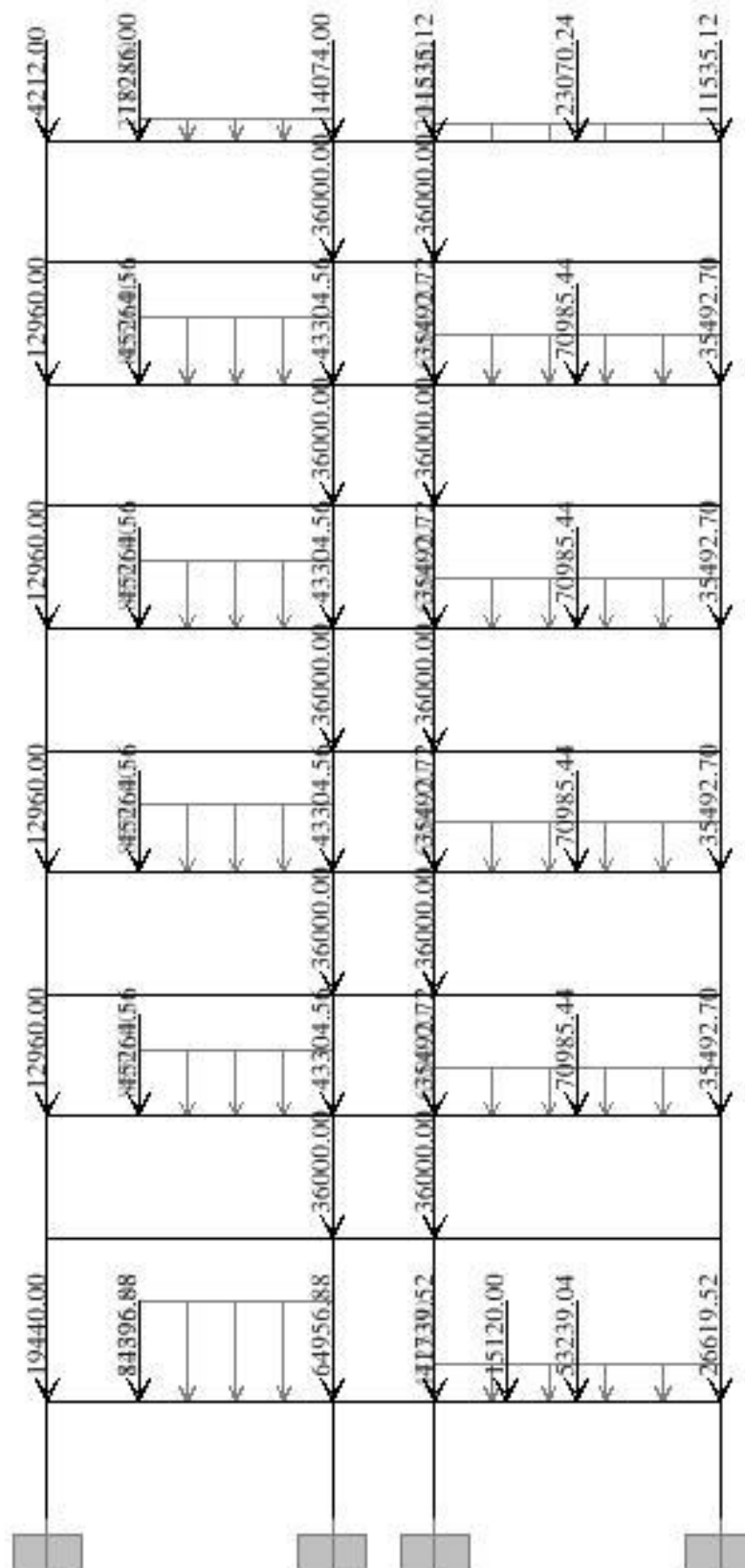
Với Hoạt tải : chia thành 2 trường hợp HT1, HT2 đặt cách tầng cách nhịp.

Với Tải trọng gió : có 2 trường hợp GT, GP

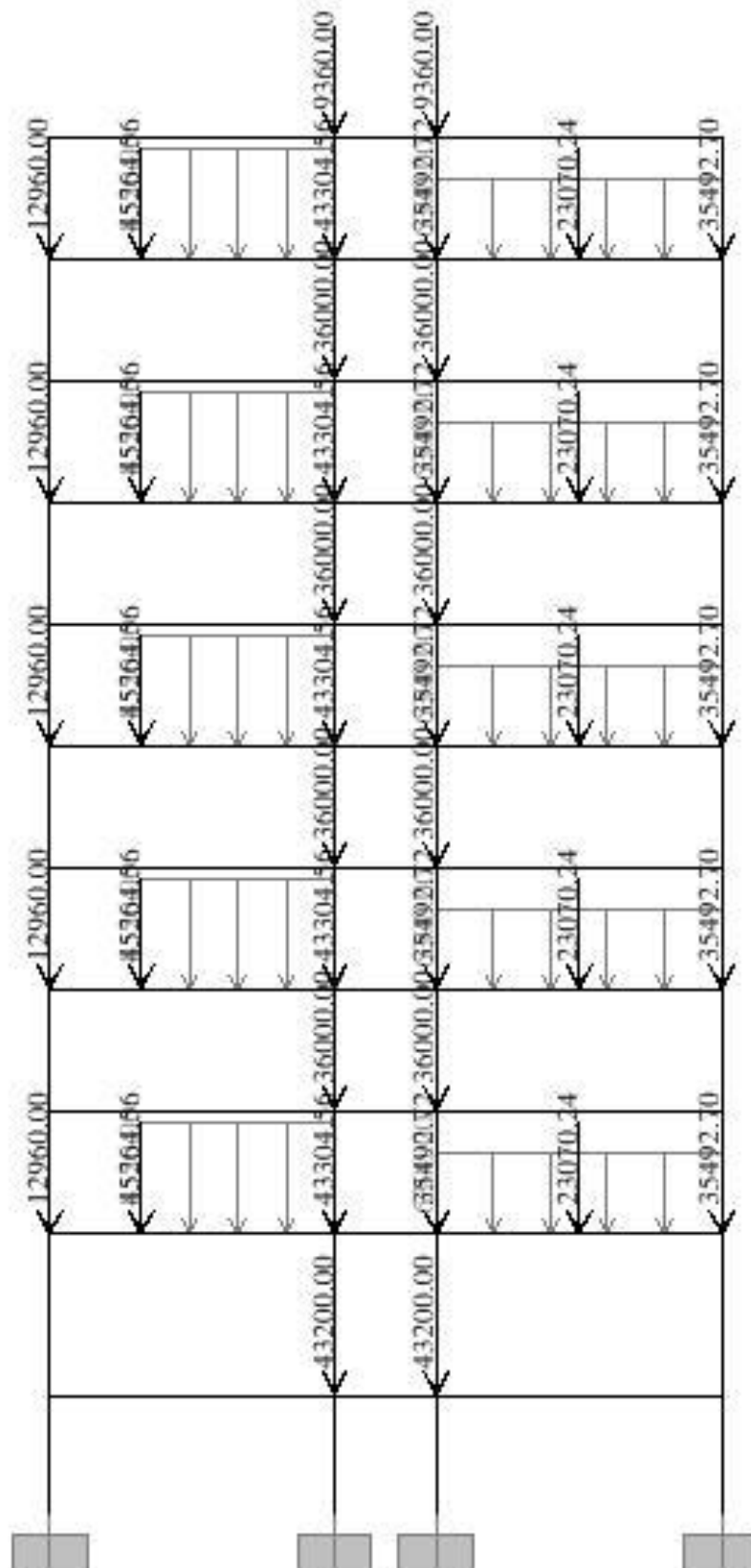
Sơ đồ chất tải được thể hiện như trên các hình 4.13 → 4.17



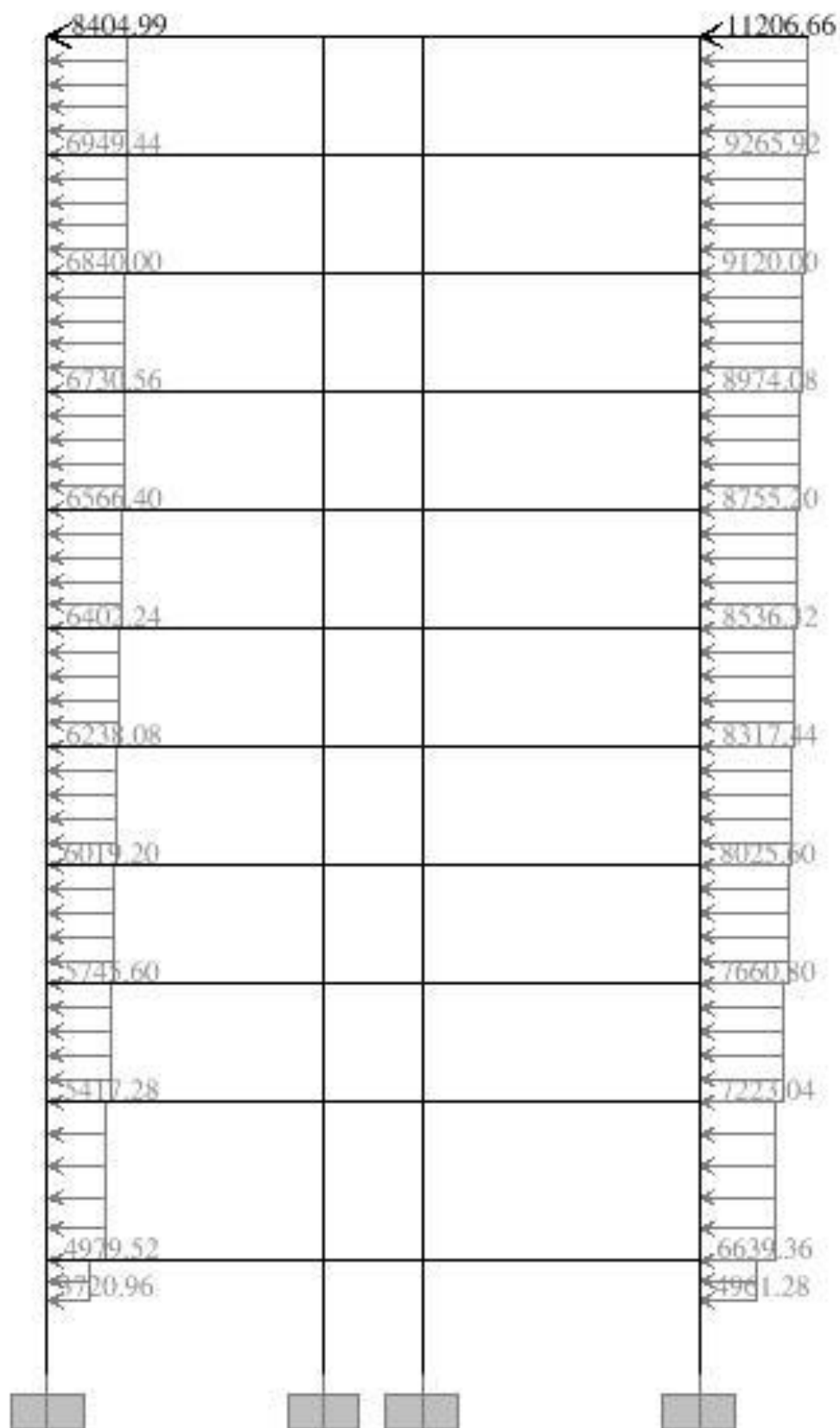
Hình 4.13 Sơ đồ chất tải (Tĩnh tải)



Hình 4.14 Sơ đồ chất tải (Hoạt tải 1)



Hình 4.15 Sơ đồ chất tải (Hoạt tải 2)

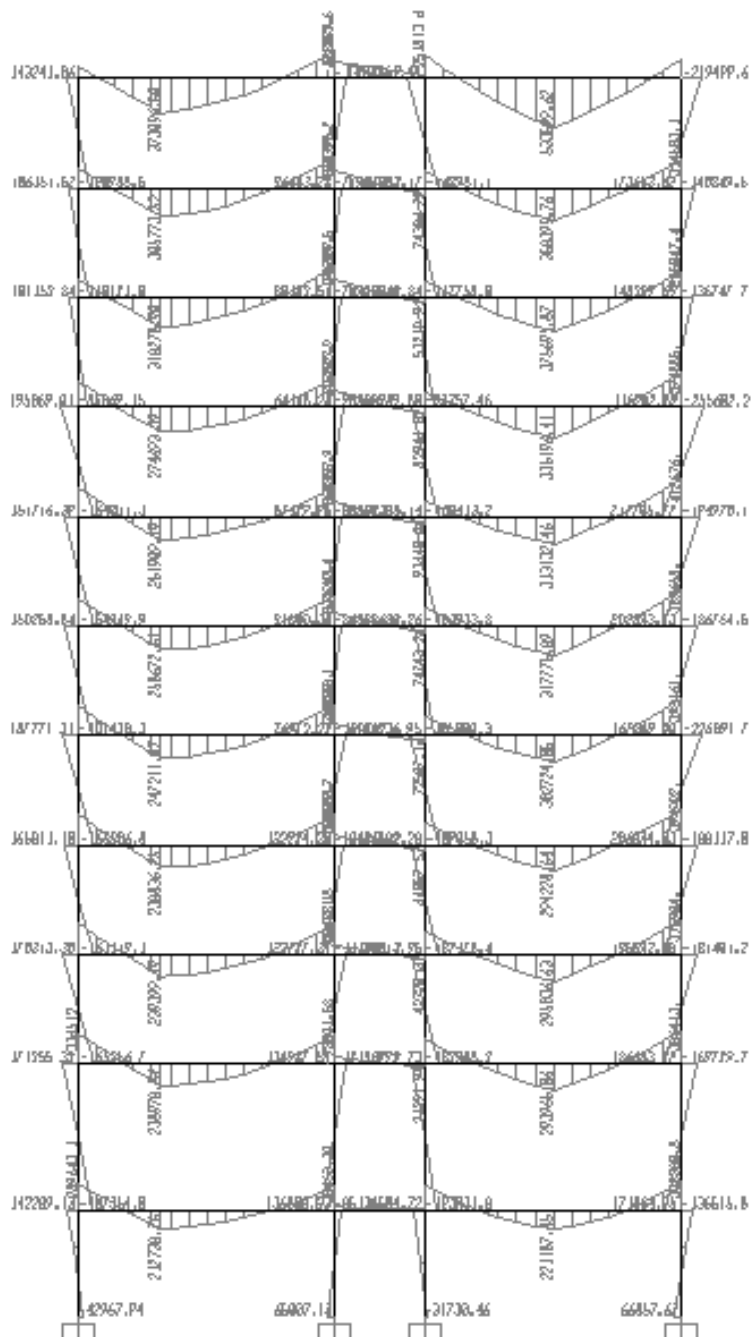


Hình 4.17 Sơ đồ chất tải (Gió thổi)

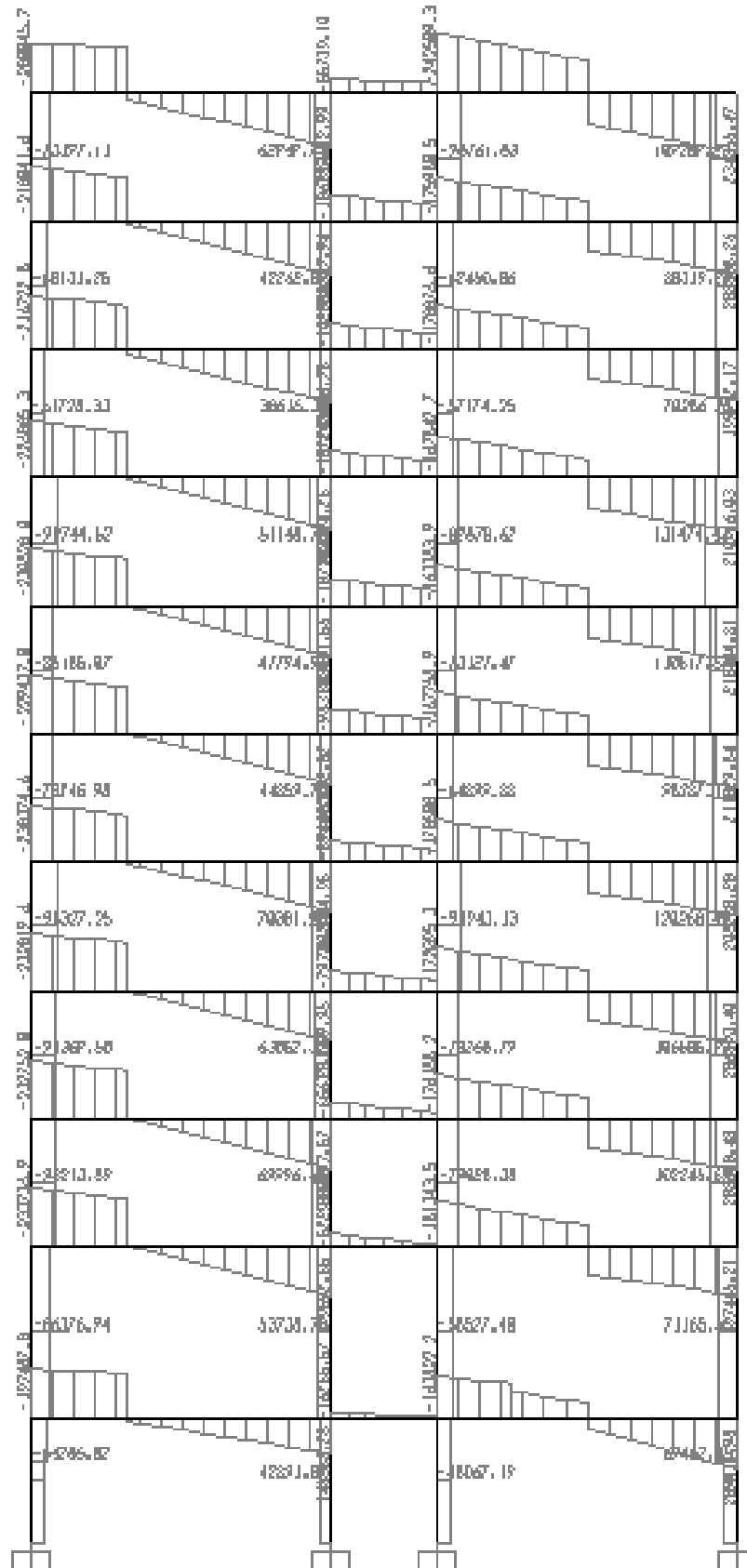
XÁC ĐỊNH NỘI LỰC :

Sau khi xác định được các trường hợp tải trọng ta dùng phần mềm Sap2000 để tìm nội lực trong khung. Kết quả được thể hiện trên các biểu đồ sau:

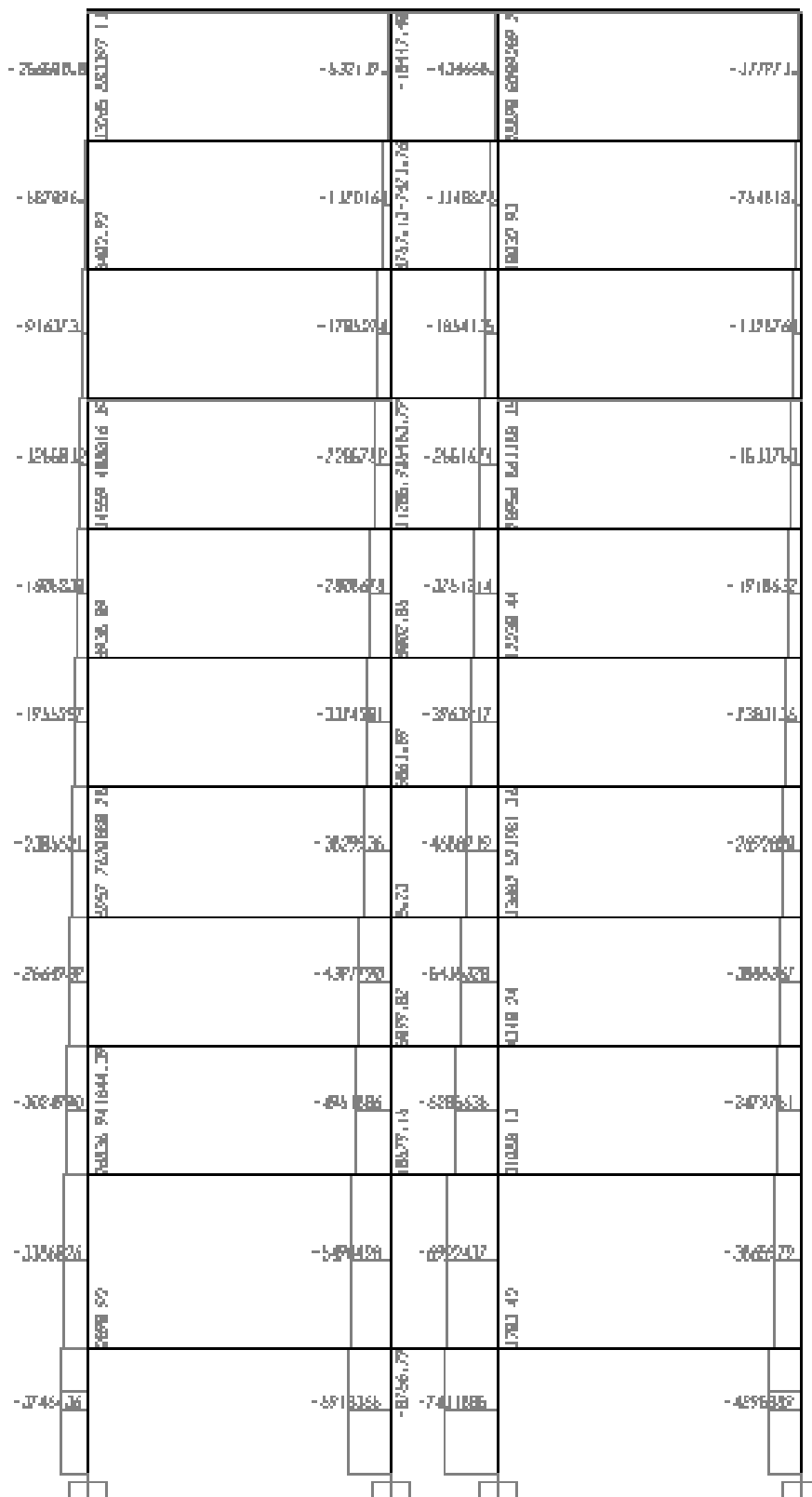
a. Tĩnh tải



Hình 4.18 Biểu đồ Mômen TT (đơn vị N.m)

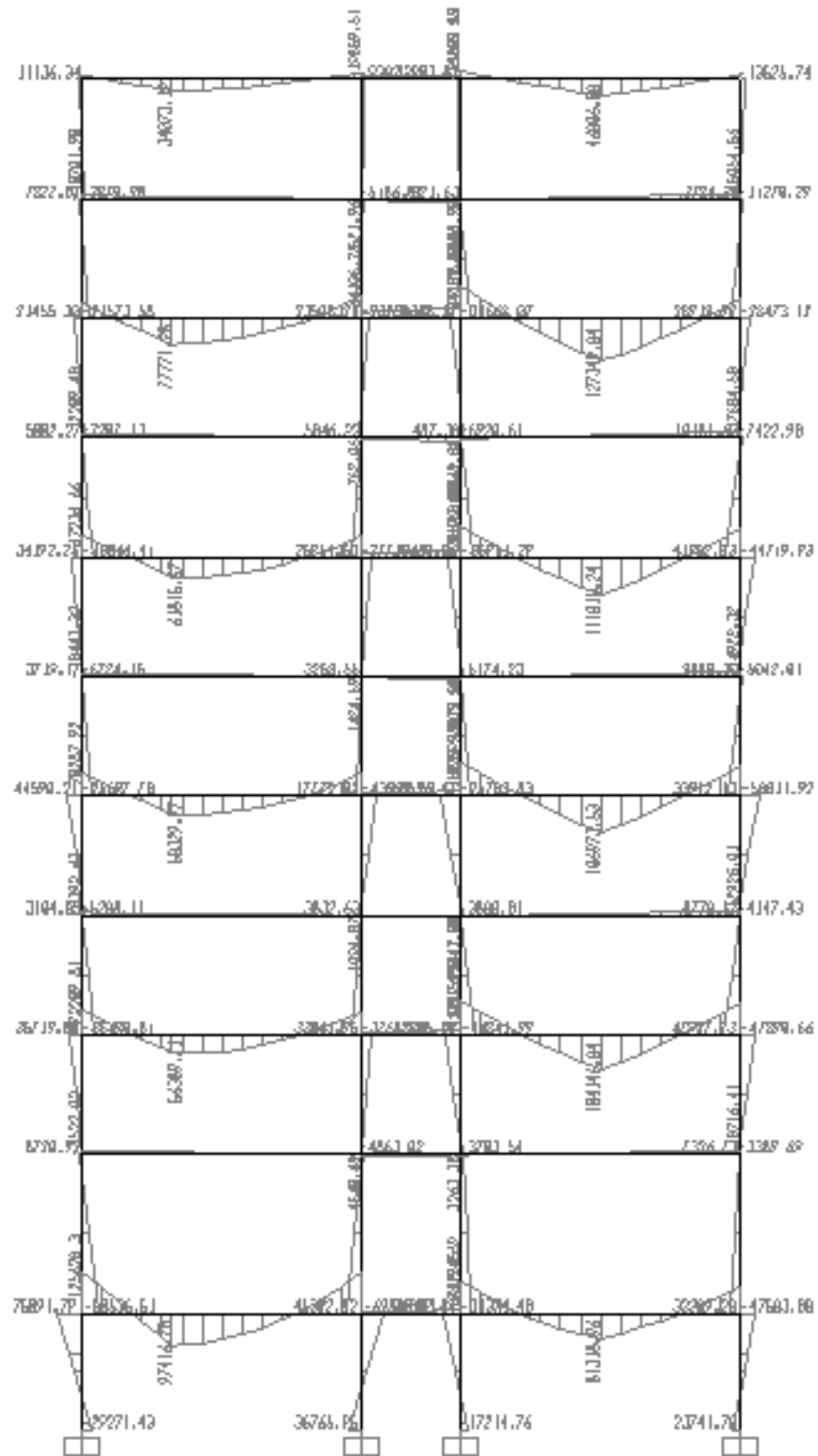


Hình 4.19 Biểu đồ lực cắt TT (đơn vị N)

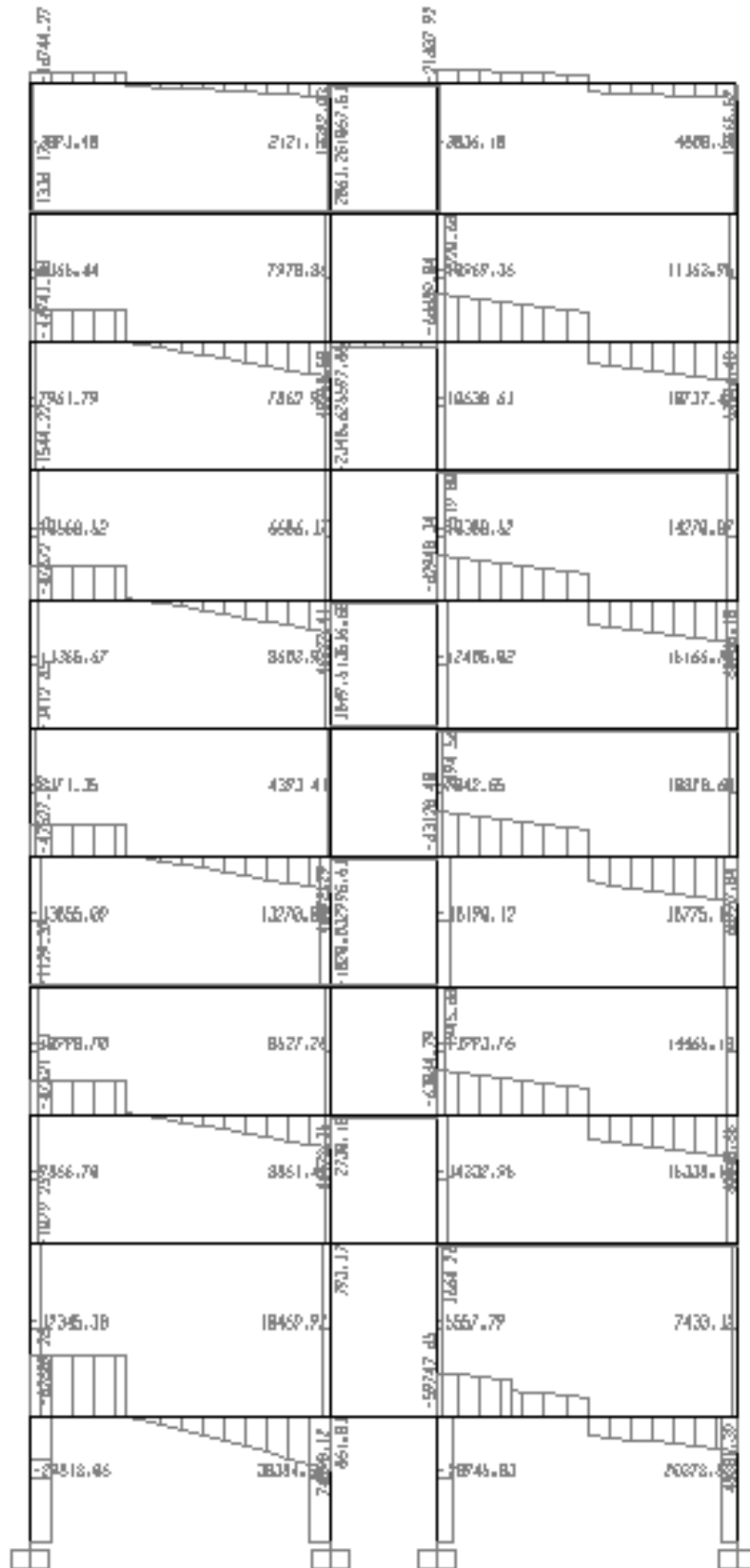


Hình 4.20 Biểu đồ lực dọc TT (đơn vị N)

b.Hoạt tải 1



Hình 4.21 Biểu đồ Mômen HT1 (đơn vị N.m)

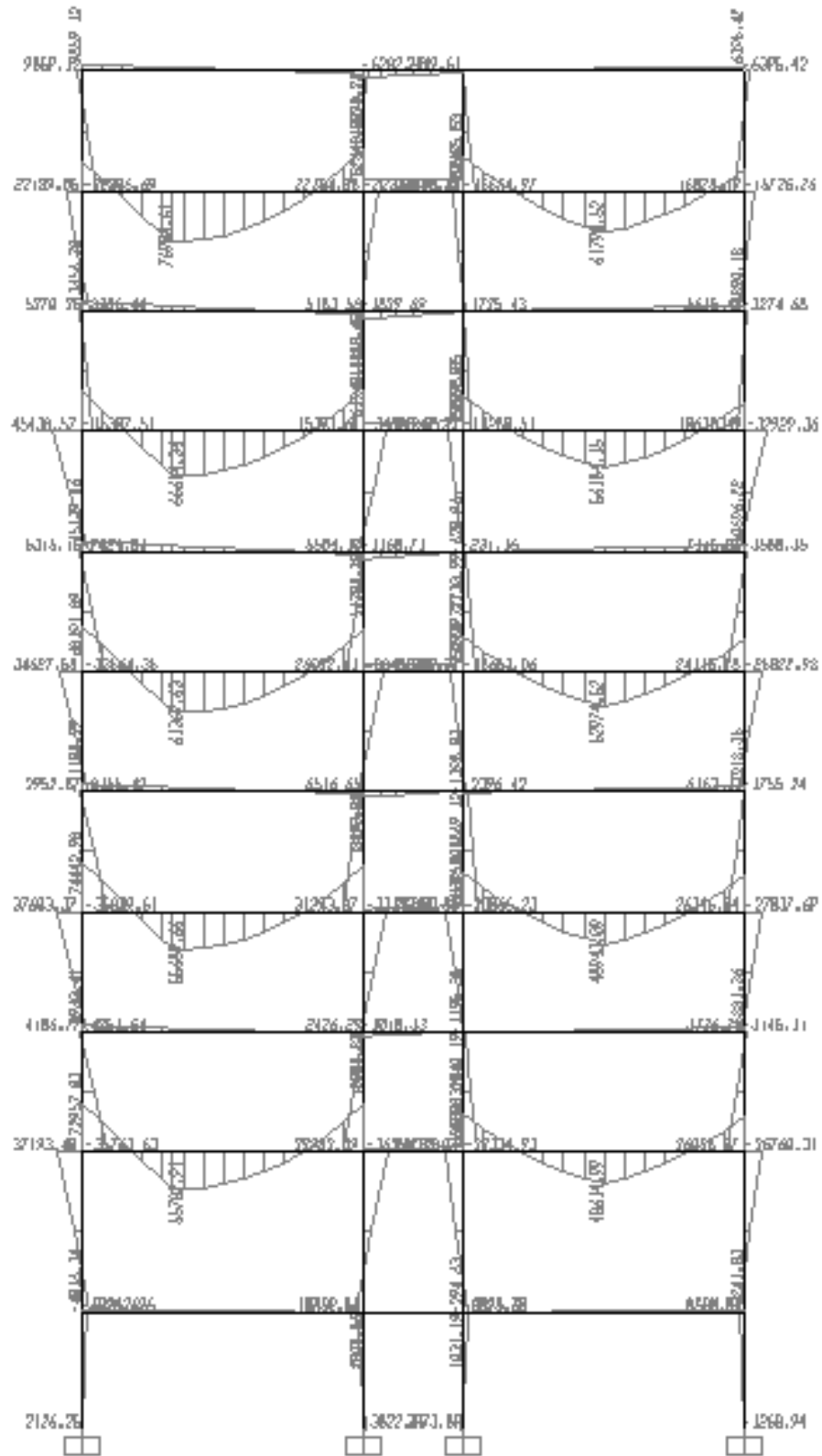


Hình 4.22 Biểu đồ lực cắt HT1 (đơn vị N)

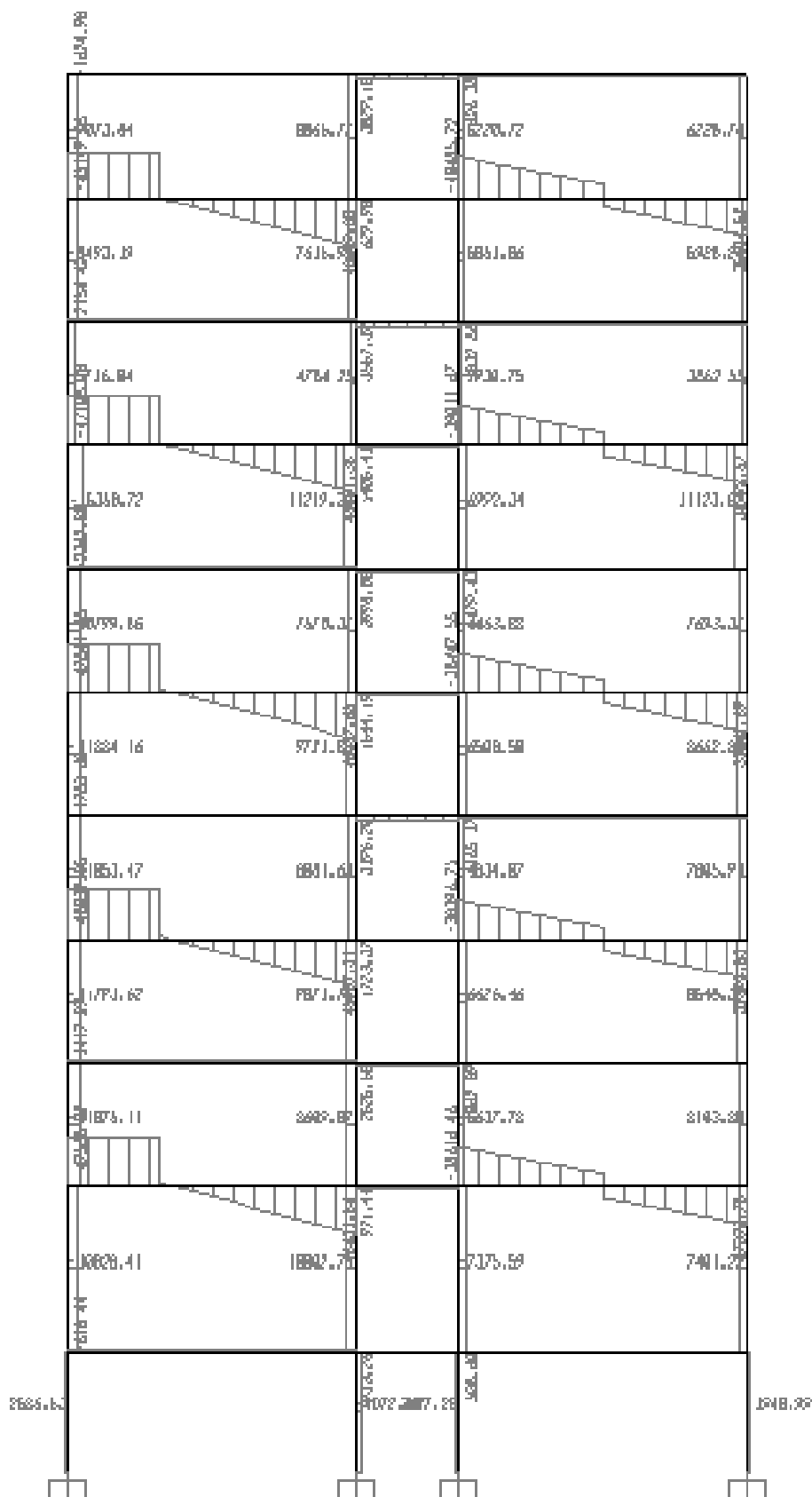
-28956.27	-3893.40	-30388.50	-31219.68	-4008.34	-30288.61
-28227.45	-4372.84	-67113.88	-65823.53	-6133.61	-32421.30
-79993.5		-154878.8	-173768.0		-125138.4
-81637.70	-3288.74	-198881.53	-204819.48	-1531.45	-127658.2
-142169.8	1184.31	-275093.4	-286789.4	1048.13	-224189.8
-141582.7		-313436.2	-118745		-276387.6
-284078.8	2054.38	-488216	-418363	1389.95	-322572
-285577.4	1132.81	-436186	-473027		-324583
-761689.6		-821187	-674185	8935.84	-480811
-266759.8	-2478.28	-557032	-689914		-4225.6
-368886	-17472.78	-818272	-718163	-12845.41	-87488

Hình 4.23 Biểu đồ lực dọc HT1 (đơn vị N)

c. Hoạt tải 2



Hình 4.24 Biểu đồ Mômen HT2 (đơn vị N.m)

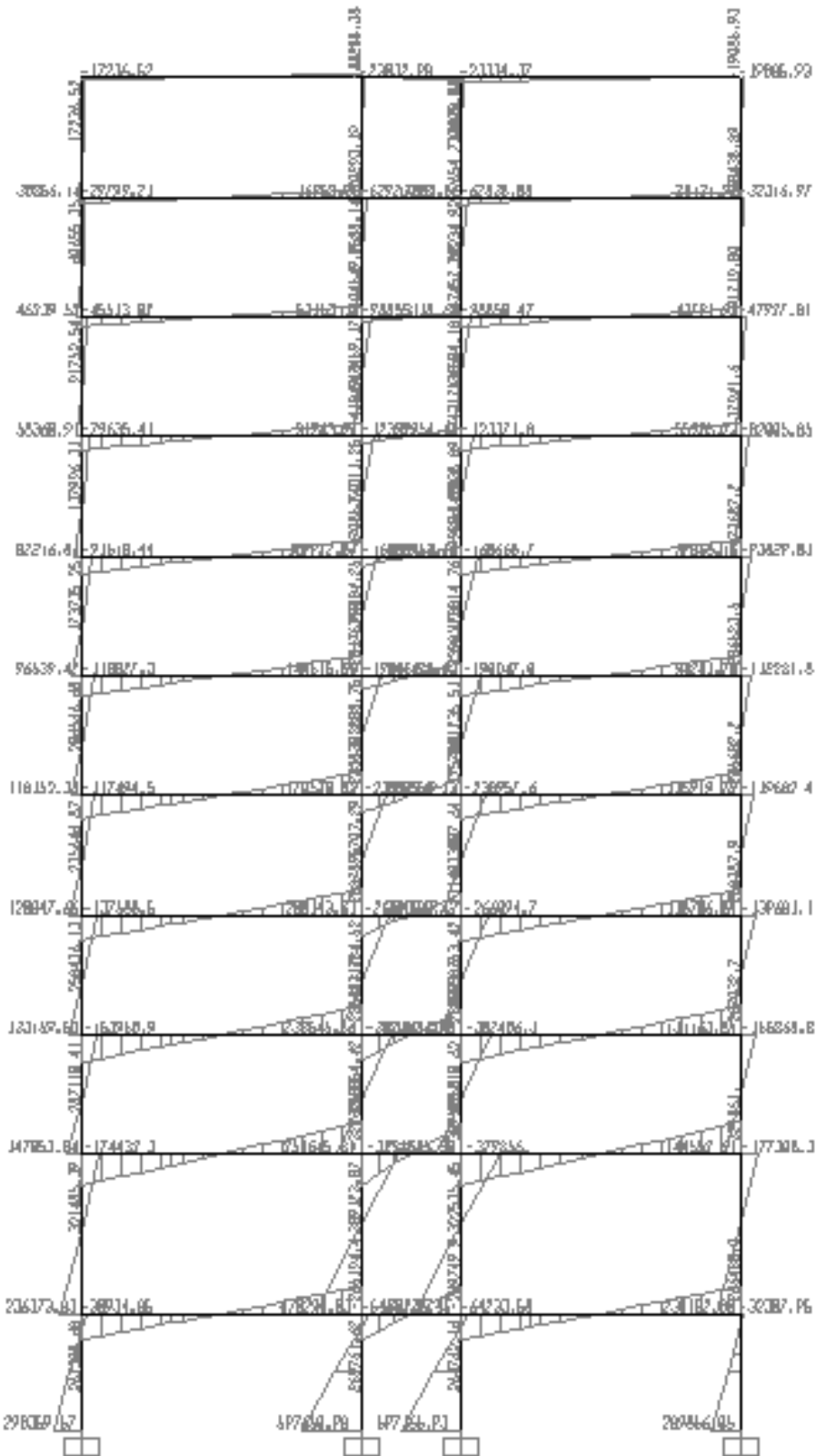


Hình 4.25 Biểu đồ lực cắt HT2 (đơn vị N)

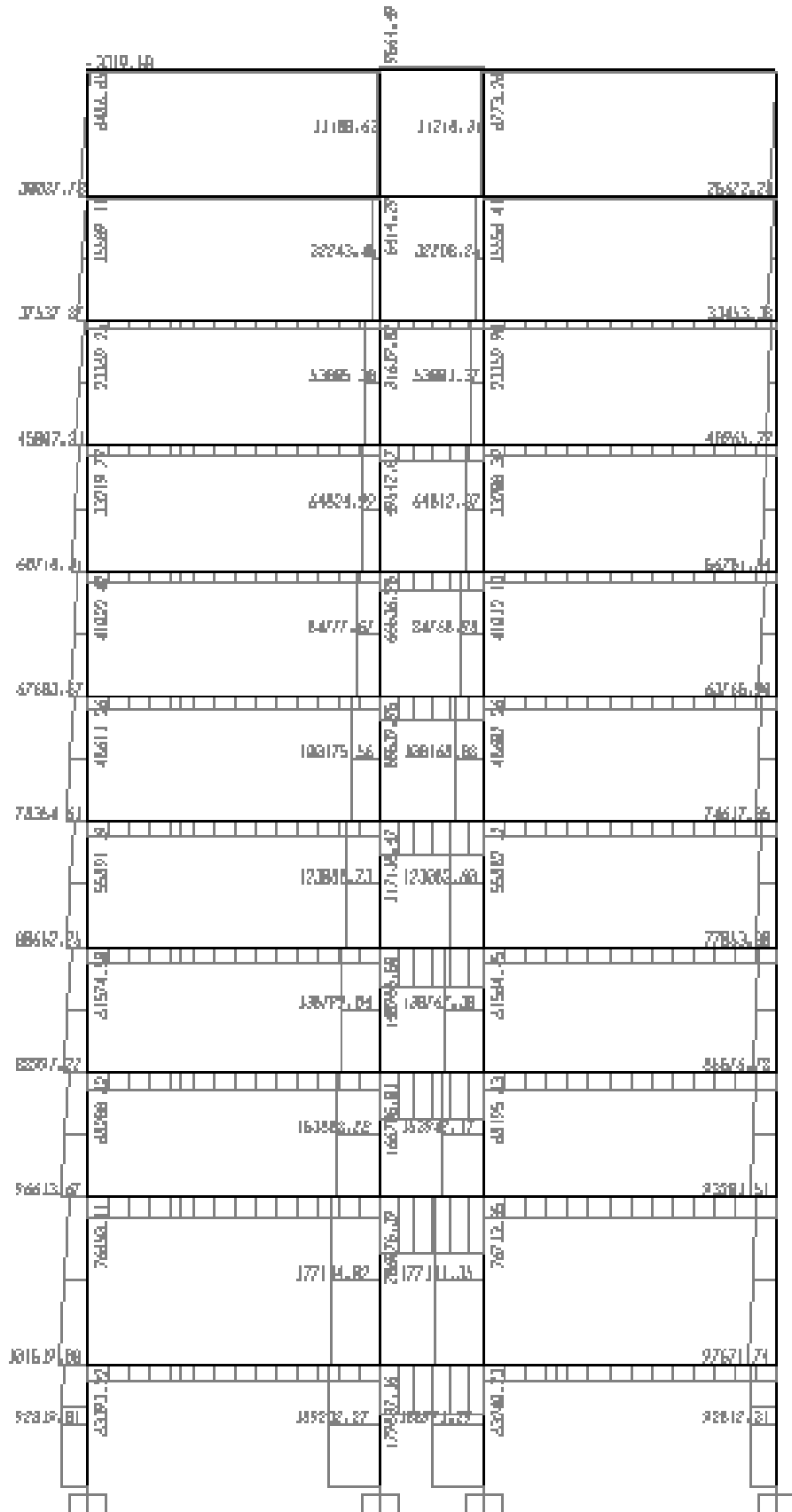
-1624.78	328.48 - 9073.84	-4785.87	130.86 - 3006.66	-11762.77	368.59 - 4526.78	-626.38
-36734.74	7777.15	-96230.25	-28371.18		7845.77	-71623.68
-61869.14		-126534.4	-641.85	-136894.2		-73656.46
-121957.2	4558.85 - 8434.45	-216309.8	901.84 - 3397.34	-242988.1	1128.18 - 2261.11	-146127.2
-124420.4		-244844.1		-241129.1		-146887.2
-185137.8	8.38 - 1084.38	-317564		-316389	864.89 - 958.42	-218643.5
-186983.6		-363406.	1097.75 - 887.34	-341488.		-228047.2
-247497.2	718.58 - 248.13	-461406.		-438362.	444.59 - 249.40	-271870.2
-249210.1	1843.78	-484822.	3403.98 - 644.18	-467216.	787.58	-274966.9
-308840.2	2744.94	-522267.		-522897.	2347.21	-367423.
-310461.6		-612006.	-1460.67	-646621.		-368431.

Hình 4.26 Biểu đồ lực dọc HT2 (đơn vị N)

d. Gió trái



Hình 4.27 Biểu đồ Mômen GT (đơn vị N.m)

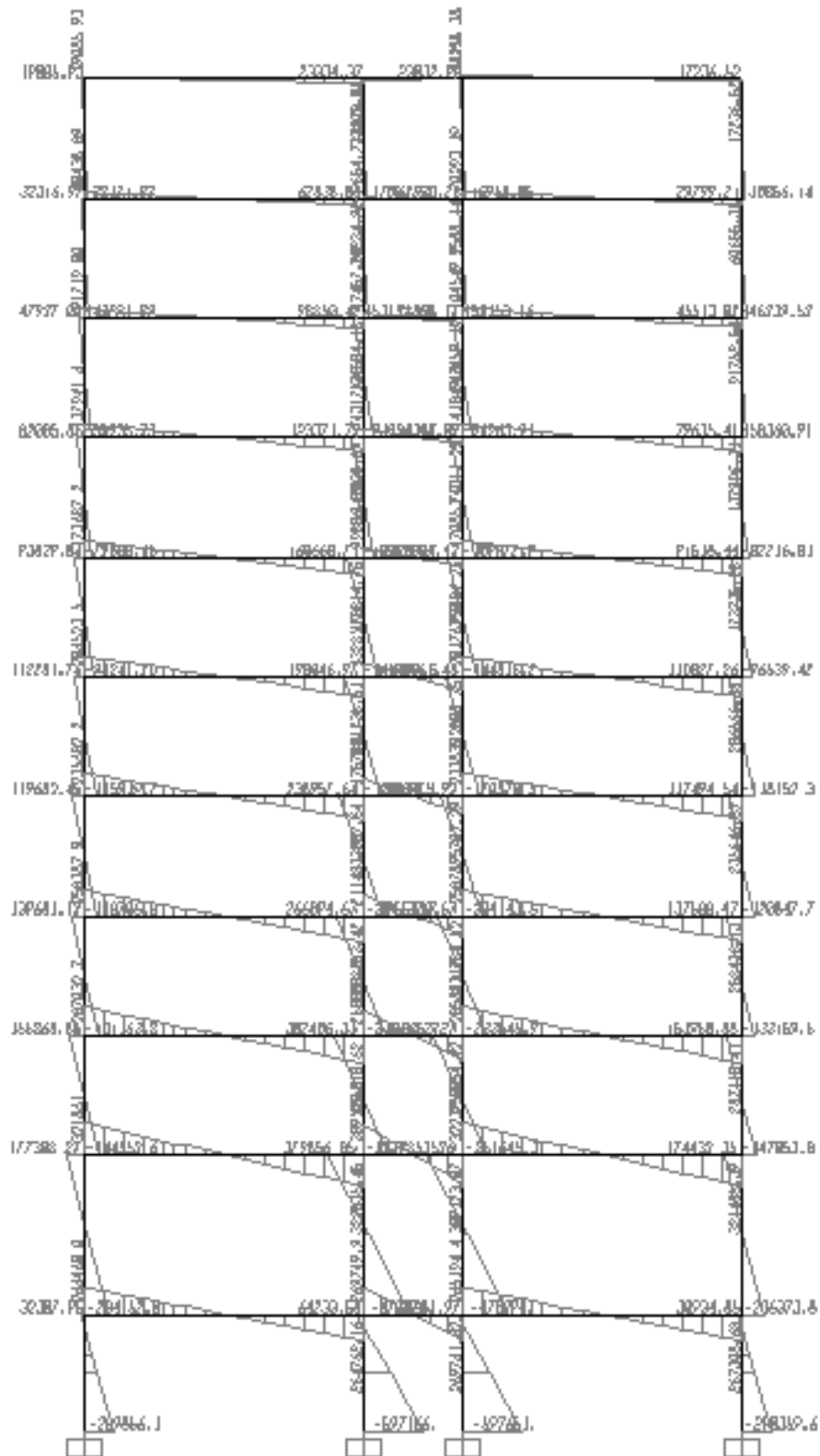


Hình 4.28 Biểu đồ lược cắt GT (đơn vị N)

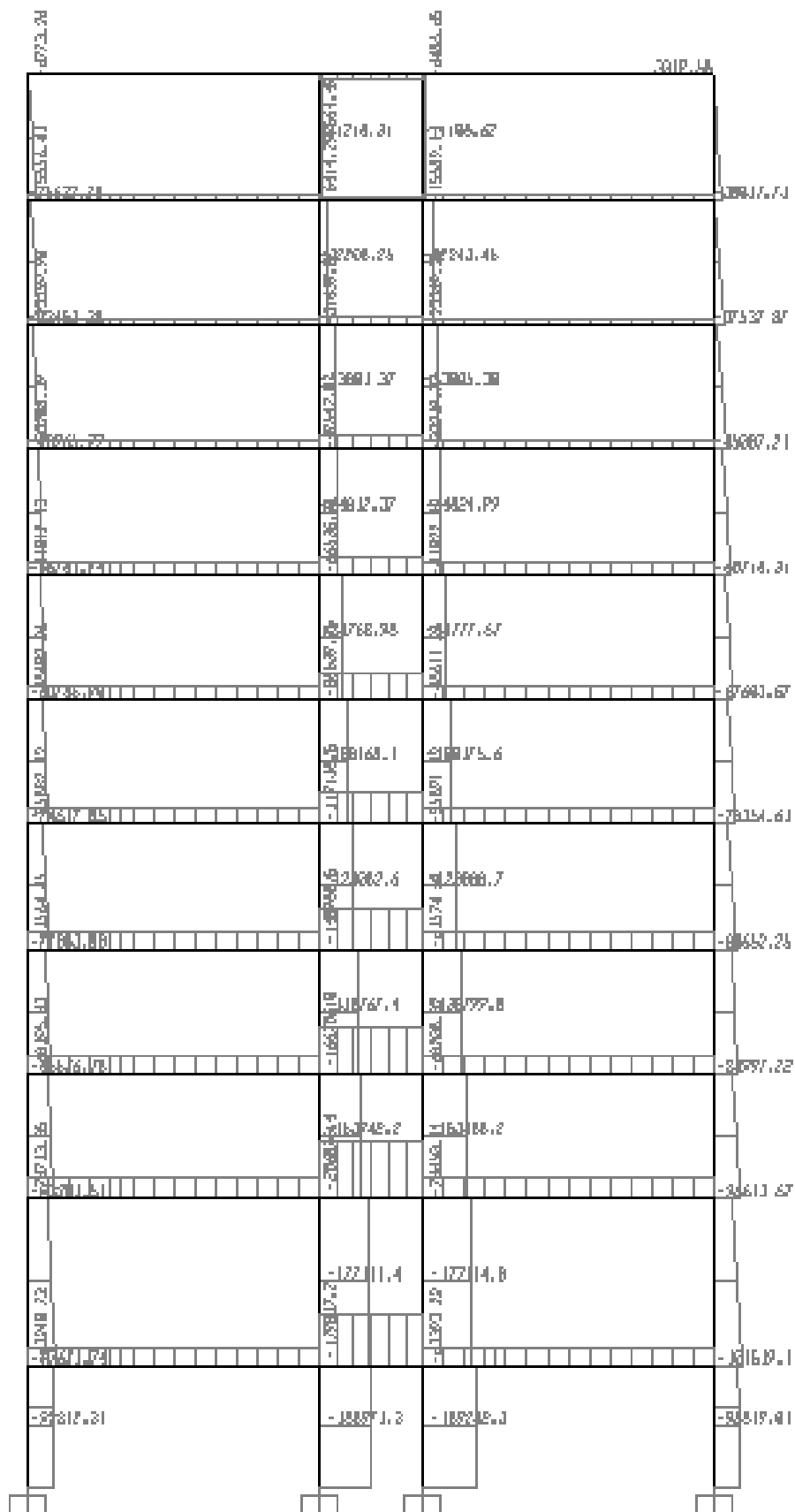
16.01.01	- 26.46	- 16061.19	- 2117.62	16.01.01	16.01.01	- 6773.26
16.01.02	- 273.76	- 24226.98	- 4177.82	16.01.02	16.01.02	- 27229.46
16.01.03	- 245.81	- 16256.19	- 4076.45	16.01.03	16.01.03	- 4568.54
16.01.04	- 264.74	- 631.89	- 5767.93	16.01.04	16.01.04	- 79897.86
16.01.05	- 227.28		2022.72	16.01.05	16.01.05	- 1189.81
16.01.06	- 278.46		286456.13	16.01.06	16.01.06	- 164512.4
16.01.07	- 2189.66		6625432.6	16.01.07	16.01.07	- 224394.5
16.01.08	- 2744.14		28796276.7	16.01.08	16.01.08	- 286768.2
16.01.09	- 2372.98		2992788.1	16.01.09	16.01.09	- 264.66
16.01.10	- 28673.81		433290890	16.01.10	16.01.10	- 40268
16.01.11	- 24186.21		45282185	16.01.11	16.01.11	- 45188.9

Hình 4.29 Biểu đồ lược dọc GT (đơn vị N)

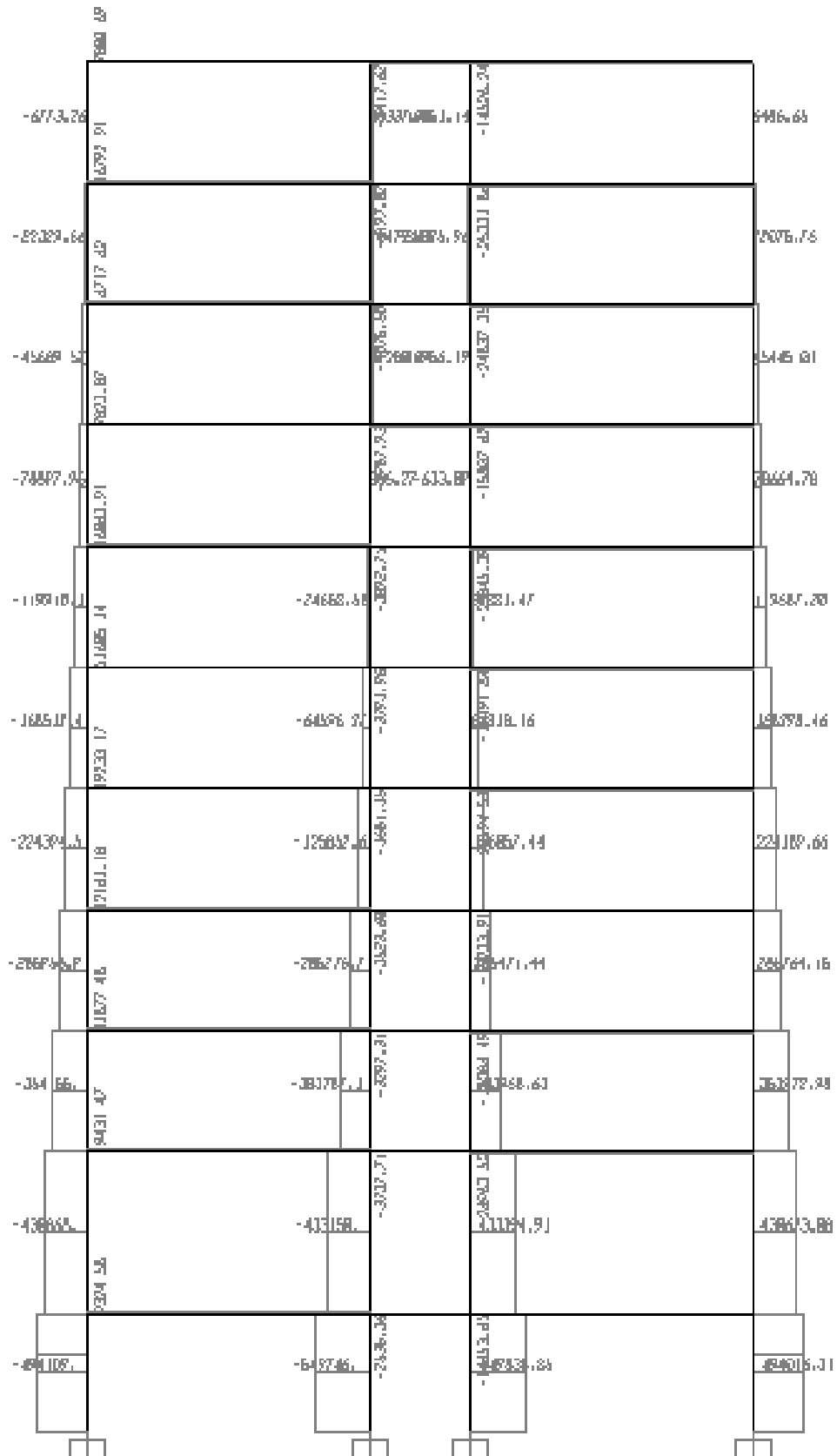
e. Gió phải



Hình 4.30 Biểu đồ Mômen GP (đơn vị N.m)



Hình 4.31 Biểu đồ lực cắt GP (đơn vị N)



Hình 4.32 Biểu đồ lực dọc GP (đơn vị N)

V. TỔ HỢP NỘI LỰC :

Sau khi giải khung để tìm nội lực, ta tiến hành truy xuất kết quả nội lực từ Sap2000 và lập bảng tính Excel để tổ hợp nội lực theo TCVN 2737-1995.

- Đối với dầm: Tổ hợp tại 3 tiết diện : ở hai đầu tiếp giáp với cột, tiết diện giữa nhịp
- Đối với cột: Tổ hợp tại 2 tiết diện : dưới chân và trên đỉnh cột.

Các trường hợp tải khai báo trong chương trình Sap2000:

Tĩnh tải	:	TT
Hoạt tải 1	:	HT1
Hoạt tải 2	:	HT2
Gió trái	:	GT
Gió phải	:	GP

Các trường hợp tổ hợp nội lực:

- *Tổ hợp cơ bản 1:* tổ hợp của tĩnh tải và 1 hoạt tải gây nguy hiểm nhất cho kết cấu (ở đây có 4 trường hợp tải tuy nhiên trường hợp HT1 và HT2 có thể xuất hiện đồng thời nên có thể có tổ hợp TT + HT1 + HT2)

$$\text{Max} = \text{TT} + \max(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{HT1}+\text{HT2}, \text{GT}, \text{GP}).$$

$$\text{Min} = \text{TT} + \min(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{HT1}+\text{HT2}, \text{GT}, \text{GP}).$$

- *Tổ hợp cơ bản 2:* tổ hợp của tĩnh tải và từ 2 loại tải trọng tạm thời trở lên. Tải trọng tạm thời nhân với hệ số 0,9. (riêng tải trọng gió không thể thổi từ 2 phía trong cùng 1 lúc nên trong tổ hợp chỉ lấy GT hoặc GP).

$$\text{Max} = \text{TT} + 0,9\Sigma(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{GT hoặc GP})^+$$

$$\text{Min} = \text{TT} + 0,9\Sigma(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{GT hoặc GP})^-$$

Kết quả tổ hợp mômen và lực cắt của cột và dầm khung xem Bảng 4.10 → 4.15

VI. TÍNH TOÁN CỐT THÉP :

1. Tính cốt thép dầm khung :

(Tính toán tương tự phần Dầm phụ - Xem chương 2).

1.1 Tính cốt thép dọc:

a. Tính cốt dọc chịu mô men âm:

Cánh nằm trong vùng kéo nên bỏ qua. Tính với tiết diện chữ nhật b.xh.

Chiều cao làm việc $h_o = h - a = 75 - 4 = 71\text{cm}$.

-Tính cốt thép dầm theo các bước :

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2}$$

Kiểm tra điều kiện :

+ $\alpha_m > 0,5$ Tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền của bê tông.

+ $\alpha_R < \alpha_m \leq 0,5$ Tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền của bê tông để tính cốt kép.

+ $\alpha_m < \alpha_R = 0,418$ đối với cốt thép AII và bê tông B25. Đảm bảo xảy ra phá hoại dẻo.

Nên ta chỉ tính cốt đơn

$\Rightarrow \zeta = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m} \right)$ hoặc từ α_m tra bảng phụ lục 9 sách KC BTCT của NXB khoa học và kỹ thuật 2006 ra ζ .

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{R_b \zeta \cdot h_o} \text{ (cm}^2\text{)} ; \quad \text{Kiểm tra } \mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_o} > \mu_{\min} = 0,05\%$$

b. Với tiết diện chịu mômen dương :

-Cánh nằm trong vùng nén, tham gia chịu lực với sườn.

- Chiều rộng cánh : $b'_f = b + 2s_f$

Bề dày của cánh $h'_f = 13\text{cm} > 0,1 \cdot h_d = 0,1 \cdot 75 = 7,5\text{ cm}$. Do đó độ vươn của sườn cánh S_c lấy bé hơn các giá trị sau:

$$+ 1/6 l_d = 1/6 \cdot 8,4 = 1,4\text{ m}$$

$$+ 1/2 \text{ khoảng cách thông thủy giữa 2 dầm dọc} = 1/2 \cdot (8 - 0,35) = 3,825\text{ m}$$

$$\text{Chọn } s_f = 1 \Rightarrow b'_f = b + 2s_f = 0,35 + 2 \cdot 1 = 2,35\text{ m.}$$

Để xác định trục trung hòa đi qua cánh hay đi qua sườn ta tính M_f :

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \Rightarrow h_o = 75 - 4 = 71 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b'_f h'_f (h_o - 0,5 h'_f) = 14,5 \cdot 10^6 \cdot 2,35 \cdot 0,13 \cdot (0,71 - 0,5 \cdot 0,13) \\ &= 2857188,75 \text{ N.m} \end{aligned}$$

Ta thấy mômen dương lớn nhất ở trong bảng tổ hợp là :

$$M_{\max} = 584150 \text{ N.m} < M_f = 2857188,75 \text{ N.m}$$

Vậy trục trung hoà qua cánh, tính toán như tiết diện chữ nhật $b'_f \times h$.

1.2 Tính cốt thép đai :

Dầm khung có tiết diện 350x750 mm.

a. Sơ bộ chọn cốt đai theo điều kiện cấu tạo

Đoạn gần gối tựa:

$$h \leq 450 \text{ thì } s_{ct} = \min(h/2, 150)$$

$$h > 450 \text{ thì } s_{ct} = \min(h/3, 300) = 250$$

Đoạn giữa nhịp:

$$h \leq 300 \text{ thì } s_{ct} = \min(h/2, 150)$$

$$h > 300 \text{ thì } s_{ct} = \min(3/4h, 500) = 500$$

Chọn được bước đai s .

b. Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm

Điều kiện: $Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o$

trong đó: $\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$: hàm lượng cốt đai

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$$

$$\varphi_{sw1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot R_b$$

A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I .

s - khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cầu kiện

φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

Nếu không thỏa mãn thì tăng cấp bền của bê tông (để tăng R_b)

Nếu thỏa mãn điều kiện trên thì kiểm tra tiếp các điều kiện khác.

c. Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai

Nếu $Q_{max} \leq Q_{bmin} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,6 \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$ thì không cần tính toán cốt đai mà đặt theo cấu tạo như trên.

Trong đó:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_o} = 0,75 \cdot \frac{3 \cdot h_f^2}{b \cdot h_o}$$

φ_n – hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc trục.

φ_f – hệ số xét đến ảnh hưởng của cánh tiết diện chữ T và chữ I khi cánh nằm trong vùng nén .

d. Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt:

$$\text{Điều kiện: } Q_{max} \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{c} + q_{sw} c$$

Như vậy cần kiểm tra điều kiện trên với hàng loạt tiết diện nghiêng c khác nhau không vượt quá khoảng cách từ gối tựa đến vị trí M_{\max} và không vượt quá $\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_o = \frac{2}{0,6} h_o$, tuy nhiên trong thiết kế người ta tính lại giá trị q_{sw} (lực cắt cốt đai phải chịu trên 1 đơn vị chiều dài) từ đó tính được khoảng cách cốt đai cần thiết và kiểm tra với khoảng cách s đã chọn xem có thỏa mãn hay không.

Tính các giá trị:

$$M_b = \min(\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2; 1,5.\varphi_{b2}R_{bt}.b.h_o^2)$$
$$= \min(2(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2; 3R_{bt}.b.h_o^2)$$

$$q_1 = g + \frac{v}{2}$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b.q_1}$$

Tính q_{sw} tùy trường hợp:

- Khi $Q_{\max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6}$ thì $q_{sw} = \max\left(\frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b}; \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2.h_o}\right)$

- Khi $\frac{Q_{b1}}{0,6} < Q_{\max} < \frac{M_b}{h_o} + Q_{b1}$ thì $q_{sw} = \max\left(\frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b}; \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2.h_o}\right)$

- Khi $Q_{\max} \geq \frac{M_b}{h_o} + Q_{b1}$ thì $q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{h_o}$

Sau khi tính được q_{sw} từ 1 trong 3 trường hợp trên, để tránh xảy ra phá hoại dòn,

nếu $q_{sw} < \frac{Q_{b\min}}{2.h_o} = \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n).R_{bt}.b}{2} = \frac{0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n).R_{bt}.b}{2}$ thì tính lại

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2.h_o} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2.h_o} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2.h_o}\right)^2}$$

$$\text{Xác định lại khoảng cách cốt đai: } s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}}$$

Kiểm tra s đã chọn với s_{tt} , nếu $s \leq s_{tt}$ thì thỏa mãn, nếu không cần chọn lại s và kiểm tra.

e. Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

$$\text{Điều kiện: } s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5.(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2}{Q_{\max}}$$

*Tính cốt đai cho 1 nhịp (chọn nhịp có lực cắt lớn nhất tính toán rồi bố trí cho các dầm khung):

$$\text{Ta có } Q_{\max} = 346 \text{ kN}, q_1 = 60 \text{ kN/m.}$$

+ Khả năng chịu ứng suất nén chính của bản bụng dầm

$$Q_{\max} \leq 0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o \quad (*)$$

Giả thiết hàm lượng cốt đai $\phi 8$ a200, hai nhánh

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2.0,503}{35.2} = 0,015$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{30.10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0,015 = 1,53$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$$

$$0,3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \cdot 1,53 \cdot 0,855 \cdot 10^6 \cdot 14,5 \cdot 0,35 \cdot 0,71$$

$$1411900 = 1412 \text{ kN} > Q_{\max} = 346 \text{ kN.}$$

Vậy điều kiện (*) được thỏa mãn.

+ Tính M_b :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_o^2$$

$$\varphi_f = 0 \text{ vì tiết diện chữ nhật.}$$

$$\varphi_n = 0 \text{ vì không có lực nén hoặc kéo}$$

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

$$M_b = 2.1.1,05.10^3 .0,35.0,71^2 = 370 \text{ kN.m}$$

+ Tính Q_{b1} :

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{370.60} = 298 \text{ N}$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{298}{0,6} = 496 \text{ kN} > Q_{\max} = 346 \text{ kN}$$

Tính cốt đai mới chỉ chịu tải trọng phân bố dọc dầm:

$$\text{Khi đó } q_{sw} = \max\left(\frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b}, \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2.h_0}\right)$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4.M_b} = \frac{346^2 - 298^2}{4.370} = 19,5 \text{ kN/m.}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2.h_0} = \frac{346 - 298}{2.0,71} = 39 \text{ kN/m}$$

$$\text{Đồng thời } q_{sw} \geq \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b}{2} = \frac{0,6.1,05.350}{2} = 110 \text{ N/mm}$$

vậy $q_{sw} = 110 \text{ kN/m}$.

Từ q_{sw} cần xác định cấu tạo của cốt đai sau đó xác định khoảng cách s:

$$s = \frac{R_{sw}.A_{sw}}{q_s} = \frac{175.2.0,503.10^2}{110} = 159 \text{ mm}$$

Điều kiện tính toán $Q = Q_A = 346 \text{ kN}$.

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q_A} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 1,05 \cdot 350 \cdot 710^2}{343 \cdot 10^3} = 810 \text{ mm.}$$

Tính cốt đai chịu cả lực tập trung trên dầm (tính toán theo PP thực hành):

$$\text{Tính } C^*: C^* = \frac{2.M_b}{Q_A} = \frac{2.370}{346} = 2,15 \text{ m.}$$

Với Q_A là lực cắt lớn nhất trong đoạn tính toán:

Lấy giá trị C, C_0 theo bảng 4.2 trang 71 sách tính toán thực hành CKBTCT nhà xuất bản xây dựng. $C_* = 2,15 > 2 \cdot h_0$ nên: $C = C_* = 2,15$ và $C_0 = 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,71 = 1,42$ m.

$$\text{Tính } Q_b = \frac{M_b}{C} = \frac{370}{2,15} = 172 \text{ kN.}$$

$$\text{Tính } q_{sw1} = \frac{Q_{\max} - Q_b}{C_0} = \frac{346 - 172}{1,42} = 117 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Tính } Q_{b\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,35 \cdot 0,71 = 156,5$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{b\min}}{2 \cdot h_0} = \frac{156,5}{2 \cdot 0,71} = 110,5 \text{ kN/m.}$$

$$\text{Lấy } q_{sw} = \max(q_{sw1}, q_{sw2}) = 120 \text{ kN}$$

$$\text{Tính khoảng cách } s = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_s} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 0,503 \cdot 10^2}{120} = 153 \text{ mm.}$$

Chọn cốt đai theo $\phi 8$ a150 ,hai nhánh,bố trí cho tất cả các nhịp của khung

f) Tính cốt thép tại vị trí có lực tập trung :

$$h_s = 75 - 60 - 4 = 11 \text{ cm.}$$

$$b = 25 \text{ cm.}$$

Cấu kiện bê tông cốt thép bị giật đứt được tính toán theo điều kiện :

$$F \left(1 - \frac{h_s}{h_0} \right) \leq 2 \cdot \sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin 45^\circ$$

Trong đó F là lực giật đứt

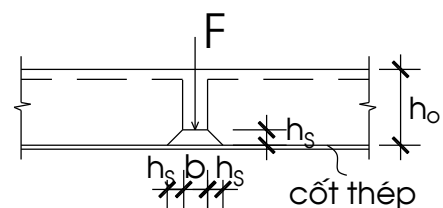
Góc 45° là góc phá hoại từ đáy dầm phụ

h_s khoảng cách từ vị trí đặt lực giật đứt đến trọng tâm tiết diện cốt thép dọc

$\sum R_{sw} A_{sw}$ tổng lực cắt chịu bởi cốt thép treo đặt trong vùng giật đứt có chiều dài

a bằng :

$$a = 2h_s + b = 2 \cdot 11 + 25 = 47 \text{ cm.}$$



+Tầng 1: Ta có $F = 192295,36 + 64956,88 = 130156,24 \text{ N}$.

Cốt thép AII $R_{sw} = 225 \text{ MPa} = 22500 \text{ N/cm}^2$

$$\Rightarrow 2. \sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin 45^\circ \geq 130156 \left(1 - \frac{11}{71}\right) = 109991 \text{ N.}$$

$$\Rightarrow A_{sw} \geq \frac{109991}{2.22500 \cdot \sin 45^\circ} = 3,45 \text{ cm}^2.$$

+Tầng 2-10:

Ở phía nhịp DE: $F = 192295,36 + 43304,56 = 235599,92 \text{ N}$.

$$\Rightarrow 2. \sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin 45^\circ \geq 235599,92 \cdot \left(1 - \frac{11}{71}\right) = 199098 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \sum A_{sw} \frac{199098}{2.22500 \cdot \sin 45^\circ} = 6,1 \text{ cm}^2.$$

Ở phía nhịp AC: $F = 128216 + 25896 = 154112 \text{ N}$.

$$\Rightarrow 2. \sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin 45^\circ \geq 154112 \cdot \left(1 - \frac{11}{71}\right) = 130236 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \sum A_{sw} \geq \frac{130236}{2.22500 \cdot \sin 45^\circ} = 4 \text{ cm}^2.$$

+Tầng mái:

Ở phía nhịp DE : $F = 208787,36 + 21574 = 247569 \text{ N}$.

$$\Rightarrow 2. \sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin 45^\circ \geq 247569 \cdot \left(1 - \frac{11}{71}\right) = 209213 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \sum A_{sw} \frac{209213}{2.22500 \cdot \sin 45^\circ} = 6,2 \text{ cm}^2.$$

Ở phía nhịp AC : $F = 255300,24 + 11224 = 126318 \text{ N}$.

$$\Rightarrow 2. \sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin 45^\circ \geq 126318 \cdot \left(1 - \frac{11}{71}\right) = 106748 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \sum A_{sw} \geq \frac{146748}{2.22500 \cdot \sin 45^\circ} = 3,35 \text{ cm}^2.$$

Chọn cốt treo:

Ở phía nhịp AC: dạng chữ V 2φ16 $A = 4,02 \text{ cm}^2 > 4 \text{ cm}^2$.

Ở phía nhịp DE: dạng chữ V 3φ16 $A = 6,30 \text{ cm}^2 > 6,2 \text{ cm}^2$.

2. Tính toán thép cột khung :

Cột được tính theo cấu kiện chịu nén lệch tâm có tiết diện chữ nhật, đặt cốt thép đối xứng. Tại 1 tiết diện có 3 tổ hợp, 1 cột có 2 tiết diện nên có 6 tổ hợp M - N . Xác định cốt thép đối với từng tổ hợp, chọn giá trị A_{Smax} trong 6 giá trị tổ hợp đó để bố trí.

Từ bảng tổ hợp nội lực, ta chọn các cặp nội lực để tính toán. Đó là các cặp :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} - N_{tu} \\ M_{\min} - N_{tu} \\ N_{\max} - M_{tu} \end{array} \right\}$$

Xác định độ lệch tâm ban đầu : $e_o = e_1 + e_a$

Với: $e_1 = \left| \frac{M}{N} \right|$: độ lệch tâm tĩnh học.

e_a : độ lệch tâm ngẫu nhiên. Lấy e_a không nhỏ hơn $\frac{1}{600}$ chiều cao cột và $\frac{1}{30}$ chiều cao của tiết diện.

Xác định hệ số uốn dọc: $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$

Với : N_{cr} : Lực dọc tới hạn, xác định theo công thức :

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \cdot \left(\frac{SI}{\varphi_l} + \alpha \cdot I_s \right)$$

Trong đó : $+ l_0$: Chiều dài tính toán của cột, với khung 1 nhịp $l_0 = h$.

+ E_b : môđun đàn hồi của bê tông.

+ I : mômen quán tính của tiết diện lấy đối với trục qua trọng tâm và vuông góc với mặt phẳng uốn.

+ I_s : mômen quán tính của diện tích tiết diện cốt thép dọc chịu lực lấy đối với trục qua trọng tâm và vuông góc với mặt phẳng uốn.

Do lúc đầu chưa biết A_s nên giả thiết trước hàm lượng cốt thép μ_t

$$\Rightarrow I_s = \mu_t \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(\frac{h}{2} - a \right)^2$$

Sau khi đã tính được A_s , A'_s kiểm tra lại hàm lượng cốt thép theo công thức sau :

$$\mu_t (\%) = \frac{A_s + A'_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% . \text{ Nếu chênh lệch nhiều so với giả thiết ban đầu thì giả thiết lại rồi}$$

tính toán lại.

$$+ \alpha = \frac{E_s}{E_b} \text{ với } E_s : \text{ môđun đàn hồi của cốt thép.}$$

+ S : hệ số kể đến ảnh hưởng độ lệch tâm

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1$$

$$\text{Với: } \delta_e = \max\left(\frac{e_o}{h}; \delta_{\min}\right); \delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_o}{h} - 0,01 R_b .$$

φ_p : hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép căng ứng lực trước. Với kết cấu bê tông cốt thép thường : $\varphi_p = 1$.

+ φ_l : hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng tác dụng dài hạn :

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{dh} + N_{dh} \cdot y}{M + N \cdot y} \leq 1 + \beta . (2)$$

Với : y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu kéo, với tiết diện chữ nhật $y = 0,5h$.

M_{dh}, N_{dh} : nội lực do tải trọng tác dụng dài hạn (lấy tĩnh tải)

β : hệ số phụ thuộc vào loại bê tông, với bê tông nặng $\beta = 1$.

Trong công thức (2) khi M_{dh} và M ngược dấu nhau thì M_{dh} được lấy giá trị âm, lúc này nếu tính được $\varphi_1 < 1$ thì phải lấy $\varphi_1 = 1$ để tính N_{cr} .

Chú ý : Khi $l_0/r \leq 28$ ($l_0/h \leq 8$) thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, lấy $\eta = 1$.

Khi $l_0/r > 28$ ($l_0/h < 8$) thì cần xét ảnh hưởng của uốn dọc.

Xác định độ lệch tâm tính toán:

$$e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a.$$

$$e' = \eta \cdot e + \frac{h}{2} - a'.$$

$$\text{Tính chiều cao vùng nén : } x_1 = \frac{N}{R_b \cdot b}$$

Xác định trường hợp lệch tâm:

Nếu $x_1 \leq \xi_R \cdot h_0$ thì lệch tâm lớn.

Nếu $x_1 > \xi_R \cdot h_0$ thì lệch tâm bé.

Tính cốt thép dọc :

- Trường hợp lệch tâm lớn :

$$\text{Nếu } x_1 \geq 2a' \Rightarrow A_s = A_s' = \frac{N(e - h_0 + 0,5 \cdot x_1)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

$$\text{Nếu } x_1 < 2a' \Rightarrow A_s = A_s' = \frac{Ne'}{R_s \cdot Z_a}.$$

- Trường hợp lệch tâm bé :

$$\text{Với } x = x_1, \text{ tính : } A_s^* = \frac{N(e - h_0 + 0,5 \cdot x_1)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

$$\text{Tính lại } x : x = \frac{\left[N + 2R_s A_s^* \left(\frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] \cdot h_0}{R_b b h_0 + \frac{2R_s A_s^*}{1 - \xi_R}}$$

$$\Rightarrow A_s' = \frac{N \cdot e - R_b b x (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

Sau khi tính được A_s, A_s' tiến hành kiểm tra hàm lượng thép theo điều kiện :

$$\mu_{\min} = 0,1\% < \mu_t = \frac{2A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% < \mu_{\max} = 3,5\%$$

Kiểm tra: Nếu không đạt thì phải giả thiết lại và tính lại

Nếu $\mu_{\min} = 0,1\% \leq \mu_t \leq \mu_{\max} = 3,5\%$: hợp lý

Nếu $\mu < \mu_{\min} = 0,1\%$ thì lấy A_s tối thiểu theo μ_{\min} (theo yêu cầu cấu tạo).

Và $\mu > \mu_{\max} = 3,5\%$ thì thay đổi tiết diện cột hoặc tăng cấp độ bền của bê tông.

- Do lực cắt trong cột khá bé nên không cần tính toán cốt đai mà chỉ đặt theo cấu tạo là thỏa mãn. Đặt cốt đai phải thỏa mãn các điều kiện sau :

$$+ \phi_d \begin{cases} \geq 5mm \\ \geq 0,25\phi_{\max} \end{cases}$$

$$+ s_d \leq 15\phi_{\min} \text{ (của cốt dọc)}. \text{ Tại vị trí nối buộc } s_d \leq 10\phi_{\min}$$

ϕ_{\max}, ϕ_{\min} : đường kính lớn nhất, bé nhất của cốt thép dọc chịu lực

Kết quả tính toán, chọn và bố trí cốt thép được trình bày các bảng 4.10 → 4.15 và các bản vẽ KC: 02, 03.

CHƯƠNG 3

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ SỐ 2

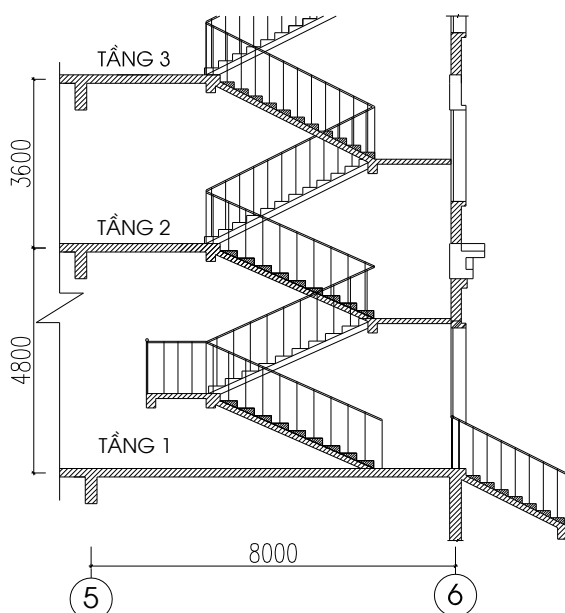
I. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN :

Bê tông B25 có : $R_b = 14,5 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

Cốt thép : AI có $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

AII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$

II. MẶT BẰNG CẦU THANG



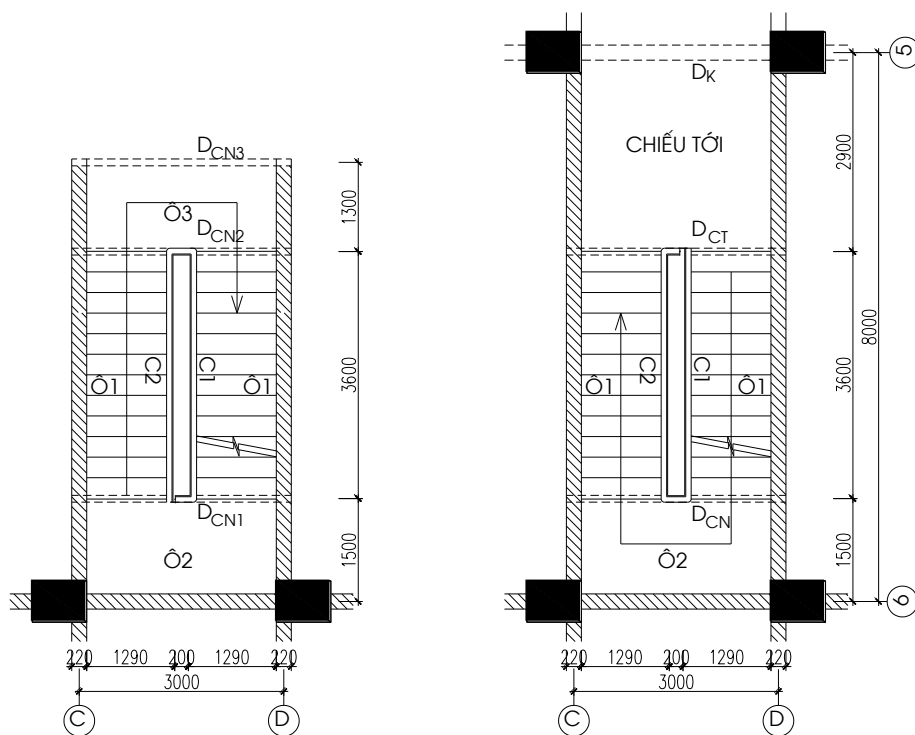
Hình 3.1 Mặt đứng cầu thang bộ số 2

Cầu thang là một bộ phận kết cấu công trình phục vụ chức năng đi lại , vận chuyển trang thiết bị hàng hóa ... Vì vậy cầu thang phải được bố trí tại các vị trí thuận tiện nhất , đáp ứng được mật độ đi lại và đảm bảo yêu cầu về thoát hiểm.

Về mặt kết cấu , cầu thang phải đáp ứng được các yêu cầu về độ bền , độ ổn định , khả năng chống cháy và chống rung động .

Cầu thang CT2 nằm giữa trục 5 - 6 , C - D gồm 2 vế.

Đây là loại cầu thang 2 vế kiểu bản có cốn thang, chiều cao tầng 1 là 4,8m và tầng 2 ÷ 10 là 3,6m.



a. Tầng 1

b. Tầng 2-10

Hình 3.2 Mặt bằng cầu thang bộ số 2

- Bậc thang xây bằng gạch đặc :

+ Với tầng 1 : Mỗi vế có 10 bậc thang với $h = 160$, $b = 360$.

$$\text{Ta có } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{b} = \frac{160}{360} \Rightarrow \alpha = 23,96^\circ \Rightarrow \operatorname{Cos} \alpha = 0,914$$

+ Với tầng 2-10 : Mỗi vế có 12 bậc thang với $h = 150$, $b = 300$.

$$\text{Ta có } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{b} = \frac{150}{300} \Rightarrow \alpha = 26,56^\circ \Rightarrow \operatorname{Cos} \alpha = 0,894$$

- Cốn thang C_1 , C_2 .

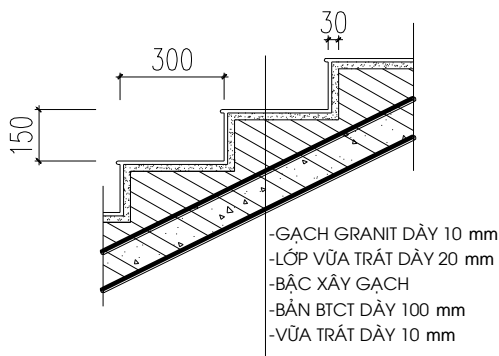
- Bản thang có bề dày là $h_b = 10\text{cm}$.

III. THIẾT KẾ CẦU THANG (Từ tầng 2 – 10).

1. Tính bản thang (Ô1).

a. Cấu tạo bản thang

Bản thang được cấu tạo như trên Hình 3.3



Hình 3.3 Cấu tạo bản thang

b. Xác định tải trọng

Tĩnh tải :

+ Lớp đá Granit dày 10 mm :

$$g_1 = n \cdot \gamma_1 \cdot \delta_1 \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,2 \cdot 20000 \cdot 0,01 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 322 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Lớp vữa lót B3.5 dày 20 :

$$g_2 = n \cdot \gamma_2 \cdot \delta_2 \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,3 \cdot 16000 \cdot 0,02 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 558 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Bậc xây gạch :

$$g_3 = n \cdot \gamma_3 \cdot \frac{b \times h}{2 \cdot \sqrt{b^2+h^2}} = 1,1 \cdot 18000 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,15}{2 \cdot \sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 1328 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Lớp vữa lót B3.5 dày 20 :

$$g_4 = n \cdot \gamma_2 \cdot \delta_2 \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,3 \cdot 16000 \cdot 0,02 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 558 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Bản BTCT B25 toàn khối :

$$g_5 = n \cdot \gamma_4 \cdot \delta_4 = 1,1 \cdot 25000 \cdot 0,10 = 2750 (\text{N/m}^2).$$

+ Lớp vữa trát B5 dày 10 :

$$g_6 = n \cdot \gamma_5 \cdot \delta_5 = 1,3 \cdot 16000 \cdot 0,01 = 227 (\text{N/m}^2).$$

Tổng tĩnh tải theo phương thẳng đứng phân bố trên 1 m^2 bản thang :

$$g^{\text{tt}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 = 5743 (\text{N/m}^2).$$

Hoạt tải :

Hoạt tải được lấy theo TCVN 2737-1995 cho cầu thang là $p^{\text{tc}} = 3000 \text{ N/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,2 . Ta có hoạt tải trên bản thang :

$$p^{\text{tt}} = 1,2 \cdot 3000 = 3600 (\text{N/m}^2)$$

Tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1 m^2 bản thang :

$$q = g^{\text{tt}} + p^{\text{tt}} \cdot \cos \alpha = 5743 + 3600 \cdot 0,894 = 8961 (\text{N/m}^2).$$

Ta quy tải trọng thẳng đứng về vuông góc với bản thang để tính thép cho bản thang

$$q_{\text{bt}} = q \cdot \cos \alpha = 8961 \cdot 0,894 = 8011 (\text{N/m}^2).$$

c. Tính nội lực trong bản :

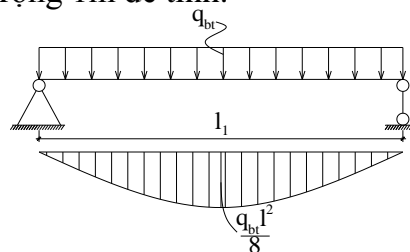
Kích thước bản theo phương nghiêng là : $l_2 = 3,6 / \cos \alpha = 3,6 / 0,894 = 4,02 \text{ m}$

Xét tỉ số $l_2 / l_1 = 4,02 / 1,4 = 2,87 > 2 \Rightarrow$ Tính toán theo bản loại dầm.

Ta cắt bản theo phương cạnh ngắn một dải rộng 1m để tính.

Mômen lớn nhất tại giữa nhịp :

$$M = \frac{q_{\text{bt}} \cdot l^2}{8} = \frac{8011 \cdot 1,4^2}{8} = 1962,695 (\text{N.m})$$



d. Tính toán cốt thép :

Hình 3.4 Sơ đồ tính bản thang

Tính cốt thép dọc:

Ta có $M = 1962,695 (\text{N.m})$

Giả thiết $a = 1,5 \text{ cm}$, tính được $h_0 = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ cm}$.

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1962,695}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,085^2} = 0,0187$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AI có $\alpha_R = 0,427$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0187 < \alpha_R = 0,427$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0187}}{2} = 0,990$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{1962,695}{22500 \times 0,990 \times 0,085} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,04}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,122\%$$

$$\text{Chọn thép } \Phi 6 \text{ có } a_s = 0,283 \text{ cm}^2 \Rightarrow a'' = \frac{b \times a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0,283}{1,04} = 27,2 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh thép $a^{BT} = 20 \text{ cm}$ và tính lại A_s^{BT} :

$$A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}} = \frac{100 \cdot 0,283}{20} = 1,41 > A_s'' = 1,04 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,166\%$$

Cốt thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\Phi 6$, khoảng cách $a = 20 \text{ cm}$.

Tại các tiết diện chịu mômen âm, theo sơ đồ tính thì các tiết diện này có mômen bằng 0 nhưng thực tế thì ở đó vẫn tồn tại giá trị mômen âm do đó ta đặt thép mũ ở tiết diện gối theo cấu tạo $\phi 6a200$.

2. Tính bản chiều nghỉ (Ô2)

a. Cấu tạo bản chiều nghỉ

Bản chiều nghỉ được cấu tạo như trên *Hình 3.5*

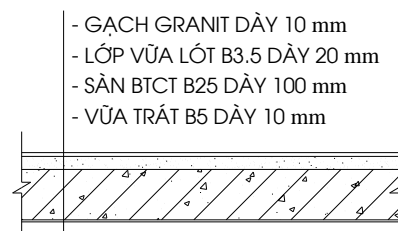
b. Xác định tải trọng

Tĩnh tải

Chiều nghỉ gồm các lớp cấu tạo như trên hình 3.5

Tĩnh tải tác dụng lên sàn chiều nghỉ được tính theo

công thức sau : $g^{tt} = \sum n_i \cdot \gamma_i \cdot \delta_i$



Kết quả tính toán thể hiện trong bảng 3.1

Hình 3.5 Cấu tạo chiều nghỉ

Bảng 3.1 Tĩnh tải tính toán bản chiều nghỉ

STT	Vật liệu	Chiều dày (m)	γ (N/m ³)	n	Tĩnh tải tính toán g^{tt} (N/m ²)
1	Lớp đá granit	0,01	20000	1,1	220
2	Lớp vữa lót B3.5	0,02	16000	1,2	384
3	Bản BTCT B25	0,10	25000	1,1	2750
4	Vữa trát B5	0,01	16000	1,2	192
	Tổng cộng				3546

Hoạt tải :

Hoạt tải được lấy theo TCVN 2737-1995 cho cầu thang là $p^{tc} = 3000 \text{ N/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,2 . Ta có hoạt tải trên chiều nghỉ :

$$p^{tt} = 1,2 \cdot 3000 = 3600 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1m² bản chiều nghỉ :

$$q_{cn} = (p^{tt} + g^{tt}) = (3600 + 3546) = 7146 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

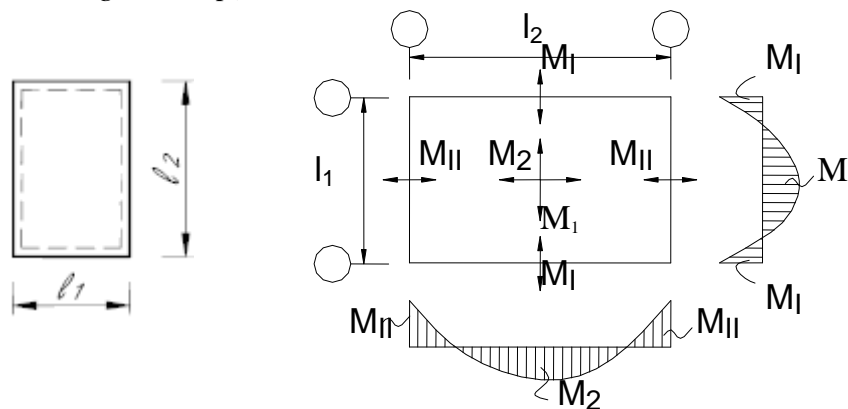
c. *Tính nội lực trong bản chiều nghỉ :*

Kích thước bản chiều nghi : $l_1 = 1,5 \text{ m}$; $l_2 = 3,0 \text{ m}$.

Xét tỉ số $l_2/l_1 = 3,0/1,5 = 2 \Rightarrow$ Tính toán theo loại bản kê 4 cạnh.

Ta xem các biên của bản đều liên kết khớp.

Để xác định nội lực, từ tỷ số l_2/l_1 và loại liên kết ta tra bảng tìm được các hệ số α_i, β_i (*Phụ lục 17- Kết cấu bê tông cốt thép*).



Hình 3.6 Sơ đồ tính bản chiều nghi

Với $l_2/l_1 = 2$ và sơ đồ số 1 ta có : $\alpha_1 = 0,0473$; $\alpha_2 = 0,0118$; $\beta_1, \beta_2 = 0$

+ Mômen nhịp: $M_1 = \alpha_{i1} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0473 \cdot 7146 \cdot 1,5 \cdot 3,0 = 1521,03 \text{ (N.m)}$

$$M_2 = \alpha_{i2} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0118 \cdot 7146 \cdot 1,5 \cdot 3,0 = 379,45 \text{ (N.m)}$$

+ Mômen gối: $M_I = -\beta_{i1} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = 0$

$$M_{II} = -\beta_{i2} \cdot q \cdot l_1 \cdot l_2 = 0$$

d. Tính toán cốt thép :

Tính như cầu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật $b=1\text{m}$. Chiều cao $h=100 \text{ mm}$. Lấy $a=15 \text{ mm}$.

Theo phương cạnh ngắn : $h_{01} = h - a = 100 - 15 = 85 \text{ mm}$.

Theo phương cạnh dài : $h_{02} = h - (a + \frac{d_1 + d_2}{2})$

- Với $M_1 = 1521,03 \text{ (N.m)}$:

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1521,03}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,085^2} = 0,0145$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AI có $\alpha_R = 0,427$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0145 < \alpha_R = 0,427$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0145}}{2} = 0,993$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{1521,03}{22500 \times 0,993 \times 0,085} = 0,800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{0,800}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,094\%$$

$$\text{Chọn thép } \Phi 6 \text{ có } a_s = 0,283 \text{ cm}^2 \Rightarrow a'' = \frac{b \times a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0,283}{0,800} = 35,38 \text{ cm}$$

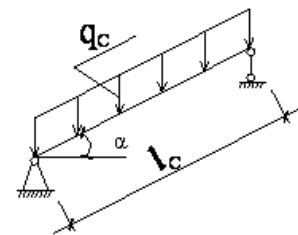
Chọn khoảng cách giữa các thanh thép $a^{BT} = 20 \text{ cm}$ và tính lại A_s^{BT} :

$$A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}} = \frac{100 \cdot 0,283}{20} = 1,41 > A_s'' = 0,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,166\%$$

- Với $M_2 = 379,45 \text{ (N.m)}$: Ta thấy M_2 khá bé nên ta không cần tính mà chỉ bố trí cốt thép giống như phương cạnh ngắn. Chọn $\Phi 6$ a 200.

Tại các tiết diện chịu mômen âm, theo sơ đồ tính thì các tiết diện này có mômen bằng 0 nhưng thực tế thì ở đó vẫn tồn tại giá trị mômen âm do đó ta đặt thép mũ ở tiết diện gối theo cấu tạo $\phi 6$ a 200.



3. Tính cốn thang (C1, C2).

a. Sơ đồ Cốn thang:

Xem cốn thang làm việc như một dầm đơn hai đầu khớp, được đặt nghiêng so với mặt phẳng nằm ngang một góc α .

$$\text{Chọn kích thước tiết diện cốn: Ta có } l_c = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{3,6}{0,894} = 4,02 \text{ m}$$

$$h_c = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) l_c = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 4,02 = (20,1 \div 50,25) \text{ cm. Chọn } h_c = 30 \text{ cm.}$$

Chọn bề rộng cốt b_c : Với $\frac{h_c}{b_c} = 2 \div 4$. Chọn $b_c = 10\text{cm}$

b. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên cốt thang bao gồm :

- Trọng lượng bản thân :

$$\text{Phần bê tông } g_b = n \cdot \gamma_b \cdot b_c \cdot (h_c - h_b) = 1,1 \times 25000 \times 0,1 \times (0,3 - 0,1) = 550 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Phần vữa trát } g_v = n \cdot \gamma_v \cdot \delta \cdot (b_c + 2h_c - h_b) = 1,3 \times 16000 \times 0,01 \times (0,1 + 2 \cdot 0,3 - 0,1) = 124,8 \text{ (N/m)}$$

$$\Rightarrow g_{bt} = g_b + g_v = 550 + 124,8 = 674,8 \text{ (N/m)}$$

- Trọng lượng của lan can: lan can hoa sắt có $q = 0,04 \text{ T/m} = 400 \text{ N/m}$

$$g_{lc} = 1,2 \times 400 = 480 \text{ (N/m)}$$

- Do bản thang truyền vào : (bản loại dầm)

$$q = q_b \times l_1 / 2 = 8961 \times 1,4 / 2 = 6272,7 \text{ (N/m)}$$

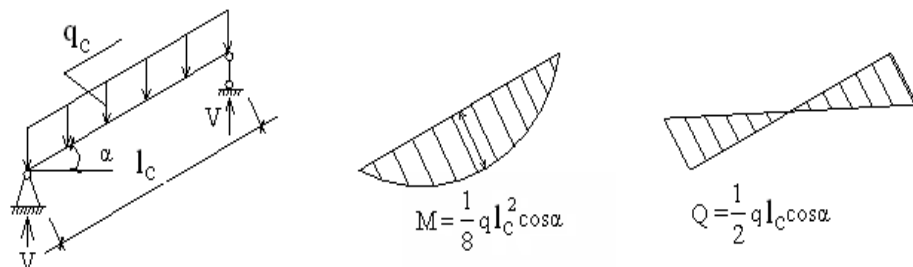
(Trong đó q_b là phần tải trọng thẳng đứng tác dụng lên bản thang $q_b = g^{tt} + p^{tt} \cdot \cos \alpha$).

Tổng tải trọng tác dụng lên cốt thang là:

$$q_c = g_{bt} + g_{lc} + q = 674,8 + 480 + 6272,7 = 7427,5 \text{ (N/m)}$$

c. Xác định nội lực và tính toán cốt thép:

- Sơ đồ tính :



Hình 3.8 Sơ đồ tính cốt thang

Mômen lớn nhất giữa nhịp :

$$M = \frac{1}{8} q_c \cdot l_c^2 \cos \alpha = \frac{1}{8} \times 7427,5 \times 4,02^2 \times 0,894 = 13413,51 \text{ (N.m)}$$

Lực cắt lớn nhất :

$$Q = \frac{1}{2} q_c \cdot l_c \cdot \cos \alpha = \frac{1}{2} \times 7427,5 \times 4,02 \times 0,894 = 13346,77 \text{ (N)}.$$

- *Tính toán cốt thép* :

Chọn $a = 3\text{cm} \Rightarrow$ Chiều cao làm việc $h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

*** Tính cốt dọc**

+ Tính cốt thép phía dưới :

$$\text{Tính : } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{13413,51}{14,5 \cdot 10^6 \times 0,1 \times 0,27^2} = 0,127$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AII có $\alpha_R = 0,418$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0127 < \alpha_R = 0,418$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0127}}{2} = 0,994$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{13413,51}{22500 \times 0,994 \times 0,27} = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,22}{10 \times 27} \times 100\% = 0,822\%$$

Chọn thép 1Φ18 có $A_s^{BT} = a_s = 2,545 \text{ cm}^2 > A_s'' = 2,22 \text{ (cm}^2)$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,545}{10 \times 27} \times 100\% = 0,943\%$$

+ Cốt thép phía trên đặt theo cấu tạo chọn 1Φ12 để bố trí.

*** Tính toán cốt đai**

Lực cắt lớn nhất $Q = 13346,77 \text{ (N)}$

- *Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm* :

Điều kiện : $Q_{\max} \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$

Giả thiết hàm lượng cốt đai tối thiểu $\Phi 6$ s150, cốt đai 1 nhánh

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b.s} = \frac{1,0,283}{10.15} = 0,0019$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5.\alpha.\mu_w = 1 + 5.7.0,0019 = 1,067$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta.R_b = 1 - 0,01.R_b = 1 - 0,01.14,5 = 0,885$$

$$\implies 0,3.\varphi_{w1}.\varphi_{b1}.R_b.b.h_0 = 0,3.1,067.0,885.14,5.10^2.10.27 = 110907,45 \text{ N}$$

Ta thấy $Q_{\max} = 13346,77 \text{ (N)} < 0,3.\varphi_{w1}.\varphi_{b1}.R_b.b.h_0 = 110907,45 \text{ (N)}$.

Vậy điều kiện trên được thỏa mãn. Cốt không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

- b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I

- s khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cầu kiện

- E_s , E_b : Môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông.

- φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

- Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai:

$$Q_{b \min} = 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt}.b. h_0$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo.

$$\implies 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt}.b. h_0 = 0,6 (1 + 0 + 0) . 1,05 . 10^2 . 10 . 27 = 17010 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 17010 \text{ (N)} > Q_{\max} = 13346,77 \text{ (N)}.$$

\Rightarrow đặt cốt đai theo cấu tạo.

- Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt :

Tính các giá trị:

$$\begin{aligned} M_b &= \min[\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]; 1,5 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2] \\ &= \min[2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 27^2]; 1,5 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 27^2] \\ &= \min[1530900; 2296350] \\ &= 1530900 \text{ (N.cm)} = 15309 \text{ (N.m)} \end{aligned}$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật .

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

Tính Q_{b1}

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = q = 7427,5 \text{ (N/m)} \text{ (Vì toàn bộ } q \text{ là tải trọng thường xuyên nên lấy } q_1 = q)$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{15309 \cdot 7427,5} = 21326,75 \text{ (N)}.$$

$$\text{Ta có : } \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{21326,75}{0,6} = 35544,58 \text{ (N)} > Q_{\max} = 13346,77 \text{ (N)}.$$

$$\text{Tính } q_{sw} \text{ theo: } q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{13346,77^2 - 21326,75^2}{4 \cdot 15309} = -4518,49 \text{ (N/m)}$$

Ngoài ra q_{sw} còn không được nhỏ hơn

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2 \cdot h_0} = \frac{13346,77 - 21326,75}{2 \cdot 0,27} = -14777,74 \text{ (N/m)}$$

Vậy $q_{sw} = -14777,74$ (N/m)

Kiểm tra để tránh xảy ra phá hoại dòn :

Tính $\frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{17010}{2.0,27} = 31500$ (N/m) $> q_{sw} = -14777,74$ (N/m) bị phá hoại dòn \Rightarrow tính lại

q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2.h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2.h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2.h_0}\right)^2}$$
$$= \frac{13346,77}{2.0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 7427,5 - \sqrt{\left(\frac{13346,77}{2.0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 7427,5\right)^2 - \left(\frac{13346,77}{2.0,27}\right)^2} = 6616,19$$
 (N/m)

Do: $q_{sw} = 6616,19$ (N/m) $< \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = 31500$ (N/m) $\Rightarrow q_{sw} = 31500$ (N/m)

Chọn đai Ø6 một nhánh , tính khoảng cách đai ở khu vực gần gối tựa .

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175.10^2 \cdot 0,283}{315} = 15,72$$
 (cm).

Với $s = 150 \leq s_{tt} = 157$ thì thỏa mãn, không cần chọn lại s

Do đó bố trí cốt đai theo cấu tạo tối thiểu:

Ở khu vực gần gối tựa lấy: Ø6, 1 nhánh, s = 150mm

Ở khu vực giữa cột lấy: Ø6, 1 nhánh, s = 200mm

Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

Điều kiện:

$$s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5.(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5.(1 + 0).1,05.10^2.10.27^2}{13346,77}$$

$s_{\max} = 86,03$ (cm) \Rightarrow Thấy rằng $s \leq s_{\max}$,thỏa điều kiện

4. Tính dầm chiếu nghỉ (D_{CN}).

a. Sơ đồ và kích thước dầm chiếu nghỉ:

Xem dầm chiếu nghỉ làm việc như một dầm đơn giản hai đầu khớp.

Chọn kích thước tiết diện D_{CN} : Ta có $l_d = 3$ m

$$h_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) l_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 300 = (15 \div 37,5) \text{ cm. Chọn } h_d = 30 \text{ cm.}$$

Chọn bề rộng dầm b_d : Với $\frac{h_d}{b} = 2 \div 4$. Chọn $b_d = 20$ cm.

b. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ bao gồm :

- Trọng lượng bản thân :

$$\text{Phần bê tông } g_b = n \cdot \gamma_b \cdot b_d \cdot (h_d - h_b) = 1,1 \times 25000 \times 0,2 \times (0,3 - 0,1) = 1100 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Phần vữa trát } g_v = n \cdot \gamma_v \cdot \delta \cdot (b_d + 2h_d - h_b) = 1,3 \times 16000 \times 0,01 \times (0,2 + 2 \cdot 0,3 - 0,1) = 145,6 \text{ (N/m)}$$

$$\Rightarrow g_{bt} = g_b + g_v = 1100 + 145,6 = 1245,6 \text{ (N/m).}$$

- Do bản thang (Ô1) truyền vào : (bản loại dầm).

Vì bản thang là bản loại dầm nên phần tải trọng từ bản thang truyền vào D_{CN} : $q_1 = 0$

- Do bản chiếu nghỉ (Ô2) truyền vào : (bản kê 4 cạnh)

Tải trọng từ bản chiếu nghỉ truyền vào có dạng hình thang, ta quy về phân bố như sau :

$$q_2 = q_b \cdot \frac{l_1}{2} \cdot (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \text{ Với } \beta = \frac{l_1}{2l_2} = \frac{1,5}{2 \cdot 3} = 0,25 ; q_b = 7146 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 7146 \cdot \frac{1,5}{2} \cdot (1 - 2 \cdot 0,25^2 + 0,25^3) = 4773,30 \text{ (N/m).}$$

⇒ Tổng tải trọng phân bố tác dụng lên D_{CN} :

$$q = g_{bt} + q_1 + q_2 = 1245,6 + 4773,3 = 6018,9 \text{ (N/m)}$$

Tải trọng tập trung do cột (C1 , C2) truyền vào :

$$V = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_c = \frac{1}{2} \cdot 7427,5 \cdot 4,02 = 19929,28 \text{ (N)}.$$

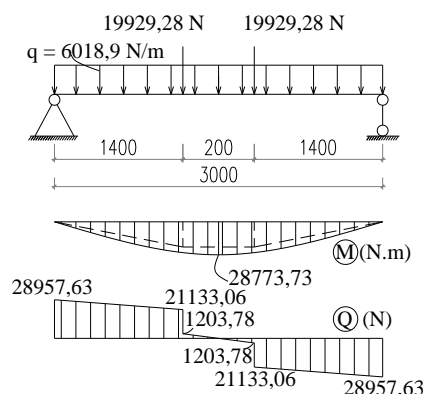
c. *Xác định nội lực*

- Sơ đồ tính D_{CN} : Như hình 3.9

Phản lực ở gối tựa :

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l + 2 \cdot V}{2}$$

$$= \frac{6018,9 \cdot 3 + 2 \cdot 19929,28}{2} = 28957,63 \text{ (N)}.$$



Hình 3.9 Sơ đồ tính và biểu đồ

nội lực D_{CN}

Kết quả tính toán nội lực trong dầm như sau :

Mômen lớn nhất : $M = 28773,73 \text{ (N.m)}$

Lực cắt lớn nhất : $Q = 28957,63 \text{ (N)}$.

d. *Tính toán cốt thép* :

Chọn $a = 3\text{cm} \Rightarrow$ Chiều cao làm việc $h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

* **Tính cốt dọc**

Tính : $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{28773,73}{14,5 \cdot 10^6 \times 0,2 \times 0,27^2} = 0,136$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AII có $\alpha_R = 0,418$

Ta thấy $\alpha_m = 0,136 < \alpha_R = 0,418$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,136}}{2} = 0,927$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{28773,73}{22500 \times 0,927 \times 0,27} = 5,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{5,11}{20 \times 27} \times 100\% = 0,946\%$$

Chọn thép 2Φ20 có $a_s = 6,28 \text{ cm}^2 > A_s'' = 5,11 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{\text{BT}}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{6,28}{20 \times 27} \times 100\% = 1,16\%$$

Cốt thép phía trên đặt theo cấu tạo chọn 2Φ12 để bố trí.

* Tính toán cốt đai

Lực cắt lớn nhất $Q = 28957,63 \text{ (N)}$

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm :

Điều kiện : $Q_{\text{max}} \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$

Giả thiết hàm lượng cốt đai tối thiểu Φ6 s150, cốt đai 2 nhánh

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2.0,283}{20.15} = 0,0019$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0,0019 = 1,067$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$$

$$\Rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,067 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 221814,9 \text{ N}$$

Ta thấy $Q_{\text{max}} = 28957,63 \text{ (N)} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 221814,9 \text{ (N)}$.

Vậy điều kiện trên được thỏa mãn. Dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

- b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I

- s khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cầu kiện

- E_s , E_b : Môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông.

- φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

- *Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai:*

$$Q_{b \min} = 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo.

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 34020 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 34020 \text{ (N)} > Q_{\max} = 28957,63 \text{ (N)}.$$

\Rightarrow đặt cốt đai theo cấu tạo.

- *Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt :*

Tính các giá trị:

$$M_b = \min[\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]; 1,5 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]$$

$$= \min[2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]; 1,5 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]$$

$$= \min[3061800; 4592700]$$

$$= 3061800 \text{ (N.cm)} = 30618 \text{ (N.m)}$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật .

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

Tính Q_{b1}

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = q = 6018,9 \text{ (N/m)} \text{ (Vì toàn bộ } q \text{ là tải trọng thường xuyên nên lấy } q_1=q)$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{30618,6018,9} = 27150,45 \text{ (N)}.$$

Ta có : $\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{27150,45}{0,6} = 45250,75 \text{ (N)} > Q_{\max} = 28957,63 \text{ (N)}$.

Tính q_{sw} theo: $q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{28957,63^2 - 27150,45^2}{4 \cdot 30618} = 827,92 \text{ (N/m)}$

Ngoài ra q_{sw} còn không được nhỏ hơn

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2 \cdot h_0} = \frac{28957,63 - 27150,45}{2 \cdot 0,27} = 3346,63 \text{ (N/m)}$$

Vậy $q_{sw} = 3346,63 \text{ (N/m)}$

Kiểm tra để tránh xảy ra phá hoại dòn :

Tính $\frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{34020}{2 \cdot 0,27} = 63000 \text{ (N/m)} > q_{sw} = 3346,63 \text{ (N/m)}$ bị phá hoại dòn \Rightarrow tính lại q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 \right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} \right)^2}$$
$$= \frac{28957,63}{2 \cdot 0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 6018,9 - \sqrt{\left(\frac{28957,63}{2 \cdot 0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 6018,9 \right)^2 - \left(\frac{28957,63}{2 \cdot 0,27} \right)^2} = 23148,25 \text{ (N/m)}$$

Do: $q_{sw} = 23148,25 \text{ (N/m)} < \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = 63000 \text{ (N/m)} \Rightarrow q_{sw} = 63000 \text{ (N/m)}$

Chọn đai $\varnothing 6$ hai nhánh , tính khoảng cách đai ở khu vực gần gối tựa .

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 2.0,283}{630} = 15,72 \text{ (cm)}.$$

Với $s = 150 \leq s_{tt} = 157$ thì thỏa mãn, không cần chọn lại s

Do đó bố trí cốt đai theo cấu tạo tối thiểu:

Ở khu vực gần gối tựa lấy: $\Phi 6$, 2 nhánh, $s = 150\text{mm}$

Ở khu vực giữa cột lấy: $\Phi 6$, 2 nhánh, $s = 200\text{mm}$

Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

Điều kiện:

$$s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2}{28957,63}$$

$$s_{\max} = 79,30 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Thấy rằng } s \leq s_{\max}, \text{thỏa điều kiện.}$$

*** Tính cốt treo tại vị trí có lực tập trung**

Chỗ cột thang gác lên dầm chiếu nghỉ cần tính toán cốt đai chịu lực tập trung do tải trọng của cột thang gây ra.

$$\text{Điều kiện : } F \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_0}\right) \leq \sum R_{sw} \cdot A_{sw}.$$

Trong đó : F : Lực giập đứt do tải trọng của cột thang gây ra

h_s : Khoảng cách từ vị trí đặt lực đến trọng tâm cốt dọc.

$\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$: Tổng lực cắt chịu bởi cốt đai đặt thêm trong vùng giập đứt

Có : $F = 19929,28 \text{ (N)}$. $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow \text{Ta tính đơn giản } \sum A_{sw} \geq \frac{F}{R_{sw}} = \frac{19929,28}{17500} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Chọn 4 đai $\Phi 6$, 2 nhánh có $\sum A_{sw} = 4 \cdot 2 \cdot 0,283 = 2,264 \text{ cm}^2$.

Mỗi bên của cốn thang bố trí 2 đai (sát mép cốn).

5. Tính dầm chiếu tới (D_{CT}).

a. Sơ đồ và kích thước dầm chiếu tới:

Xem dầm chiếu tới làm việc như một dầm đơn giản hai đầu khớp.

Chọn kích thước tiết diện D_{CN} : Ta có $l_d = 3$ m

$$h_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) l_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 300 = (15 \div 37,5) \text{ cm. Chọn } h_d = 30 \text{ cm.}$$

Chọn bề rộng dầm b_d : Với $\frac{h_d}{b} = 2 \div 4$. Chọn $b_d = 20$ cm.

b. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu tới bao gồm :

- Trọng lượng bản thân :

$$\text{Phần bê tông } g_b = n \cdot \gamma_b \cdot b_d \cdot (h_d - h_b) = 1,1 \times 25000 \times 0,2 \times (0,3 - 0,1) = 1100 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Phần vữa trát } g_v = n \cdot \gamma_v \cdot \delta \cdot (b_d + 2h_d - h_b) = 1,3 \times 16000 \times 0,01 \times (0,2 + 2 \cdot 0,3 - 0,1) = 145,6 \text{ (N/m)}$$

$$\Rightarrow g_{bt} = g_b + g_v = 1100 + 145,6 = 1245,6 \text{ (N/m).}$$

- Do bản thang (Ô1) truyền vào : (bản loại dầm).

Vì bản thang là bản loại dầm nên phần tải trọng từ bản thang truyền vào D_{CT} : $q_1 = 0$

- Do bản chiếu tới (S17) truyền vào : (bản kê 4 cạnh)

Tải trọng từ bản chiếu nghỉ truyền vào có dạng hình thang, ta quy về phân bố như sau :

$$q_2 = q_b \cdot \frac{l_1}{2} \cdot (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \text{ Với } \beta = \frac{l_1}{2 \cdot l_2} = \frac{2,9}{2 \cdot 3} = 0,48 ; q_b = 8067 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

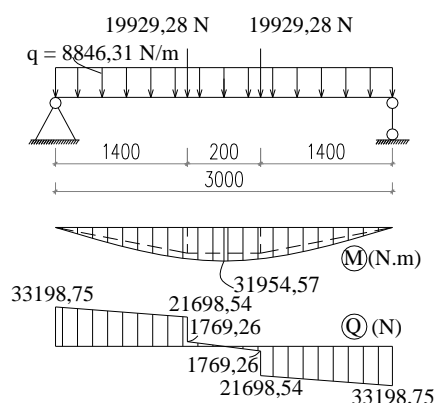
$$q_2 = 8067 \cdot \frac{2,9}{2} \cdot (1 - 2 \cdot 0,48^2 + 0,48^3) = 7600,71 \text{ (N/m).}$$

⇒ Tổng tải trọng phân bố tác dụng lên D_{CN} :

$$q = g_{bt} + q_1 + q_2 = 1245,6 + 7600,71 = 8846,31 \text{ (N/m)}$$

Tải trọng tập trung do cột (C1 , C2) truyền vào :

$$V = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_c = \frac{1}{2} \cdot 7427,54 \cdot 0,2 = 19929,28 \text{ (N)}.$$



c. *Xác định nội lực*

- Sơ đồ tính D_{CT} : Như hình 3.10

Hình 3.10 Sơ đồ tính và biểu đồ nội lực D_{CT}

Phản lực ở gối tựa :

$$V_A = V_B = \frac{q \cdot l + 2 \cdot V}{2}$$

$$= \frac{8846,31 \cdot 3 + 2 \cdot 19929,28}{2} = 33198,75 \text{ (N)}.$$

Kết quả tính toán nội lực trong dầm như sau :

Mômen lớn nhất : $M = 31954,57 \text{ (N.m)}$

Lực cắt lớn nhất : $Q = 33198,75 \text{ (N)}$.

d. *Tính toán cốt thép* :

Chọn $a = 3 \text{ cm} \Rightarrow$ Chiều cao làm việc $h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

*** Tính cốt dọc**

$$\text{Tính : } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{31954,57}{14,5 \cdot 10^6 \times 0,2 \times 0,27^2} = 0,151$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AII có $\alpha_R = 0,418$

Ta thấy $\alpha_m = 0,151 < \alpha_R = 0,418$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,151}}{2} = 0,918$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{31954,57}{22500 \times 0,918 \times 0,27} = 5,73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{5,73}{20 \times 27} \times 100\% = 1,06\%$$

Chọn thép 2Φ20 có $a_s = 6,28 \text{ cm}^2 > A_s'' = 5,73 \text{ (cm}^2)$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{\text{BT}}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{6,28}{20 \times 27} \times 100\% = 1,16\%$$

Cốt thép phía trên đặt theo cấu tạo chọn 2Φ12 để bố trí.

* Tính toán cốt đai

Lực cắt lớn nhất $Q = 33198,75 \text{ (N)}$

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm :

Điều kiện : $Q_{\max} \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$

Giả thiết hàm lượng cốt đai tối thiểu Φ6 s150, cốt đai 2 nhánh

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2.0,283}{20.15} = 0,0019$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0,0019 = 1,067$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$$

$$\Rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,067 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 221814,9 \text{ N}$$

Ta thấy $Q_{\max} = 33198,75 \text{ (N)} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 221814,9 \text{ (N)}$.

Vậy điều kiện trên được thỏa mãn. Dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

- b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I

- s khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cầu kiện

- E_s, E_b : Môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông.

- φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

- *Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai:*

$$Q_{b \min} = 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo.

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 34020 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 34020 \text{ (N)} > Q_{\max} = 33198,75 \text{ (N)}.$$

\Rightarrow đặt cốt đai theo cầu tạo.

- *Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt :*

Tính các giá trị:

$$M_b = \min[\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]; 1,5 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]$$

$$= \min[2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]; 1,5 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]$$

$$= \min[3061800; 4592700]$$

$$= 3061800 \text{ (N.cm)} = 30618 \text{ (N.m)}$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật .

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

Tính Q_{b1}

$q_1 = g + \frac{v}{2} = q = 8846,31$ (N/m) (Vì toàn bộ q là tải trọng thường xuyên nên lấy $q_1=q$)

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{306188846,31} = 32915,43 \text{ (N)}.$$

Ta có : $\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{32915,43}{0,6} = 54859,05$ (N) $> Q_{\max} = 33198,75$ (N).

Tính q_{sw} theo: $q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{33198,75^2 - 32915,43^2}{4 \cdot 30618} = 152,945$ (N/m)

Ngoài ra q_{sw} còn không được nhỏ hơn

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2 \cdot h_0} = \frac{33198,75 - 32915,43}{2 \cdot 0,27} = 524,667 \text{ (N/m)}$$

Vậy $q_{sw} = 524,667$ (N/m)

Kiểm tra để tránh xảy ra phá hoại dòn :

Tính $\frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{34020}{2 \cdot 0,27} = 63000$ (N/m) $> q_{sw} = 524,667$ (N/m) bị phá hoại dòn \Rightarrow tính lại q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 \right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} \right)^2}$$
$$= \frac{33198,75}{2 \cdot 0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 8846,31 - \sqrt{\left(\frac{33198,75}{2 \cdot 0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 8846,31 \right)^2 - \left(\frac{33198,75}{2 \cdot 0,27} \right)^2} = 23920 \text{ (N/m)}$$

Do: $q_{sw} = 23920$ (N/m) $< \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = 63000$ (N/m) $\Rightarrow q_{sw} = 63000$ (N/m)

Chọn đai Ø6 hai nhánh , tính khoảng cách đai ở khu vực gần gối tựa .

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 2.0,283}{630} = 15,72 \text{ (cm)}.$$

Với $s = 150 \leq s_{tt} = 157$ thì thỏa mãn, không cần chọn lại s

Do đó bố trí cốt đai theo cấu tạo tối thiểu:

Ở khu vực gần gối tựa lấy: Ø6, 2 nhánh, $s = 150\text{mm}$

Ở khu vực giữa cột lấy: Ø6, 2 nhánh, $s = 200\text{mm}$

Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

Điều kiện:

$$s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + \varphi_n)R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2}{33198,75}$$

$s_{\max} = 69,17 \text{ (cm)} \Rightarrow$ Thấy rằng $s \leq s_{\max}$,thỏa điều kiện.

*** Tính cốt treo tại vị trí có lực tập trung**

Chỗ côn thang gác lên dầm chiếu nghỉ cần tính toán cốt đai chịu lực tập trung do tải trọng của côn thang gây ra.

$$\text{Điều kiện : } F \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_0}\right) \leq \sum R_{sw} \cdot A_{sw}.$$

Trong đó : F: Lực giập đứt do tải trọng của côn thang gây ra

h_s : Khoảng cách từ vị trí đặt lực đến trọng tâm cốt dọc.

$\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$: Tổng lực cắt chịu bởi cốt đai đặt thêm trong vùng giập đứt

Có : $F = 19929,28 \text{ (N)}$. $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow \text{Ta tính đơn giản } \sum A_{sw} \geq \frac{F}{R_{sw}} = \frac{19929,28}{17500} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Chọn 4 đai $\Phi 6$, 2 nhánh có $\sum A_{sw} = 4.2.0,283 = 2,264 \text{ cm}^2$.

Mỗi bên của cốn thang bố trí 2 đai (sát mép cốn).

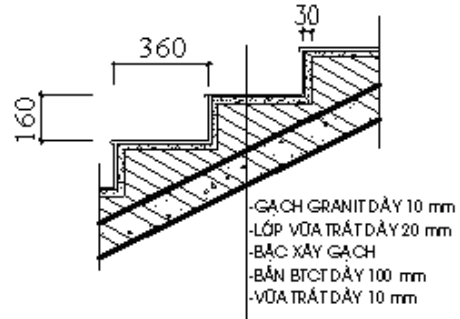
IV. THIẾT KẾ CẦU THANG (Tầng 1).

1. Tính bản thang (Ô1).

a. Cấu tạo bản thang

Bản thang được cấu tạo như trên Hình 3.11

b. Xác định tải trọng



Tĩnh tải :

+ Lớp đá Granit dày 10 mm :

Hình 3.11 Cấu tạo bản thang

$$g_1 = n \cdot \gamma_1 \cdot \delta_1 \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,2.20000.0,01 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 322 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Lớp vữa lót B3.5 dày 20 :

$$g_2 = n \cdot \gamma_2 \cdot \delta_2 \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,3.16000.0,02 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 558 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Bậc xây gạch :

$$g_3 = n \cdot \gamma_3 \cdot \frac{b \times h}{2 \cdot \sqrt{b^2+h^2}} = 1,1.18000 \cdot \frac{0,3.0,15}{2 \cdot \sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 1328 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Lớp vữa lót B3.5 dày 20 :

$$g_4 = n \cdot \gamma_2 \cdot \delta_2 \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,3.16000.0,02 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 558 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Bản BTCT B25 toàn khối :

$$g_5 = n \cdot \gamma_4 \cdot \delta_4 = 1,1.25000.0,10 = 2750 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

+ Lớp vữa trát B5 dày 10 :

$$g_6 = n \cdot \gamma_5 \cdot \delta_5 = 1,3.16000.0,01 = 227 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

Tổng tĩnh tải theo phương thẳng đứng phân bố trên 1m^2 bản thang :

$$g^{\text{tt}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6 = 5743(\text{N/m}^2).$$

Hoạt tải :

Hoạt tải được lấy theo TCVN 2737-1995 cho cầu thang là $p^{\text{tc}} = 3000 \text{ N/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,2 . Ta có hoạt tải trên bản thang :

$$p^{\text{tt}} = 1,2.3000 = 3600 (\text{N/m}^2)$$

Tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1m^2 bản thang :

$$q = g^{\text{tt}} + p^{\text{tt}}.\cos \alpha = 5743 + 3600.0,914 = 9033,4 (\text{N/m}^2).$$

Ta quy tải trọng thẳng đứng về vuông góc với bản thang để tính thép cho bản thang

$$q_{\text{bt}} = q.\cos \alpha = 9033,4.0,914 = 8256,5 (\text{N/m}^2).$$

c.Tính nội lực trong bản :

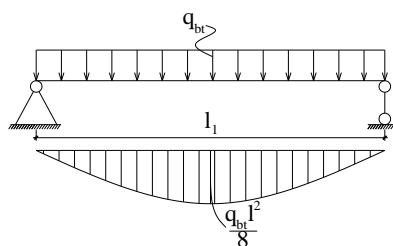
Kích thước bản theo phương nghiêng là : $l_2 = 3,6/\cos \alpha = 3,6/0,914 = 3,94 \text{ m}$

Xét tỉ số $l_2/l_1 = 3,94/1,4 = 2,81 > 2 \Rightarrow$ Tính toán theo bản loại dầm.

Ta cắt bản theo phương cạnh ngắn một dải rộng 1m để tính.

Mômen lớn nhất tại giữa nhịp :

$$M = \frac{q_{\text{bt}}.l^2}{8} = \frac{8256,5.1,4^2}{8} = 2022,84 (\text{N.m})$$



d.Tính toán cốt thép :

Tính cốt thép dọc:

Ta có $M = 2022,84 (\text{N.m})$

Giả thiết $a = 1,5 \text{ cm}$, tính được $h_0 = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ cm}$.

Hình 3.12 Sơ đồ tính bản thang

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2022,84}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,085^2} = 0,0193$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AI có $\alpha_R = 0,427$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0193 < \alpha_R = 0,427$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0193}}{2} = 0,990$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{2022,84}{22500 \times 0,990 \times 0,085} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,07}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,126\%$$

$$\text{Chọn thép } \Phi 6 \text{ có } a_s = 0,283 \text{ cm}^2 \Rightarrow a'' = \frac{b \times a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0,283}{1,07} = 26,45 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh thép $a^{BT} = 20 \text{ cm}$ và tính lại A_s^{BT} :

$$A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}} = \frac{100 \cdot 0,283}{20} = 1,41 > A_s'' = 1,07 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,166\%$$

Cốt thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\Phi 6$, khoảng cách $a = 20 \text{ cm}$.

Tại các tiết diện chịu mômen âm, theo sơ đồ tính thì các tiết diện này có mômen bằng 0 nhưng thực tế thì ở đó vẫn tồn tại giá trị mômen âm do đó ta đặt thép mũ ở tiết diện gối theo cấu tạo $\phi 6a200$.

2. Tính bản chiếu nghỉ (Ô2 ; Ô3)

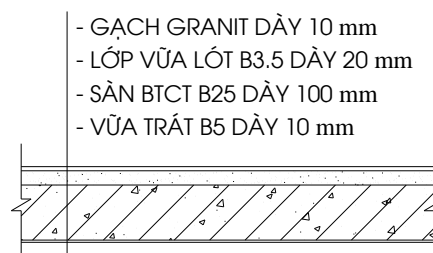
Cầu thang tầng 1 có 3 vế với 2 ô chiếu nghỉ là Ô2 và Ô3. Trong đó Ô2 hoàn toàn giống với bản chiếu nghỉ của cầu thang từ tầng 2-10 đã tính ở Mục III. Ta chỉ cần tính cho Ô3

Tính bản chiếu nghỉ : Ô3

a. Cấu tạo bản chiếu nghỉ

Bản chiếu nghỉ được cấu tạo như trên

Hình 3.13



Hình 3.13 Cấu tạo bản chiếu nghỉ

b. Xác định tải trọng

Tĩnh tải

Chiều nghỉ gồm các lớp cấu tạo như trên hình 3.5

Tĩnh tải tác dụng lên sàn chiếu nghỉ được tính theo công thức sau : $g^{tt} = \sum n_i \cdot \gamma_i \cdot \delta_i$

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng 3.1

Bảng 3.1 Tĩnh tải tính toán bản chiếu nghỉ

STT	Vật liệu	Chiều dày (m)	γ (N/m ³)	n	Tĩnh tải tính toán g^{tt} (N/m ²)
1	Lớp đá granit	0,01	20000	1,1	220
2	Lớp vữa lót B3.5	0,02	16000	1,2	384
3	Bản BTCT B25	0,10	25000	1,1	2750
4	Vữa trát B5	0,01	16000	1,2	192
	Tổng cộng				3546

Hoạt tải :

Hoạt tải được lấy theo TCVN 2737-1995 cho cầu thang là $p^{tc} = 3000 \text{ N/m}^2$, hệ số vượt tải lấy bằng 1,2 . Ta có hoạt tải trên chiếu nghỉ :

$$p^{tt} = 1,2 \cdot 3000 = 3600 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1m² bản chiếu nghỉ :

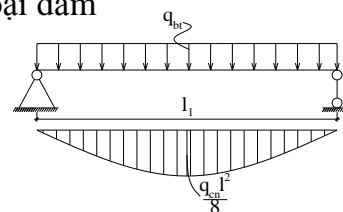
$$q_{cn} = (p^{tt} + g^{tt}) = (3600 + 3546) = 7146 \text{ (N/m}^2\text{)}.$$

c. *Tính nội lực trong bản chiếu nghỉ :*

Kích thước bản chiếu nghỉ : $l_1 = 1,3 \text{ m}$; $l_2 = 3,0 \text{ m}$.

Xét tỉ số $l_2/l_1 = 3,0/1,3 = 2,3 \Rightarrow$ Tính toán theo bản loại dầm

Ta cắt bản theo phương cạnh ngắn một dải rộng 1m để tính.



Mômen lớn nhất tại giữa nhịp :

$$M = \frac{q_{cn} \cdot l^2}{8} = \frac{7146 \cdot 1,3^2}{8} = 1509,6 \text{ (N.m)}$$

Hình 3.14 Sơ đồ tính Ô3

d. Tính toán cốt thép :

Tính cốt thép dọc:

Ta có $M = 1509,6$ (N.m)

Giả thiết $a = 1,5$ cm , tính được $h_0 = 10 - 1,5 = 8,5$ cm.

$$\text{Tính } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{1509,6}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1,0 \cdot 0,085^2} = 0,0144$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AI có $\alpha_R = 0,427$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0144 < \alpha_R = 0,427$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0144}}{2} = 0,993$$

$$\Rightarrow A_s^t = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{1509,6}{22500 \times 0,993 \times 0,085} = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^t}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{0,79}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,09\%$$

$$\text{Chọn thép } \Phi 6 \text{ có } a_s = 0,283 \text{ cm}^2 \Rightarrow a^t = \frac{b \times a_s}{A_s} = \frac{100 \times 0,283}{0,79} = 35,82 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh thép $a^{BT} = 20$ cm và tính lại A_s^{BT} :

$$A_s^{BT} = \frac{b \cdot a_s}{a^{BT}} = \frac{100 \cdot 0,283}{20} = 1,41 > A_s^t = 0,79 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,41}{100 \times 8,5} \times 100\% = 0,166\%$$

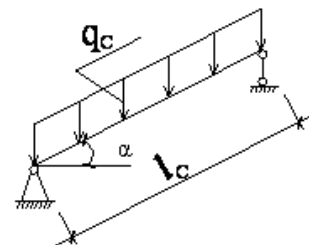
Cốt thép theo phương cạnh dài đặt theo cấu tạo $\Phi 6$, khoảng cách $a = 20$ cm.

Tại các tiết diện chịu mômen âm, theo sơ đồ tính thì các tiết diện này có mômen bằng 0 nhưng thực tế thì ở đó vẫn tồn tại giá trị mômen âm do đó ta đặt thép mũ ở tiết diện gối theo cấu tạo $\phi 6a200$.

3. Tính cốt thang (C1, C2).

a. Sơ đồ Cốt thang:

Xem cốt thang làm việc như một dầm đơn hai đầu khớp, được đặt nghiêng so với mặt phẳng nằm ngang một góc α .



Chọn kích thước tiết diện cột: Ta có $l_c = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{3,6}{0,914} = 3,94 \text{ m}$

Hình 3.15 Sơ đồ cốt thang

$$h_c = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) l_c = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 3,94 = (19,7 \div 49,25) \text{ cm. Chọn } h_c = 30 \text{ cm.}$$

Chọn bề rộng cột b_c : Với $\frac{h_c}{b_c} = 2 \div 4$. Chọn $b_c = 10 \text{ cm}$

b. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên cốt thang bao gồm :

- Trọng lượng bản thân :

$$\text{Phần bê tông } g_b = n \cdot \gamma_b \cdot b_c \cdot (h_c - h_b) = 1,1 \times 25000 \times 0,1 \times (0,3 - 0,1) = 550 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Phần vữa trát } g_v = n \cdot \gamma_v \cdot \delta \cdot (b_c + 2h_c - h_b) = 1,3 \times 16000 \times 0,01 \times (0,1 + 2 \cdot 0,3 - 0,1) = 124,8 \text{ (N/m)}$$

$$\Rightarrow g_{bt} = g_b + g_v = 550 + 124,8 = 674,8 \text{ (N/m).}$$

- Trọng lượng của lan can: lan can hoa sắt có $q = 0,04 \text{ T/m} = 400 \text{ N/m}$

$$g_{lc} = 1,2 \times 400 = 480 \text{ (N/m)}$$

- Do bản thang truyền vào : (bản loại dầm)

$$q = q_b \times l_1 / 2 = 9033,4 \times 1,3 / 2 = 5871,7 \text{ (N/m)}$$

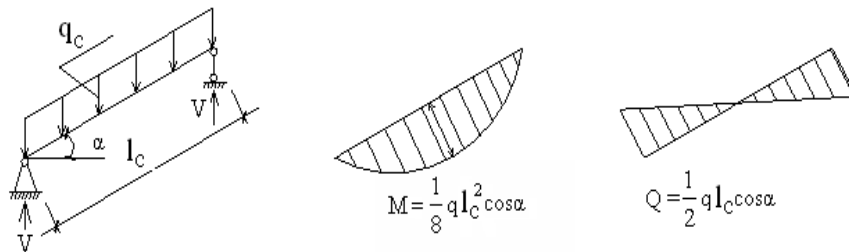
(Trong đó q_b là phần tải trọng thẳng đứng tác dụng lên bản thang $q_b = g^{tt} + p^{tt} \cdot \cos \alpha$).

Tổng tải trọng tác dụng lên cốn thang là:

$$q_c = g_{bt} + g_{lc} + q = 674,8 + 480 + 5871,7 = 7026,3 \text{ (N/m)}.$$

c. Xác định nội lực và tính toán cốt thép:

- Sơ đồ tính :



Hình 3.16 Sơ đồ tính cốn thang

Mômen lớn nhất giữa nhịp :

$$M = \frac{1}{8} q_c \cdot l_c^2 \cos \alpha = \frac{1}{8} \times 7026,3 \times 3,94^2 \times 0,914 = 12461,6 \text{ (N.m)}.$$

Lực cắt lớn nhất :

$$Q = \frac{1}{2} q_c \cdot l_c \cos \alpha = \frac{1}{2} \times 7026,3 \times 3,94 \times 0,914 = 12651,4 \text{ (N)}.$$

- Tính toán cốt thép :

Chọn a = 3cm =>Chiều cao làm việc $h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

*** Tính cốt dọc**

+ Tính cốt thép phía dưới :

$$\text{Tính : } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{124616}{14,5 \cdot 10^6 \times 0,1 \times 0,27^2} = 0,118$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AII có $\alpha_R = 0,418$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0118 < \alpha_R = 0,418$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,118}}{2} = 0,937$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{12461,6}{22500 \times 0,937 \times 0,27} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,19}{10 \times 27} \times 100\% = 0,811\%$$

Chọn thép 1Φ18 có $A_s^{BT} = a_s = 2,545 \text{ cm}^2 > A_s'' = 2,19 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,545}{10 \times 27} \times 100\% = 0,943\%$$

+ Cốt thép phía trên đặt theo cấu tạo chọn 1Φ12 để bố trí.

* Tính toán cốt đai

Lực cắt lớn nhất $Q = 12651,4 \text{ (N)}$

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm :

$$\text{Điều kiện : } Q_{\max} \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$$

Giả thiết hàm lượng cốt đai tối thiểu Φ6 s150, cốt đai 1 nhánh

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{1,0,283}{10,15} = 0,0019$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0,0019 = 1,067$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$$

$$\Rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,067 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 10,27 = 110907,45 \text{ N}$$

Ta thấy $Q_{\max} = 12651,4 \text{ (N)} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 110907,45 \text{ (N)}$.

Vậy điều kiện trên được thỏa mãn. Cần không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

- b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I

- s khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cầu kiện

- E_s , E_b : Môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông.

- φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

- *Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai:*

$$Q_{b \min} = 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo.

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 27 = 17010 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 17010 \text{ (N)} > Q_{\max} = 12651,4 \text{ (N)}.$$

\Rightarrow đặt cốt đai theo cấu tạo.

- *Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt :*

Tính các giá trị:

$$M_b = \min[\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]; 1,5 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]$$

$$= \min[2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 27^2]; 1,5 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 27^2]$$

$$= \min[1530900; 2296350]$$

$$= 1530900 \text{ (N.cm)} = 15309 \text{ (N.m)}$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật .

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

Tính Q_{b1}

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = q = 7026,3 \text{ (N/m)} \text{ (Vì toàn bộ } q \text{ là tải trọng thường xuyên nên lấy } q_1=q)$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{15309 \cdot 7026,3} = 20742,77 \text{ (N)}.$$

Ta có : $\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{20742,77}{0,6} = 34571,28 \text{ (N)} > Q_{\max} = 12651,4 \text{ (N)}$.

Tính q_{sw} theo: $q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{12651,4^2 - 34571,28^2}{4 \cdot 15309} = -16903,71 \text{ (N/m)}$

Ngoài ra q_{sw} còn không được nhỏ hơn

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2 \cdot h_0} = \frac{12651,4 - 34571,28}{2 \cdot 0,27} = -40592,37 \text{ (N/m)}$$

Vậy $q_{sw} = -40592,37 \text{ (N/m)}$

Kiểm tra để tránh xảy ra phá hoại dòn :

Tính $\frac{Q_{b \min}}{2h_0} = \frac{17010}{2 \cdot 0,27} = 31500 \text{ (N/m)} < q_{sw} = 40592,37 \text{ (N/m)}$ không bị phá hoại dòn

Do: $q_{sw} = 40592,37 \text{ (N/m)} > \frac{Q_{b \min}}{2h_0} = 31500 \text{ (N/m)} \Rightarrow$ Thỏa

Chọn đai Ø6 một nhánh , tính khoảng cách đai ở khu vực gần gối tựa .

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 0,283}{405,92} = 12,20 \text{ (cm)}.$$

Với $s = 150 > s_{tt} = 122$ thì nên ta chọn lại $s = 120 \text{ mm}$.

Do đó bố trí cốt đai như sau :

Ở khu vực gần gối tựa lấy: Ø6, 1 nhánh, $s = 120 \text{ mm}$

Ở khu vực giữa cột lấy: Ø6, 1 nhánh, $s = 200 \text{ mm}$

Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

Điều kiện:

$$s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{bt}(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5.(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5.(1 + 0).1,05.10^2.10.27^2}{126514}$$

$$s_{\max} = 90,75 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Thấy rằng } s \leq s_{\max}, \text{thoả điều kiện}$$

4. Tính dầm chiếu nghỉ (D_{CN}).

Dầm chiếu nghỉ D_{CN1} (thuộc Ô2) giống với D_{CN} cầu thang từ tầng 2-10 nên ta không cần tính lại. Ta chỉ tính cho D_{CN2} và D_{CN3} đỡ ô chiếu nghỉ (Ô3).

4.1 Tính D_{CN2}

a. Sơ đồ và kích thước dầm chiếu nghỉ:

Xem dầm chiếu nghỉ làm việc như một dầm đơn giản hai đầu khớp.

Chọn kích thước tiết diện D_{CN2} : Ta có $l_d = 3 \text{ m}$

$$h_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right)l_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right).300 = (15 \div 37,5) \text{ cm. Chọn } h_d = 30 \text{ cm.}$$

Chọn bề rộng dầm b_d : Với $\frac{h_d}{b} = 2 \div 4$. Chọn $b_d = 20 \text{ cm}$.

b. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ bao gồm:

- Trọng lượng bản thân:

$$\text{Phần bê tông } g_b = n.\gamma_b.b_d.(h_d - h_b) = 1,1 \times 25000 \times 0,2 \times (0,3 - 0,1) = 1100 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Phần vữa trát } g_v = n.\gamma_v.\delta.(b_d + 2h_d - h_b) = 1,3 \times 16000 \times 0,01 \times (0,2 + 2 \times 0,3 - 0,1) = 145,6 \text{ (N/m)}$$

$$\Rightarrow g_{bt} = g_b + g_v = 1100 + 145,6 = 1245,6 \text{ (N/m)}$$

- Do bản thang (Ô1) truyền vào: (bản loại dầm).

Vì bản thang là bản loại dầm nên phần tải trọng từ bản thang truyền vào D_{CN} : $q_1 = 0$

- Do bản chiếu nghỉ (Ô3) truyền vào: (bản loại dầm)

$$q_2 = q_{cn} \cdot \frac{l_1}{2} \text{ Với ; } q_{cn} = 7146(N/m^2)$$

$$q_2 = 7146 \cdot \frac{1,3}{2} = 4644,9 (N/m).$$

⇒ Tải trọng phân bố tác dụng lên D_{CN2} : $q = g_{bt} + q_1 + q_2 = 1245,6 + 4644,9 = 5890,5 (N/m)$

Tải trọng tập trung do cột (C1 , C2) truyền vào :

$$V = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_c = \frac{1}{2} \cdot 7026,3 \cdot 3,94 = 13841,8 (N).$$

c. *Xác định nội lực*

- *Sơ đồ tính D_{CN2}* : Như hình 3.17

$$\text{Phản lực ở gối tựa : } V_A = V_B = \frac{q \cdot l + 2 \cdot V}{2} = \frac{5890,5 \cdot 3 + 2 \cdot 13841,8}{2} = 22677,6 (N).$$

Kết quả tính toán nội lực trong dầm như sau :

$$\text{Mômen lớn nhất : } M = 20232,6 (N.m)$$

$$\text{Lực cắt lớn nhất : } Q = 22677,6 (N).$$

d. *Tính toán cốt thép* :

Chọn $a = 3\text{cm} \Rightarrow$ Chiều cao làm việc $h_0 = 30$

- $3 = 27 \text{ cm}$.

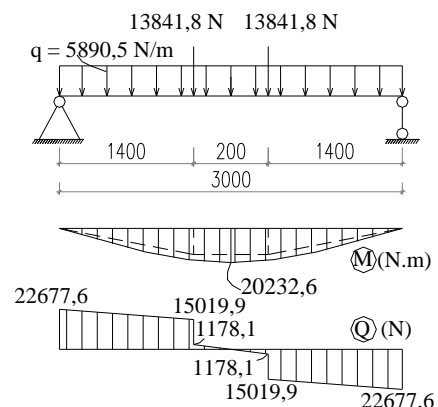
* **Tính cốt dọc**

Tính :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{20232,6}{14,5 \cdot 10^6 \times 0,2 \times 0,27^2} = 0,0957$$

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AII có $\alpha_R = 0,418$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0957 < \alpha_R = 0,418$



Hình 3.17 Sơ đồ tính và biểu đồ

nội lực D_{CN2}

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0957}}{2} = 0,950$$

$$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{20232,6}{22500 \times 0,950 \times 0,27} = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{3,51}{20 \times 27} \times 100\% = 0,65\%$$

Chọn thép 2Φ16 có $a_s = 4,02 \text{ cm}^2 > A_s'' = 3,51 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A_s^{\text{BT}}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{4,02}{20 \times 27} \times 100\% = 0,74\%$$

Cốt thép phía trên đặt theo cấu tạo chọn 2Φ12 để bố trí.

* Tính toán cốt đai

Lực cắt lớn nhất $Q = 22677,6 \text{ (N)}$

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm :

Điều kiện : $Q_{\max} \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$

Giả thiết hàm lượng cốt đai tối thiểu Φ6 s150, cốt đai 2 nhánh

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2.0,283}{20.15} = 0,0019$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0,0019 = 1,067$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$$

$$\Rightarrow 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,067 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 221814,9 \text{ N}$$

Ta thấy $Q_{\max} = 22677,6 \text{ (N)} < 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 221814,9 \text{ (N)}$.

Vậy điều kiện trên được thỏa mãn. Dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

- b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I

- s khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cầu kiện

- E_s, E_b : Môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông.

- φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

- *Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai:*

$$Q_{b \min} = 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo.

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 34020 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 34020 \text{ (N)} > Q_{\max} = 22677,6 \text{ (N)}.$$

\Rightarrow đặt cốt đai theo cấu tạo.

- *Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt :*

Tính các giá trị:

$$M_b = \min[\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]; 1,5 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]$$

$$= \min[2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]; 1,5 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]$$

$$= \min[3061800; 4592700]$$

$$= 3061800 \text{ (N.cm)} = 30618 \text{ (N.m)}$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật .

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

Tính Q_{b1}

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = q = 5890,5 \text{ (N/m)} \text{ (Vì toàn bộ } q \text{ là tải trọng thường xuyên nên lấy } q_1=q)$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{30618,5890,5} = 26859,3 \text{ (N)}.$$

Ta có : $\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{26859,3}{0,6} = 44765,5 \text{ (N)} > Q_{\max} = 22677,6 \text{ (N)}$.

Tính q_{sw} theo: $q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{22677,6^2 - 26859,3^2}{4 \cdot 30618} = -1691,4 \text{ (N/m)}$

Ngoài ra q_{sw} còn không được nhỏ hơn

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2 \cdot h_0} = \frac{22677,6 - 26859,3}{2 \cdot 0,27} = -7743,9 \text{ (N/m)}$$

Vậy $q_{sw} = -7743,9 \text{ (N/m)}$

Kiểm tra để tránh xảy ra phá hoại dòn :

Tính $\frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{34020}{2 \cdot 0,27} = 63000 \text{ (N/m)} > q_{sw} = -7743,9 \text{ (N/m)}$ bị phá hoại dòn \Rightarrow tính lại q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 \right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2 \cdot h_0} \right)^2}$$
$$= \frac{22677,6}{2 \cdot 0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 5890,5 - \sqrt{\left(\frac{22677,6}{2 \cdot 0,27} + \frac{2}{0,6} \cdot 5890,5 \right)^2 - \left(\frac{22677,6}{2 \cdot 0,27} \right)^2} = 16522,8 \text{ (N/m)}$$

Do: $q_{sw} = 16522,8 \text{ (N/m)} < \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = 63000 \text{ (N/m)} \Rightarrow q_{sw} = 63000 \text{ (N/m)}$

Chọn đai Ø6 hai nhánh , tính khoảng cách đai ở khu vực gần gối tựa .

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 2.0,283}{630} = 15,72 \text{ (cm)}.$$

Với $s = 150 \leq s_{tt} = 157$ thì thỏa mãn, không cần chọn lại s

Do đó bố trí cốt đai theo cấu tạo tối thiểu:

Ở khu vực gần gối tựa lấy: Ø6, 2 nhánh, $s = 150\text{mm}$

Ở khu vực giữa cột lấy: Ø6, 2 nhánh, $s = 200\text{mm}$

Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

Điều kiện:

$$s \leq s_{\max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot (1 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2}{28957,63}$$

$$s_{\max} = 79,30 \text{ (cm)} \quad \Rightarrow \text{Thấy rằng } s \leq s_{\max}, \text{thỏa điều kiện.}$$

*** Tính cốt treo tại vị trí có lực tập trung**

Chỗ cột thang gác lên dầm chiếu nghỉ cần tính toán cốt đai chịu lực tập trung do tải trọng của cột thang gây ra.

$$\text{Điều kiện : } F \cdot \left(1 - \frac{h_s}{h_0} \right) \leq \sum R_{sw} \cdot A_{sw}.$$

Trong đó : F : Lực giập đứt do tải trọng của cột thang gây ra

h_s : Khoảng cách từ vị trí đặt lực đến trọng tâm cốt dọc.

$\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$: Tổng lực cắt chịu bởi cốt đai đặt thêm trong vùng giập đứt

Có : $F = 13841,8 \text{ (N)}$. $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$.

$$\Rightarrow \text{Ta tính đơn giản } \sum A_{sw} \geq \frac{F}{R_{sw}} = \frac{13841,8}{17500} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

Chọn 2 đai Ø6, 2 nhánh có $\sum A_{sw} = 2 \cdot 2 \cdot 0,283 = 1,132 \text{ cm}^2$.

Mỗi bên của cốn thang bố trí 1 đai (sát mép cốn).

4.2 Tính D_{CN3}

a. Sơ đồ và kích thước dầm chiếu nghỉ:

Xem dầm chiếu nghỉ làm việc như một dầm đơn giản hai đầu khớp.

Chọn kích thước tiết diện D_{CN3} : Ta có $l_d = 3$ m

$$h_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) l_d = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 300 = (15 \div 37,5) \text{ cm. Chọn } h_d = 30 \text{ cm.}$$

Chọn bề rộng dầm b_d : Với $\frac{h_d}{b} = 2 \div 4$. Chọn $b_d = 20$ cm.

b. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ bao gồm :

- Trọng lượng bản thân :

$$\text{Phần bê tông } g_b = n \cdot \gamma_b \cdot b_d \cdot (h_d - h_b) = 1,1 \times 25000 \times 0,2 \times (0,3 - 0,1) = 1100 \text{ (N/m)}$$

$$\text{Phần vữa trát } g_v = n \cdot \gamma_v \cdot \delta \cdot (b_d + 2h_d - h_b) = 1,3 \times 16000 \times 0,01 \times (0,2 + 2 \cdot 0,3 - 0,1) = 145,6 \text{ (N/m)}$$

$$\Rightarrow g_{bt} = g_b + g_v = 1100 + 145,6 = 1245,6 \text{ (N/m).}$$

- Do bản chiếu nghỉ (Ô3) truyền vào : (bản loại dầm)

$$q_1 = q_{cn} \cdot \frac{l_1}{2} \text{ Với ; } q_{cn} = 7146 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q_1 = 7146 \cdot \frac{1,3}{2} = 4644,9 \text{ (N/m).}$$

- Trọng lượng của lan can: lan can hoa sắt có $q = 0,04$ T/m = 400 N/m

$$g_{lc} = 1,2 \times 400 = 480 \text{ (N/m)}$$

\Rightarrow Tải trọng phân bố tác dụng lên D_{CN2} :

$$q = g_{bt} + q_1 + g_{lc} = 1245,6 + 4644,9 + 480 = 6370,5 \text{ (N/m)}$$

c. Xác định nội lực

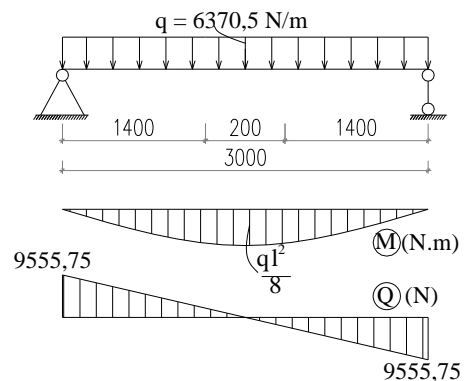
- Sơ đồ tính D_{CN3} : Như hình 3.18

Phản lực ở gối tựa : $V_A = V_B = \frac{q.l}{2} = \frac{6370,5.3}{2} = 9555,75 \text{ (N)}$.

Kết quả tính toán nội lực trong dầm như sau :

Mômen lớn nhất : $M = 7166,8 \text{ (N.m)}$

Lực cắt lớn nhất : $Q = 9555,75 \text{ (N)}$.



d. Tính toán cốt thép :

Chọn $a = 3\text{cm} \Rightarrow$ Chiều cao làm việc $h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$.

Hình 3.18 Sơ đồ tính và biểu đồ

nội lực D_{CN3}

*** Tính cốt dọc**

Tính : $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7166,8}{14,5 \cdot 10^6 \times 0,2 \times 0,27^2} =$

0,0339

Tra bảng (phụ lục 8 – Sách Kết cấu bê tông cốt thép) với Bê tông B25, thép AII có $\alpha_R = 0,418$

Ta thấy $\alpha_m = 0,0339 < \alpha_R = 0,418$

$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0339}}{2} = 0,983$

$\Rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{7166,8}{22500 \times 0,983 \times 0,27} = 1,20 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép $\mu\% = \frac{A_s''}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,20}{20 \times 27} \times 100\% = 0,22\%$

Chọn thép 2Φ12 có $a_s = 2,26 \text{ cm}^2 > A_s'' = 1,20 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$\text{Kiểm tra hàm lượng cốt thép } \mu\% = \frac{A^{BT}}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,26}{20 \times 27} \times 100\% = 0,42\%$$

Cốt thép phía trên đặt theo cấu tạo chọn 2Φ12 để bố trí.

*** Tính toán cốt đai**

Lực cắt lớn nhất $Q = 9555,75$ (N)

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính ở bụng dầm :

$$\text{Điều kiện : } Q_{\max} \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0$$

Giả thiết hàm lượng cốt đai tối thiểu Φ6 s150, cốt đai 2 nhánh

$$\mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b.s} = \frac{2.0,283}{20.15} = 0,0019$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5.\alpha.\mu_w = 1 + 5.7.0,0019 = 1,067$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta.R_b = 1 - 0,01.R_b = 1 - 0,01.14,5 = 0,885$$

$$\implies 0,3.\varphi_{w1}.\varphi_{b1}.R_b.b.h_0 = 0,3.1,067.0,885.14,5.10^2.20.27 = 221814,9 \text{ N}$$

Ta thấy $Q_{\max} = 9555,75$ (N) < $0,3.\varphi_{w1}.\varphi_{b1}.R_b.b.h_0 = 221814,9$ (N).

Vậy điều kiện trên được thỏa mãn. Dầm không bị phá hoại do ứng suất nén chính.

- A_{sw} diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong 1 mặt phẳng vuông góc với trục cấu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng .

- b chiều rộng của tiết diện chữ nhật; chiều rộng sườn của tiết diện chữ T và chữ I

- s khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc của cấu kiện

- E_s, E_b : Môđun đàn hồi của cốt thép và bê tông.

- φ_{b1} hệ số xét đến khả năng phân phối lại nội lực của các loại bê tông khác nhau .

- Kiểm tra điều kiện tính toán cốt đai:

$$Q_{b \min} = 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo.

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27 = 34020 \text{ (N)}$$

$$\Rightarrow 0,6 (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 34020 \text{ (N)} > Q_{\max} = 9555,75 \text{ (N)}.$$

\Rightarrow đặt cốt đai theo cấu tạo.

- Kiểm tra cường độ của tiết diện nghiêng theo lực cắt :

Tính các giá trị:

$$M_b = \min[\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]; 1,5 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2]$$

$$= \min[2 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]; 1,5 \cdot 2 \cdot 1,05 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 27^2]$$

$$= \min[3061800; 4592700]$$

$$= 3061800 \text{ (N.cm)} = 30618 \text{ (N.m)}$$

Với $\varphi_f = 0$ vì tiết diện chữ nhật .

$\varphi_n = 0$ vì không có lực nén hoặc kéo

$\varphi_{b2} = 2$. đối với bê tông nặng .

Tính Q_{b1}

$$q_1 = g + \frac{v}{2} = q = 6370,5 \text{ (N/m)} \text{ (Vì toàn bộ } q \text{ là tải trọng thường xuyên nên lấy } q_1 = q)$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{30618 \cdot 6370,5} = 27932,2 \text{ (N)}.$$

$$\text{Ta có : } \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{27932,2}{0,6} = 46553,7 \text{ (N)} > Q_{\max} = 9555,75 \text{ (N)}.$$

Tính q_{sw} theo: $q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{bt}^2}{4M_b} = \frac{9555,75^2 - 46553,7^2}{4.30618} = -16950,3 \text{ (N/m)}$

Ngoài ra q_{sw} còn không được nhỏ hơn

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{bt}}{2.h_0} = \frac{9555,75 - 46553,7}{2.0,27} = -68514,7 \text{ (N/m)}$$

Vậy $q_{sw} = -68514,7 \text{ (N/m)}$

Kiểm tra để tránh xảy ra phá hoại dòn :

Tính $\frac{Q_{bmin}}{2h_0} = \frac{34020}{2.0,27} = 63000 \text{ (N/m)} < q_{sw} = 68514,7 \text{ (N/m)}$ Nên không bị phá hoại

Do: $q_{sw} = 68514,7 \text{ (N/m)} > \frac{Q_{bmin}}{2h_0} = 63000 \text{ (N/m)} \Rightarrow q_{sw} = 68514,7 \text{ (N/m)}$

Chọn đai Ø6 hai nhánh , tính khoảng cách đai ở khu vực gần gối tựa .

$$s_{tt} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175.10^2.2.0,283}{685,147} = 14,46 \text{ (cm)}.$$

Với $s = 150 > s_{tt} = 14,46$ Nên ta chọn lại $s = 120 \text{ mm}$

Do đó bố trí cốt đai như sau :

Ở khu vực gần gối tựa lấy: Ø6, 2 nhánh, $s = 120 \text{ mm}$

Ở khu vực giữa cột lấy: Ø6, 2 nhánh, $s = 200 \text{ mm}$

Kiểm tra điều kiện không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng đi qua giữa 2 thanh cốt đai (khe nứt nghiêng không cắt qua cốt đai)

Điều kiện:

$$s \leq s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2}{Q_{max}} = \frac{1,5.(1 + \varphi_n)R_{bt}.b.h_o^2}{Q_{max}} = \frac{1,5.(1 + 0).1,05.10^2.20.27^2}{9555,75}$$

$s_{max} = 240 \text{ (cm)} \Rightarrow$ Thấy rằng $s \leq s_{max}$,thoả điều kiện.

*** Cầu thang tầng 1 được kê lên sàn tầng 1 Vì vậy chiều tới của cầu thang này cũng chính là ô sàn tầng 1 đã tính ở chương I**

Kết quả tính toán và bố trí cốt thép được thể hiện trên bản vẽ KC 04

PHẦN II

THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2

I. ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH :

Bảng 5.1 Các chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất:

Lớp	Độ ẩm W(%)	Δ (kN/ m ³)	Dung trọng γ_w (kN/m ³)	Hệ số rỗng e	Giới hạn chảy W_{ch}	Giới hạn dẻo W_d	Độ sệt B	Lực dính C	Góc nội ma sát φ	Mô đun BD E (N/cm ²)
1	20	26,7	19,7	0,556	26	16	0,4	0,173	20	1080
2	19	26,8	20,5	0,562	29	18	0,09	0,203	24	1430
3	19	26,9	19,6	0,585	27	18	0,11	0,184	23	1260
4	18,5	26,8	19,8	0,585	24	17	0,21	0,117	22	1800

Theo “Báo cáo kết quả khảo sát địa chất công trình khu đô thị mới Dịch Vọng-Cầu Giấy - Hà Nội, giai đoạn phục vụ thiết kế kỹ thuật ”: Khu đất xây dựng tương đối bằng phẳng, cao độ trung bình +6,3m, được khảo sát bằng phương pháp khoan, xuyên tĩnh, từ trên xuống gồm các lớp đất có chiều dày ít thay đổi trong mặt bằng

1. Lớp 1 : sét pha xám vàng, nâu trạng thái dẻo

$$0,25 < B = 0,4 \leq 0,5.$$

Chiều dày lớp : 5,2m.

2. Lớp 2 : sét pha màu nâu đỏ, lẫn sạn sỏi laterit, trạng thái nửa cứng

$$0 < B = 0,09 \leq 0,25.$$

Chiều dày lớp : 3,2m.

3. Lớp 3 : Sét pha xám vàng, nâu, trạng thái nửa cứng

$$0 < B = 0,11 \leq 0,25.$$

Chiều dày lớp : 3,5m.

4. Lớp 4 : Cát pha xám vàng, trạng thái nửa cứng

$$0 < B = 0,21 \leq 0,25.$$

Chiều dày lớp đến độ sâu thăm dò : 20 m

Chiều sâu mực nước ngầm : xuất hiện ở lớp đất thứ 2.

II. TÍNH TOÁN MÓNG (M1):

1. Xác định tải trọng

Từ bảng Tổ hợp nội lực cột ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm để tính toán : Thường là cặp $(N_{max}; M_{tur}; Q_{tur})$ và kiểm tra cho các cặp còn lại.

$$\text{Móng } M_1 \text{ có } \begin{cases} M^{tt} = 348 \text{ (kN.m)}. \\ N^{tt} = 5519 \text{ (kN)}. \\ Q^{tt} = 155,05 \text{ (kN)}. \end{cases}$$

Ngoài tải trọng tính toán ta còn phải tính đến tải trọng do:

- Trọng lượng cột C4(500x700) :

$$\text{Ta có: } g_c = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,5 + 1,3 \cdot 0,015 \cdot 1600 \cdot 3,5 \cdot 2 \cdot (0,5 + 0,7) = 36,64 \text{ (KN)}.$$

- Trọng lượng bản thân giằng móng: Giằng móng có kích thước 200x400

$$N_{gm} = 1,1 \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \gamma$$

Trong đó 1,1 : Hệ số an toàn

b,h : Kích thước giếng móng.

γ : Dung trọng vật liệu chế tạo giếng móng $\gamma = 2500 \text{ (kG/m}^3\text{)}$.

l : Chiều dài giếng móng

Móng biên M_1 có $l = (8 + 8)/2 = 8 \text{ (m)}$.

$$N_{gm} = 1,1.0,2.0,4.8.25 = 17,6 \text{ (kN)}.$$

- Tải trọng do sàn tầng hầm và hoạt tải trên sàn tầng hầm gây ra :

$$N_{sh} = 1,1.S.h_s.\gamma + 1,2.p.S$$

Trong đó: 1,1 và 1,2 hệ số an toàn

S: diện tích chịu tải của móng

$$S = 8,4.(8+8)/2.2 = 33,6 \text{ (m}^2\text{)}.$$

h_s chiều dày sàn tầng hầm $h_s = 0,15\text{m}$

p hoạt tải tiêu chuẩn của tầng hầm lấy $p = 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$.

$$\Rightarrow N_{sh} = 1,1.33,6.0,15.25 + 1,2.5.33,6 = 340 \text{ (kN)}$$

- Tải trọng do tường tầng hầm truyền xuống cột biên:

$$N_{th} = 1,1.b.h.l.\gamma$$

Trong đó 1,1 hệ số an toàn

b,h kích thước tường tầng hầm.

l chiều dài tường $l = (8+8)/2 = 8\text{m}$.

γ dung trọng vật liệu chế tạo tường $\gamma = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$\Rightarrow N_{th} = 1,1.0,2.2,25.8.25 = 99 \text{ (kN)}.$$

$$N_o^{tt} = 5519 + 36,64 + 17,6 + 340 + 25 = 5221,74 \text{ (kN)}.$$

$$\text{Vậy } M_1 \text{ tại mặt móng có } \begin{cases} M_{tt} = 348 \text{ (kN.m)}. \\ N_{tt} = 5221,74 \text{ (kN)}. \\ Q_{tt} = 155,05 \text{ (kN)}. \end{cases}$$

Khi tính khung xem cột ngầm tại mặt móng nên cần chuyển tải trọng tính toán đến mặt phẳng đáy đài. Giả thiết chiều cao đài cọc là 1,0 m.

$$M^{tt} = (M^{tt} + Q^{tt} . 1,0) = 348 + 155,05 . 1,0 = 503,05 \text{ (KN.m)}.$$

$$\text{Vậy } M_1 \text{ tại mặt phẳng đáy đài có } \begin{cases} M_{tt} = 503,05 \text{ (kN.m)}. \\ N_{tt} = 5221,74 \text{ (kN)}. \\ Q_{tt} = 155,05 \text{ (kN)}. \end{cases}$$

2. Chọn kích thước và vật liệu làm cọc:

Tiết diện cọc : 300x300.

Bê tông B30 có $R_b = 17 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,2 \text{ Mpa}$.

Cốt thép AII: 4 ϕ 18 có $R_s = R_{SC} = 280 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$.

Lớp bảo vệ cốt thép $a = 3,0 \text{ cm}$.

Đoạn cọc còn nguyên chôn vào đài là 15cm, đoạn phá vỡ đầu cọc lấy $\geq 20\Phi = 20.1,8 = 36\text{cm} \rightarrow$ chọn 40 cm, tổng chiều dài cọc là 12 m, gồm 2 đoạn cọc nối với nhau. Chiều dài mỗi đoạn là 6m. Như vậy chiều dài của đoạn cọc (C1) tính từ đáy đài đến hết đoạn cọc là : $6 - 0,15 - 0,4 = 5,45 \text{ m}$.

Đoạn cọc dưới cắm vào lớp cát pha xám vàng 1 đoạn 2,95 m.

3. Xác định sơ bộ và kiểm tra độ sâu chôn đài :

$$h_m \geq 0,7 \cdot h_{\min}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma \times b}}$$

Trong đó :

h_m : Độ sâu chôn đài.

φ : Góc nội ma sát của lớp đất từ đáy đài trở lên.

γ : Dung trọng của lớp đất từ đáy đài trở lên.

Dự kiến ta sẽ đặt đài vào lớp đất thứ nhất (Sét pha) có:

$$\varphi = 20^\circ; \gamma = 19,7 \text{ kN/m}^3$$

$$\sum H : \text{Tổng tải trọng ngang tác dụng lên đài.} \rightarrow \sum H = Q^{\text{tt}} = 155,05 \text{ kN.}$$

b : Cạnh đáy đài vuông góc $\sum H$. Do chưa có số liệu tính toán cụ thể nên ta chọn sơ bộ cạnh b dựa trên cơ sở sau :

Tải trọng tác dụng lên móng là khá lớn. Dự kiến số cọc sử dụng ≥ 6 cọc

Khoảng cách giữa 2 tim cọc $3d$ (d : đường kính cọc).

Khoảng cách từ mép ngoài của cọc đến mép đài ($10 \div 25$)cm \rightarrow Chọn 10 cm. Dưới đây là một phương án bố trí hệ cọc (chỉ dùng để xác định sơ bộ kích thước b)

Vậy b chọn sơ bộ :

$b = (200 + 300 + 900) = 1400 \text{ mm} = 1,4\text{m}.$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma \times b}}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{20}{2}) \sqrt{\frac{155,05}{19,7 \cdot 1,4}} = 1,67\text{m}$$

$$h_m \geq 0,7 \cdot h_{\min} = 0,7 \cdot 1,67 = 1,17 \text{ m}.$$

Vậy: Chọn độ sâu chôn dài $h_m = 1,5 \text{ m}$

4 Tính sức chịu tải của cọc :

Việc xác định sức chịu tải của cọc có ý nghĩa hết sức quan trọng. Sức chịu tải của cọc gây ảnh hưởng đến hầu hết kết quả tính toán về nền móng của công trình. Vì vậy

việc xác định sức chịu tải của cọc cần phải được tính toán kỹ lưỡng và được xem xét nhiều lần dựa trên kinh nghiệm thực tế. Do đó khi tính sức chịu tải của cọc ta nên tham khảo thêm sức chịu tải thực tế của một số công trình xung quanh được thiết kế với phương pháp tương tự để khẳng định kết quả tính toán. Một số kinh nghiệm về sức chịu tải của cọc :

- Đối với cọc ma sát (cọc đóng, cọc ép ...) thường thì sức chịu tải của cọc tính theo đất nền nhỏ hơn khá nhiều so với sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc. Do vậy trong quá trình tính toán nếu sức chịu tải của cọc theo đất nền vượt quá sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc ta cần phải xem xét lại. Có thể tăng tiết diện cọc, mác bê tông cọc, giảm độ sâu chôn cọc ...

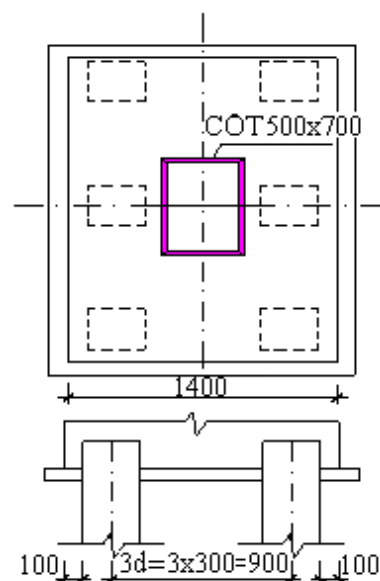
- Không nên lấy sức chịu tải của cọc quá lớn (an toàn). Đối với cọc đóng hay ép thường thì lấy sức chịu tải của cọc tối đa khoảng 800-1000 kN tính cho một cọc đơn. Chỉ lấy lớn hơn khi cọc được cắm vào lớp đá, hay cuội sỏi ...

a. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc :

$$P_{VL} = k_m \cdot (R_{BT} \cdot F_{BT} + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

$k_m = 1$: Hệ số điều kiện làm việc của vật liệu làm cọc.



Hình 5.1 Phương án bố trí hệ cọc sơ bộ

$R_s = R_{sc} = 28000 \text{ N/cm}^2$: Cường độ chịu kéo của thép.

$F_a = 4.2,545 = 10,18 \text{ cm}^2$.

$R_b = 1700 \text{ N/cm}^2$: Cường độ chịu nén của bê tông.

$F_b = 30.30 = 900 \text{ cm}^2$.

$P_{VL} = 1.(1700.900 + 28000.10,18) = 1815000 \text{ (N)} = 1815 \text{ (kN)}$.

b. Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

$$P_{đn} = m.(m_R.R.F + u. \sum_{i=1}^n m_{fi}.f_i.l_i)$$

Trong đó :

$m = 1$: Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất.

$m_R = 0,9$: Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc.

$m_{fi} = 0,9$: Hệ số điều kiện làm việc của đất xung quanh cọc.

$F = 0,3.0,3 = 0,09 \text{ m}^2$: Diện tích mũi cọc.

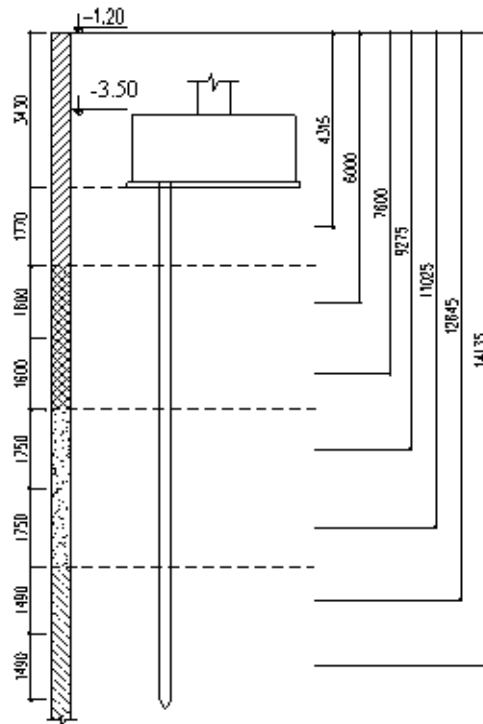
$u = 1,2 \text{ m}$: Chu vi cọc.

f_i : Cường độ tính toán của lớp đất thứ i cọc xuyên qua.

l_i : Chiều dày lớp đất thứ i .

R cường độ tính toán của nền đất dưới mũi cọc. Ta có độ sâu hạ mũi cọc $H = 15,98 \text{ m}$ tra bảng 6.2 trang 114 sách hướng dẫn đồ án nền và móng (NXB xây dựng) ta có $R = 5255 \text{ kN}$.

Chia đất nền dưới đáy đài thành các lớp có bề dày $< 2 \text{ m}$:



Hình 5.2 Sơ đồ tính toán sức chịu tải của cọc

Ta có:

Z_i (m)	m_{fi}	f_i (kN/m ²)	l_i (m)	$m_{fi}f_i l_i$ (kN/m ²)	$\sum m_{fi}f_i l_i$ (kN/m ²)
4.315	0.9	28.55	1.77	45.48	613.222
6	0.9	58	1.6	83.52	
7.6	0.9	61.2	1.6	88.128	
9.275	0.9	64.95	1.75	102.296	
11.025	0.9	66.47	1.75	104.69	
12.645	0.9	69.01	1.48	92.542	
14.135	0.9	72.01	1.48	96.565	

Suy ra:

$$P_{dn} = m.(m_R.R.F + u. \sum_{i=1}^n m_{fi}.f_i.l_i) = 0,9. 5355.0,09 + 1,2.613,22 = 1292 \text{ (kN)}.$$

Ta thấy $P_{VL} = 1815 \text{ (kN)} > P_{dn} = 1292 \text{ (kN)}$ nên ta lấy P_{dn} đưa vào tính toán.

5. Xác định diện tích đáy đài và số lượng cọc trong móng :

Chọn khoảng cách giữa các cọc lớn hơn 3d → Ứng suất tính toán giả định tác dụng lên đáy đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$\sigma_{tb}^{tt} = \frac{P_{gh}}{1,2 \cdot (3d)^2} = \frac{1292}{1,2 \cdot (3 \cdot 0,3)^2} = 1362 (kN/m^2)$$

Diện tích sơ bộ để đài:

$$F_d \geq \frac{N^{tc}}{\sigma_{tb}^{tc} - \gamma_{tb,h_m}} = \frac{5221,74}{1,2(1362 - 21 \cdot 1,0)} = 3,24 (m^2)$$

Chọn 1,5x2,4 = 3,6 m².

Trọng lượng tính toán sơ bộ của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 3,6 \cdot 1,5 \cdot 21 = 124,76 \text{ kN}$$

Lực tác dụng tại đế đài:

$$\sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 5221,74 + 124,76 = 5346,5 \text{ kN}$$

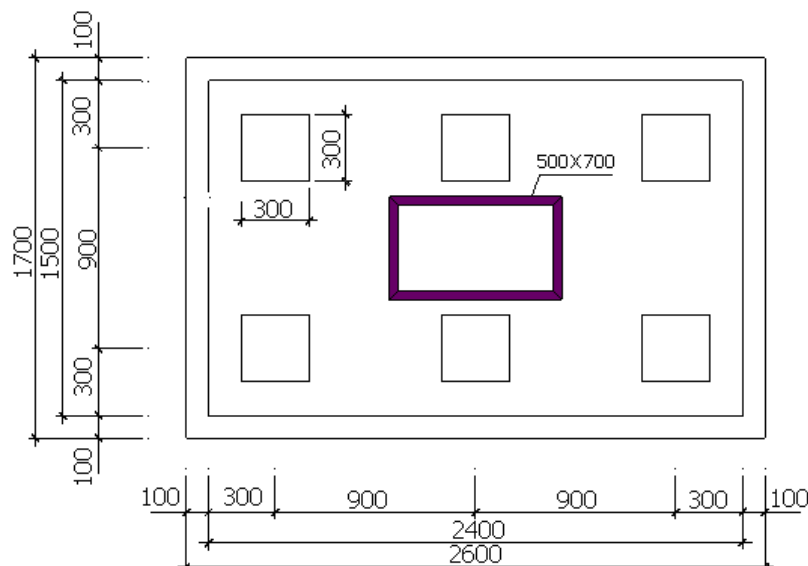
Số lượng cọc sơ bộ:

$$n \geq \beta \frac{\sum N^{tt}}{P_{gh}} = 1,3 \cdot \frac{5346,5}{1292} = 5,3 \text{ cọc.}$$

$\beta = (1-1,4)$: Hệ số kinh nghiệm tùy thuộc vào độ lệch tâm. Chọn $\beta = 1,3$

→ Chọn 6 cọc.

Sơ đồ bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 5.3 Sơ đồ bố trí cọc trong móng

6. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc :

a. Tải trọng thẳng đứng

Diện tích đài thực tế (sau khi bố trí hệ cọc) :

$$F_d = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ m}^2$$

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài :

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 3,6 \cdot 1,5 \cdot 2,1 = 124,76 \text{ kN}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài

$$N^{tt} = N_{0}^{tt} + N_d^{tt} = 5346,5 \text{ kN.}$$

Mômen tính toán xác định tương ứng với trọng tâm tiết diện các cọc tại đế đài

$$M^{tt} = M + Q^{tt} \cdot h = 398 + 155,05 \cdot 1 = 503,5 \text{ kN}$$

Tải trọng tác dụng lên dẫy cọc biên (chịu nén lớn nhất) :

$$P_{\max, \min}^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} \pm \frac{M_y^{tt}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \cdot x_{\max}$$

Trong đó:

$n = 6$: Số lượng cọc.

$$x_{\max} = 0,9 \text{ m.}$$

$$\sum x_i^2 = 4 \cdot 0,9^2 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$P_{\max, \min}^{tt} = \frac{5346,5}{6} \pm \frac{503,05}{3,24} \cdot 0,9 = 891,1 \pm 134,3$$

$$P_{\max}^{tt} = 1025,4 \text{ kN}$$

$$P_{\min}^{tt} = 756,8 \text{ kN}$$

$$P_{tb}^{tt} = 891,1 \text{ kN}$$

Kiểm tra

Trọng lượng tính toán của cọc:

$$P_c = 1,1 \cdot 0,3^2 \cdot 6 \cdot 25 = 14,85 \text{ kN}$$

$$P_{\max}^{tt} + P_c = 1025,4 + 14,85 = 1040,25 \text{ kN} < P_{gh} = 1292 \text{ kN.}$$
 Như vậy thỏa mãn lực

max truyền xuống dẫy cọc biên & $P_{\min}^{tt} = 767,5 \text{ kN} > 0$, nên không phải kiểm tra điều kiện chống nhổ cọc.

b. Tải trọng ngang

Điều kiện : $H_0 \leq H_{ng}$

- H_0 : Lực ngang tác dụng mỗi cọc.

$$H_0 = \frac{\sum H}{n} = \frac{155,05}{6} = 25,8 \text{ (KN)}$$

- H_{ng} : sức chịu tải trọng ngang tính toán của mỗi cọc, tra bảng ứng với chuyển vị ngang của cọc là $\Delta=1$ (cm) được $H_{ng} = 60$ (KN)

Vậy : $H_0 = 25,8$ (KN) $\leq H_{ng} = 60$ (KN) nên thỏa mãn điều kiện chống chuyển vị ngang

7. Kiểm tra độ ổn định dưới mũi cọc của móng khối

qui ước:

Góc ma sát trung bình theo chiều dài cọc :

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{20^0 \cdot 5,2 + 24^0 \cdot 3,2 + 23^0 \cdot 3,5 + 22^0 \cdot 1,93}{5,2 + 3,2 + 3,5 + 1,93} = 21,96^0$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{21,96}{4} = 5,49^0$$

Kích thước đáy móng khối qui ước :

$$B_M = B + 2 \cdot \sum l_i \cdot \text{tg}\alpha = 1,5 + 2 \cdot 1,1 \cdot \text{tg}5,49^0 = 3,7 \text{ m}$$

$$L_M = L + 2 \cdot \sum l_i \cdot \text{tg}\alpha = 2,4 + 2 \cdot 1,1 \cdot \text{tg}5,49^0 = 4,6 \text{ m}$$

Diện tích của móng khối qui ước :

$$F_{qu} = 3,7 \cdot 4,6 = 17,02 \text{ m}^2$$

Trọng lượng khối móng quy ước trong phạm vi từ đế đài trở lên:

$$N_1 = F_{qu} \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 17,02 \cdot 1,5 \cdot 21 = 536,1 \text{ kN}$$

Trọng lượng lớp sét pha từ đáy đài đến vị trí ngang mực nước ngầm :

$$N_2 = F_{qu} \cdot h_s \cdot \gamma = 17,02 \cdot 1,77 \cdot 19,7 = 593,5 \text{ kN}$$

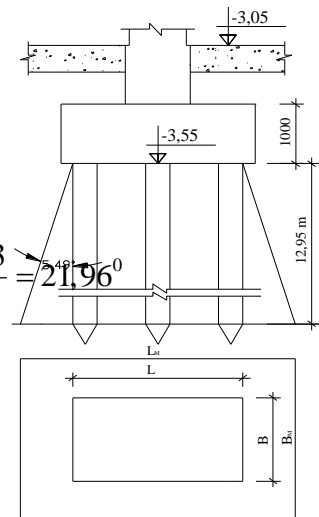
Trọng lượng của khối móng quy ước trong phạm vi các lớp tiếp theo nằm ở dưới mực nước ngầm nên có kể đến đẩy nổi do lực đẩy Ác-si-mét, không kể trọng lượng cọc & đã trừ đi thể tích đất bị cọc chiếm chỗ.

Trọng lượng của lớp đất 2:

Ở lớp đất thứ 2 bắt đầu xuất hiện mực nước ngầm:

$$\gamma_{đn2} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_n = \frac{2,68 - 1}{1 + 0,562} \cdot 10 = 10,8 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

$$N_3 = (F_{qu} - 6F_c) \gamma_{đn2} \cdot h_2 = (17,02 - 6 \cdot 0,3^2) \cdot 10,8 \cdot 3,2 = 569,6 \text{ kN}$$



Hình 5.4 Móng khối qui

Trọng lượng của lớp đất 3:

$$\gamma_{dn3} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_n = \frac{2,69 - 1}{1 + 0,585} \cdot 10 = 10,7 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

$$N_4 = (F_{qr} - 6F_c) \gamma_{dn3} \cdot h_3 = (17,02 - 6 \cdot 0,3^2) \cdot 10,7 \cdot 3,5 = 617,2 \text{ kN}$$

Trọng lượng của lớp đất 4:

$$\gamma_{dn4} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_n = \frac{2,68 - 1}{1 + 0,585} \cdot 10 = 10,6 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

$$N_5 = (F_{qr} - 6F_c) \gamma_{dn4} \cdot h_4 = (17,02 - 6 \cdot 0,3^2) \cdot 10,6 \cdot 2,98 = 520,6 \text{ kN}$$

Trọng lượng của cọc :

$$N_c = 6 \cdot F_c \cdot h_c \cdot \gamma_{bt} = 6 \cdot 0,3^2 \cdot 11,45 \cdot 25 = 154,6 \text{ kN}$$

Tổng trọng lượng của móng khối qui ước

$$\begin{aligned} G_{qu}^{tc} &= N_1^{tc} + N_2^{tc} + N_3^{tc} + N_4^{tc} + N_5^{tc} + N_c \\ &= 536,1 + 593,5 + 569,6 + 617,2 + 520,6 + 154,6 = 2992 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tải trọng tiêu chuẩn tại đáy móng khối qui ước :

Lực dọc tiêu chuẩn :

$$\begin{aligned} N^{tc}_{qu} &= N_0^{tc} + G^{tc}_{qu} \\ &= 5221,74/1,2 + 299,2 = 4650,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mômen tiêu chuẩn :

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q^{tc} \cdot h = 348/1,2 + 155,05 \cdot 12,95/1,2 = 1947 \text{ kN}.$$

Mômen kháng uốn của tiết diện đáy khối móng qui ước

$$W_{qu} = \frac{3,7 \cdot 4,6^2}{6} = 13,05 \text{ m}^3$$

Ứng suất tại đáy móng khối qui ước :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\sum N^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M^{tc}}{W_{qu}} = \frac{4650,65}{17,02} \pm \frac{1947}{13,05} = 273,2 \pm 149,2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max}^{tc} &= 422,4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_{\min}^{tc} &= 124 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \Rightarrow \sigma_{tb}^{tc} = 273,2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Cường độ tính toán tiêu chuẩn của đất ở đáy MKQU' :

Tính R^{tc} :

Theo TCXD 45-70 ta có công thức xác định R^{tc} như sau :

$$R^{tc} = m(A.B_M + B.H_m)\gamma + D.C^{tc}$$

- m : Hệ số điều kiện làm việc .Theo TCXD 45-70 đối với hố móng nằm dưới mực nước ngầm và trong tầng đất cát nhỏ thì lấy $m = 0,8$.

- A, B, D : Hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong φ^{tc}

Tại lớp đất thứ 4 có $\varphi^{tc} = 22$

Tra bảng 2-2 SGK “ NỀN VÀ MÓNG – Lê Đức Thắng ...”

$$A = 0,61$$

$$B = 3,44$$

$$D = 6,01$$

- γ : Dung trọng tự nhiên của đất

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} \\ &= \frac{19,7 \cdot 1,77 + 20,5 \cdot 3,2 + 19,6 \cdot 3,5 + 19,8 \cdot 1,93}{1,77 + 3,3 + 3,5 + 1,93} = 19,7 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

- C^{tc} : Lực dính đơn vị của lớp đất ở đáy móng khối qui ước.

$$C^{tc} = 0,117 \text{ T/m}^2$$

Vậy :

$$R^{tc} = 0,8 \cdot (0,61 \cdot 4,6 + 3,44 \cdot 11,15) \cdot 19,7 + 6,01 \cdot 0,117 = 668,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 422,4 (\text{kN/m}^2) < 1,2 R^{tc} = 802 (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 273,2 (\text{kN/m}^2) < R^{tc} = 668,4 (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = 124 (\text{kN/m}^2) > 0$$

→ Nền đất dưới mũi cọc thỏa mãn điều kiện ổn định.

8. Tính và kiểm tra lún :

Ta tính độ lún của nền theo quan điểm xem nền đất biến dạng tuyến tính (Bỏ qua biến dạng nở hông của đất). Mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính .

Tính lún theo phương pháp cộng từng lớp

Chia các lớp đất dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp phân tổ dày không quá: $h = B_M/5 = 4/5 = 0,8 \text{ m}$.

Áp lực do trọng lượng bản thân khối móng quy ước (có kể đến đầy nổi):

$$\sigma^{bt} = 10,8 \cdot 3,2 + 10,7 \cdot 3,5 + 10,6 \cdot 1,93 = 92,5 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất do trọng lượng bản thân ở đáy khối móng quy ước :

$$\sigma_{z=0}^{bt} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} = \frac{4650,65}{17,02} = 273,25 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{zi}^{bt} = \sigma_{z=0}^{bt} + \sum \gamma_i \cdot h_i$$

Ứng suất gây lún tại mặt phẳng đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = \sigma_{z=0}^{bt} - \sigma_{tb}^{tc} = 273,25 - 92,5 = 180,75 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{zi}^{gl} = \sigma_{z=0}^{gl} \cdot k_{0i}.$$

$$k_{0i} = f\left(\frac{Aq}{Bq}, \frac{2z_i}{Bq}\right) \text{ (tra bảng 3-7 sách HDĐA nền và móng)}$$

Kết quả thể hiện trong bảng sau :

Bảng 5.2 Bảng tính lún móng M1

Điểm	$g_{đn}$ (kN/m^3)	A_Q/B_Q	h_i (m)	z_i (m)	$\sigma_{z_i}^{bt}$ (kN/m^2)	$2z/B_M$	k_{oi}	$\sigma_{z_i}^{gl}$ (kN/m^2)
0	10.6	1.25	0.0	0.0	92.50	0.000	1.000	180.75
1	10.6	1.25	0.8	0.8	100.98	0.348	0.962	173.88
2	10.6	1.25	0.8	1.6	109.46	0.696	0.808	140.41
3	10.6	1.25	0.8	2.4	117.94	1.043	0.618	86.70
4	10.6	1.25	0.8	3.2	126.42	1.391	0.461	39.95
5	10.6	1.25	0.8	4.0	134.90	1.739	0.347	13.85
6	10.6	1.25	0.8	4.8	143.38	2.087	0.266	3.69

Tại điểm 5 : ta có : $\sigma_{z=5}^{gl} = 13,85 \text{ kN/m}^2 < 0,2 \cdot \sigma^{bt} = 18,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Kết thúc tính lún tại điểm thứ 5 .

Độ lún của nền :

$$S = \sum_{i=1}^4 S_i = \sum_{i=1}^4 \frac{\beta_i}{E_i} \cdot P_i \cdot h_i$$

Trong đó : S_i : độ lún của lớp thứ i

h_i : chiều dày lớp thứ i

E_i : Môđun biến dạng của lớp thứ i $E = 180 \text{ Kg/cm}^2 = 18 \cdot 10^3 \text{ (kN/m}^2)$

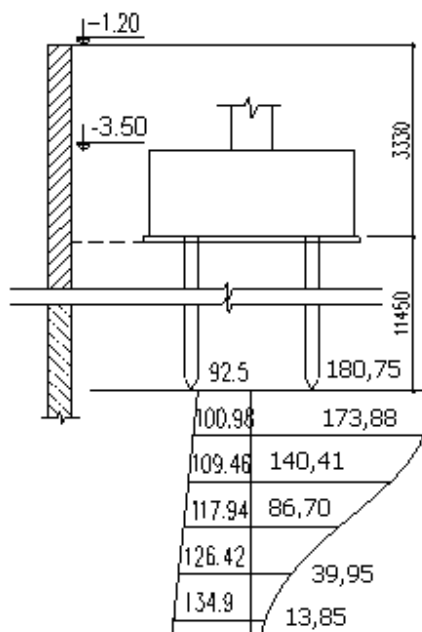
β_i : hệ số- phụ thuộc vào hệ số nở hông của đất; TCXD 15-70 lấy $\beta = 0,8$.

$$P_i = \frac{\sigma_{z,i-1}^p + \sigma_{z,i}^p}{2} : \text{ ứng suất trung bình của lớp thứ i}$$

$$\sum P = \frac{180,75}{2} + 173,88 + 140,41 + 86,7 + 39,95 + \frac{13,85}{2} = 538,24 \text{ (kN/m}^2)$$

$$\Rightarrow S = \frac{0,8}{18 \cdot 10^3} \cdot 538,24 \cdot 0,8 = 0,019 \text{ (m)} = 1,9 \text{ (cm)}$$

$S = 1,9 \text{ cm} < [S_{gh}] = 8 \text{ cm}$ Như vậy thoả mãn điều kiện độ lún tuyệt đối .



Hình 5.5 Sơ đồ tính toán độ lún

9. Kiểm tra cọc khi bóc xếp và cầu lắp cọc:

Khi vận chuyển và treo cọc lên giá búa dưới trọng lượng bản thân: trong cọc sẽ phát sinh ra mômen uốn. Do đó chúng ta cần tìm vị trí đặt móc treo một cách hợp lý để hạn chế bớt tác dụng của nó đồng thời phải tiến hành tính toán kiểm tra một cách cẩn thận để tránh gây phá hoại cọc trong các giai đoạn này.

Tải trọng phân bố trên 1 m dài cọc : $q = k.F.\gamma$ (kN/m).

k là hệ số tải trọng động $k = 1,5$

$q = 1,5.0,09.25 = 3,375$ (kN/m).

a/ Khi bóc xếp:

Khoảng cách mỗi gối tựa tới đầu mút cọc $a = 0,2.1 = 0,2.6 = 1,2$ (m)

Ta vẽ biểu đồ nội lực của cọc:

Mô men tại gối:

$$M_{\min} = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{3,375 \cdot 1,2^2}{2} = 2,43 \text{ (kN.m).}$$

Mô men giữa nhịp:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot (l - 2a)^2}{8} - \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{3,375 \cdot 3,6^2}{8} - 2,43$$

$$= 3,04 \text{ (kN.m).}$$

Khả năng chịu tải của tiết diện:

$$M_{td} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_o$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{280.5,09}{17.30.27} = 0,104 \text{ tra bảng có } \zeta = 0,95$$

$$M_{td} = 28.10^2.5,09.10^{-2}.0,95.0,27 = 36,56 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{Ta thấy } M_{\max} = 3,04 \text{ (kN.m)} < M_{td} = 36,56 \text{ (kN.m)}.$$

Như vậy cọc đủ khả năng chịu lực khi bốc xếp.

b/ Khi treo cọc lên giá ép:

Ta tận dụng móc cầu vận chuyển làm móc cầu lắp, ta có khoảng cách từ móc cọc đến nút cọc:

$$a = 0,2.1 = 0,2.6 = 1,2 \text{ (m)}.$$

Mô men ở gối:

$$M_{\min} = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{3,375.1,2^2}{2} = 2,43 \text{ (kN.m)}.$$

Mô men ở nhịp:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot (l-a)^2}{8} - \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{3,375.4,8^2}{8} - 2,43 = 7,29 \text{ (kNm)}.$$

Ta thấy $M_{\max} = 7,29 \text{ kN.m} < M_{td} = 36,56 \text{ kN.m}$.

Vậy cọc đủ khả năng chịu lực trong quá trình bốc xếp và treo lên giá ép.

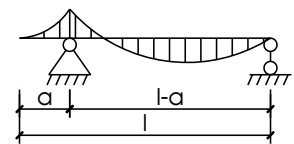
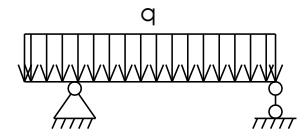
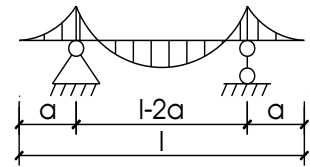
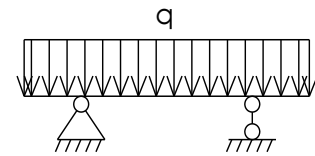
10. Xác định chiều cao đài cọc và kiểm tra chọc thủng :

a . Xác định chiều cao đài cọc

Về lý thuyết thì chiều cao đài cọc phải thỏa điều kiện chọc thủng. Thường thì chiều cao đài $> 3d$ (đường kính cọc) thì điều kiện chọc thủng thường được thỏa mãn. Vấn đề được đặt ra là ta nên chọn chiều cao đài cọc bao nhiêu để vừa đảm bảo khả năng chịu lực lại vừa đảm bảo tính kinh tế.

Theo tài liệu “ Reinforced Concrete Designer's Handbook” Tenth Edition của Tác giả C.Ě Reynolds và J.C. Steedman trang 421 về thiết kế đài cọc (nguồn từ

www.ketcau.com), tác giả yêu cầu : “ Đối với cọc có đường kính $d < 550 \text{ mm} \rightarrow h_d = 2.d + 100$ ”. Như vậy đối với cọc có $d = 300\text{mm}$ thì chiều cao đài cọc tương ứng $h_d = 2.300 + 100 = 700 \text{ mm}$. Tuy nhiên nếu chọn chiều cao đài ở mức độ tối ưu như trên thì chiều cao làm việc của bê tông đài ($h_0 = h_d - a_{bv}$) thường rất thấp \rightarrow Hàm lượng cốt thép đặt ở đài để chịu phản lực ở đầu cọc là rất lớn \rightarrow không đảm bảo yêu cầu về hàm lượng



Hình 5.6 Sơ đồ kiểm tra bốc xếp cầu lắp

(μ) để đảm bảo sự làm việc có hiệu quả giữa bê tông và cốt thép. Do vậy việc khi chọn chiều cao đài cọc ngoài điều kiện chọc thủng thì cần phải chú ý thêm áp lực của cọc tác dụng lên đài thông qua tải trọng tác dụng lên móng, số lượng cọc trong đài, độ sâu chôn cọc và điều kiện địa chất thực tế của công trình...

Đối với móng M1 do $P_{\max}^t = 1137 \text{ kN}$ là khá lớn, số lượng cọc trong đài khá nhiều ($n=6$) nên có thể chọn chiều cao đài sơ bộ như sau (sau đó dùng điều kiện chọc thủng, và tính hàm lượng thép trong đài để kiểm tra tính hợp lý của kích thước đài)

Đoạn cọc neo vào trong đài : 15 cm.

Đoạn phá vỡ đầu cọc : 40 cm.

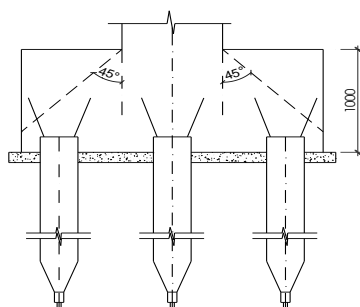
Khoảng cách từ mép trên của đài đến cốt thép do phá vỡ đầu cọc chọn 45cm.

Như vậy chiều cao đài sơ bộ chọn :

$$h_d = 15 + 40 + 45 = 100 \text{ cm.}$$

b. Kiểm tra điều kiện chọc thủng :

Vẽ lăng thể chọc thủng



Hình 5.7 Sơ đồ kiểm tra chọc thủng

Điều kiện chọc thủng : $P_{ct}^t \leq 0,75.R_k.A_k^{tb}$

Với : $P_{ct}^t = N_0^t - P_n = P_{np}$

Trong đó:

P_{ct}^t - Lực gây ra ứng suất kéo chính.

A_k^{tb} - diện tích lăng thể trung bình chịu ứng suất kéo chính.

P_n - Tổng phản lực nền ở đáy móng trong phạm vi góc mở 45°

P_{np} : Tổng nội lực tại đỉnh các cọc nằm giữa và lăng thể chọc thủng

Ta thấy :

$$a_{ct} = a_k + 2.h_0 = 70 + 2. 85 = 240 \text{ (cm)}$$

$$b_{ct} = b_k + 2 \cdot h_o = 50 + 2 \cdot 85 = 220 \text{ (cm)}$$

⇒ hình tháp chọc thủng phủ lên tất cả các cọc. Nên điều kiện chọc thủng luôn được thoả mãn.

Vậy chiều cao $h_d = 1,0$ (m) đảm bảo điều kiện chống chọc thủng

11. Tính cốt thép cho đài :

Số liệu

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 5 cm.

Chiều cao làm việc của cốt thép đài :

$$h_0 = h_d - a_{ch} = 100 - 15 = 85 \text{ cm. (} a_{ch} : \text{Đoạn cọc chôn vào đài).}$$

Tính cốt thép theo phương vuông góc với mặt cắt I-I :

Mômen tương ứng với mặt ngàm I - I

$$M_I = 2 \cdot P_{\max} \cdot r_I$$

Trong đó :

$$r_I = (1,8 - 0,7)/2 = 0,55 \text{ m.}$$

$$P_{\max}^t = 1025,4 \text{ kN.}$$

$$M_{I-I} = 2 \cdot 1025,4 \cdot 0,55 = 1127,9 \text{ kN.m}$$

Diện tích cốt thép chịu M_{I-I} :

$$A_{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1127,9 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 85 \cdot 280} = 52,6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

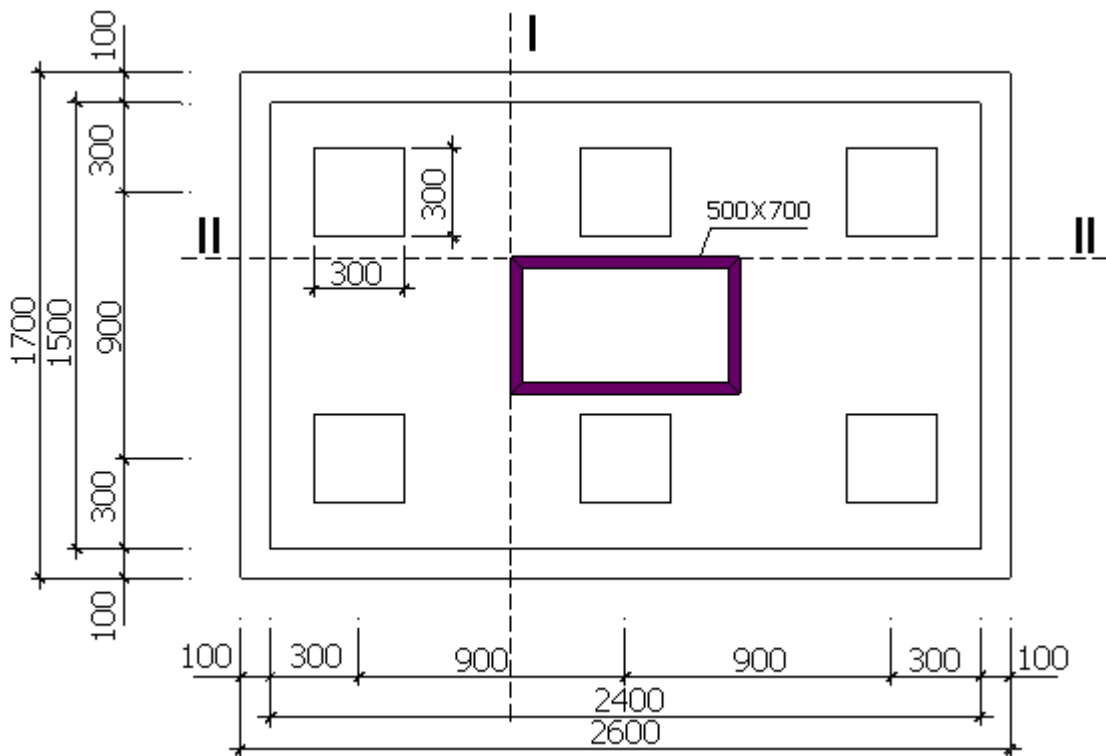
Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{52,6}{150 \cdot 85} \cdot 100\% = 0,4\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn thép 14Φ22 có $F_a = 53,21 \text{ cm}^2$

Khoảng cách giữa 2 thanh thép cạnh nhau là:

$$a = \frac{150 - 2 \cdot 25}{13} = 10,8 \text{ cm} \rightarrow \text{Chọn } a = 105 \text{ mm.}$$



Hình 5.8 Sơ đồ tính thép móng M1

Tính cốt thép theo phương vuông góc với mặt cắt II-II :

Mô men tương ứng với mặt ngàm II-II :

$$M_{II} = (P_1 + P_2 + P_3) \cdot r_{II}$$

Trong đó :

$$r_{II} = (0,9 - 0,5) / 2 = 0,2 \text{ m.}$$

$$P_1 + P_3 = 2 \cdot P_{tb}^{tt}$$

$$P_2 = P_{tb}^{tt} = 891,1 \text{ kN}$$

$$M_{II} = 3 \cdot P_{tb}^{tt} \cdot r_{II} = 3 \cdot 891,1 \cdot 0,2 = 534,66 \text{ kN.m}$$

Diện tích cốt thép chịu M_{II-II}

$$A_{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{534,66 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 85 \cdot 280} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{25}{240 \cdot 85} \cdot 100\% = 0,12\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn thép 13Φ18 có $F_a = 33,1 \text{ cm}^2$

Khoảng cách giữa 2 thanh thép cạnh nhau là:

$$a = \frac{240 - 2.5}{12} = 19,2 \text{ cm} \rightarrow \text{Chọn } a = 190 \text{ mm.}$$

III. TÍNH TOÁN MÓNG (M2):

1. Xác định tải trọng

Từ bảng Tổ hợp nội lực cột ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm để tính toán : Thường là cặp $(N_{\max}; M_{\text{tur}}; Q_{\text{tur}})$ và kiểm tra cho các cặp còn lại.

$$\text{Móng } M_2 \text{ có } \begin{cases} M^{\text{tt}} = 493,8 \text{ (kN.m).} \\ N^{\text{tt}} = 9075,5 \text{ (kN).} \\ Q^{\text{tt}} = 106,24 \text{ (kN).} \end{cases}$$

Ngoài tải trọng tính toán ta còn phải tính đến tải trọng do:

- Trọng lượng cột C3(500x900) :

$$\text{Ta có: } g_c = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,5 \cdot 0,9 \cdot 3,5 + 1,3 \cdot 0,015 \cdot 1600 \cdot 3,5 \cdot 2 \cdot (0,5 + 0,9) = 46,75 \text{ (kN).}$$

- Trọng lượng bản thân giếng móng: Giếng móng có kích thước 200x400

$$N_{\text{gm}} = 1,1 \cdot b \cdot h \cdot l \cdot \gamma$$

Trong đó 1,1 : Hệ số an toàn

b,h : Kích thước giếng móng.

γ : Dung trọng vật liệu chế tạo giếng móng $\gamma = 2500 \text{ (kG/m}^3\text{)}$.

l : Chiều dài giếng móng

Móng M_2 có $l = (8+8+8,4+3)/2 = 13,7 \text{ (m)}$.

$$N_{\text{gm}} = 1,1 \cdot 0,2 \cdot 0,4 \cdot 13,7 \cdot 25 = 30,14 \text{ (kN).}$$

- Tải trọng do sàn tầng hầm và hoạt tải trên sàn tầng hầm gây ra :

$$N_{\text{sh}} = 1,1 \cdot S \cdot h_s \cdot \gamma + 1,2 \cdot p \cdot S$$

Trong đó: 1,1 và 1,2 hệ số an toàn

S: diện tích chịu tải của móng

$$S = 8,4 \cdot (8+8) / 2 \cdot 2 = 33,6 \text{ (m}^2\text{)}.$$

h_s chiều dày sàn tầng hầm $h_s = 0,15 \text{ m}$

p hoạt tải tiêu chuẩn của tầng hầm lấy $p = 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$.

$$\Rightarrow N_{\text{sh}} = 1,1 \cdot 33,6 \cdot 0,15 \cdot 25 + 1,2 \cdot 5 \cdot 33,6 = 340 \text{ (kN)}$$

$$N_o^{tt} = 9075,5 + 46,75 + 30,14 = 9152,39 \text{ (kN)}.$$

$$\text{Vậy } M_2 \text{ tại mặt móng có } \begin{cases} M_{tt} = 493,8 \text{ (kN.m)} \\ N_{tt} = 9152,39 \text{ (kN)} \\ Q_{tt} = 106,24 \text{ (kN)} \end{cases}$$

Khi tính khung xem cột ngầm tại mặt móng nên cần chuyển tải trọng tính toán đến mặt phẳng đáy đài.

$$M^{tt} = (M^{tt} + Q^{tt} \cdot 1,0) = 493,8 + 106,24 \cdot 1,0 = 600,04 \text{ (kN.m)}.$$

$$\text{Vậy } M_2 \text{ tại đáy đài móng có } \begin{cases} M_{tt} = 600,04 \text{ (kN.m)} \\ N_{tt} = 9152,39 \text{ (kN)} \\ Q_{tt} = 106,24 \text{ (kN)} \end{cases}$$

2. Chọn kích thước và vật liệu làm cọc:

(Giống với móng M1 – Xem phần II . Tính toán móng M1)

3. Xác định sơ bộ và kiểm tra độ sâu chôn đài :

Chọn độ sâu chôn đài giống với móng M1, ta có $h_m = 1,5 \text{ m}$

4 Tính sức chịu tải của cọc :

Như đã tính ở phần II cho móng M1 ta có :

a .Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc :

$$P_{VL} = 1 \cdot (1700 \cdot 900 + 28000 \cdot 10,18) = 1815000 \text{ (N)} = 1815 \text{ (kN)}.$$

b. Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

$$P_{dn} = m \cdot (m_R \cdot R \cdot F + u \cdot \sum_{i=1}^n m_{fi} \cdot f_i \cdot l_i) = 0,9 \cdot 5355 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 613,22 = 1292 \text{ (kN)}.$$

Ta thấy $P_{VL} = 1815 \text{ (kN)} > P_{dn} = 1292 \text{ (kN)}$ nên ta lấy P_{dn} đưa vào tính toán.

5. Xác định diện tích đáy đài và số lượng cọc trong móng :

Chọn khoảng cách giữa các cọc lớn hơn $3d \rightarrow$ Ứng suất tính toán giả định tác dụng lên đáy đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$\sigma_{tb}^{tt} = \frac{P_{gh}}{1,2 \cdot (3d)^2} = \frac{1292}{1,2 \cdot (3 \cdot 0,3)^2} = 1362 \text{ (kN/m}^2)$$

Diện tích sơ bộ để đài:

$$F_d \geq \frac{N^{tc}}{\sigma_{tb}^{tc} - \gamma_{tb, h_m}} = \frac{9152,39}{1,2(1362 - 21 \cdot 1,0)} = 5,6 \text{ (m}^2)$$

Chọn $2,4 \times 2,4 = 5,76 \text{ (m}^2\text{)}$.

Trọng lượng tính toán sơ bộ của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 5,76 \cdot 1,5 \cdot 21 = 199,6 \text{ kN}$$

Lực tác dụng tại đế đài:

$$\sum N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 9152,39 + 199,6 = 9351,99 \text{ kN}$$

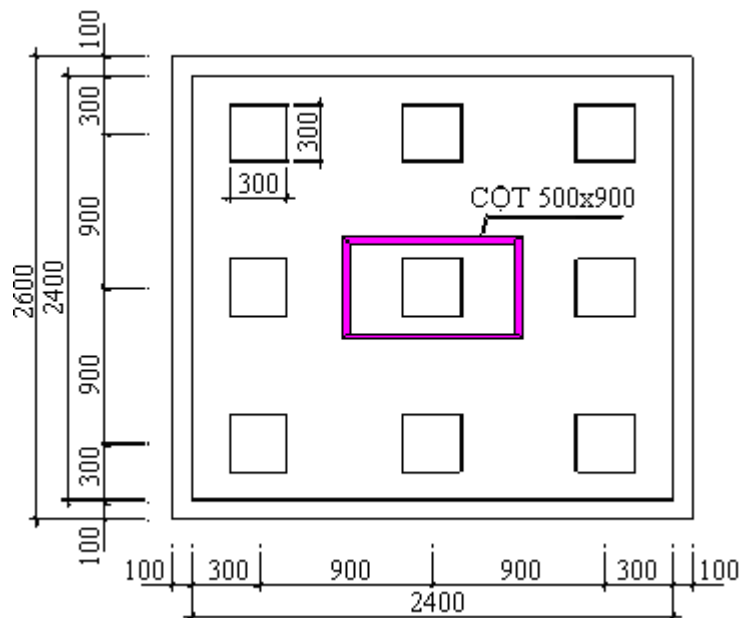
Số lượng cọc sơ bộ:

$$n \geq \beta \frac{\sum N^{tt}}{P_{gh}} = 1,2 \cdot \frac{9351,99}{1292} = 8,6 \text{ cọc.}$$

$\beta = (1-1,4)$: Hệ số kinh nghiệm tùy thuộc vào độ lệch tâm. Chọn $\beta = 1,2$

→ Chọn 9 cọc.

Sơ đồ bố trí cọc như hình vẽ:



Hình 5.9 Sơ đồ bố trí cọc trong móng M2

6. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc :

a. Tải trọng thẳng đứng

Diện tích đài thực tế (sau khi bố trí hệ cọc) :

$$F_d = 2,4 \times 2,4 = 5,76 \text{ m}^2$$

Trọng lượng tính toán của đài và đất trên đài :

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 5,76 \cdot 1,5 \cdot 21 = 199,6 \text{ kN}$$

Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài

$$N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 9351,99 \text{ kN.}$$

Mômen tính toán xác định tương ứng với trọng tâm tiết diện các cọc tại đế đài

$$M^{tt} = (M^{tt} + Q^{tt} \cdot 1,0) = 493,8 + 106,24 \cdot 1,0 = 600,04 (\text{KN.m}).$$

Tải trọng tác dụng lên dẫy cọc biên (chịu nén lớn nhất) :

$$P_{\max, \min}^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} \pm \frac{M_y^{tt}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \cdot x_{\max}$$

Trong đó:

$n = 9$: Số lượng cọc.

$$x_{\max} = 0,9 \text{ m.}$$

$$\sum x_i^2 = 6 \cdot 0,9^2 = 4,86 \text{ m}^2$$

$$P_{\max, \min}^{tt} = \frac{9351,99}{9} \pm \frac{600,04}{4,86} \cdot 0,9 = 1039,11 \pm 111,12$$

$$P_{\max}^{tt} = 1150,23 \text{ kN}$$

$$P_{\min}^{tt} = 927,99 \text{ kN}$$

$$P_{tb}^{tt} = 1039,11 \text{ kN}$$

Kiểm tra

Trọng lượng tính toán của cọc:

$$P_c = 1,1 \cdot 0,3^2 \cdot 9,25 = 22,27 \text{ kN}$$

$P_{\max}^{tt} + P_c = 1150,23 + 22,27 = 1172,5 \text{ kN} < P_{gh} = 1292 \text{ kN}$.Như vậy thoả mãn lực max truyền xuống dẫy cọc biên & $P_{\min}^{tt} = 1039,11 \text{ kN} > 0$, nên không phải kiểm tra điều kiện chống nhổ cọc.

b. Tải trọng ngang

Điều kiện : $H_0 \leq H_{ng}$

- H_0 :Lực ngang tác dụng mỗi cọc.

$$H_0 = \frac{\sum H}{n} = \frac{106,24}{9} = 11,80 (\text{KN})$$

- H_{ng} : sức chịu tải trọng ngang tính toán của mỗi cọc, tra bảng ứng với chuyển vị ngang của cọc là $\Delta = 1$ (cm) được $H_{ng} = 60$ (KN)

Vậy : $H_0 = 11,80 \text{ (KN)} \leq H_{ng} = 60 \text{ (KN)}$ nên thỏa mãn điều kiện chống chuyển vị ngang .

7. Kiểm tra độ ổn định dưới mũi cọc của móng khối qui ước:

Góc ma sát trung bình theo chiều dài cọc :

$$\varphi_{tb} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{h_2 + h_3 + h_4} = \frac{20^0 \cdot 5,2 + 24^0 \cdot 3,2 + 23^0 \cdot 3,5 + 22^0 \cdot 1,93}{5,2 + 3,2 + 3,5 + 1,93} = 21,96^0$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{21,96}{4} = 5,49^0$$

Kích thước đáy móng khối qui ước :

$$B_M = B + 2 \cdot \sum l_i \cdot \text{tg}\alpha = 2,4 + 2 \cdot 11,45 \cdot \text{tg}5,49^0 = 4,6 \text{ m}$$

$$L_M = L + 2 \cdot \sum l_i \cdot \text{tg}\alpha = 2,4 + 2 \cdot 11,45 \cdot \text{tg}5,49^0 = 4,6 \text{ m}$$

Diện tích của móng khối qui ước :

$$F_{qu} = 4,6 \cdot 4,6 = 21,16 \text{ m}^2$$

Trọng lượng khối móng quy ước trong phạm vi từ đế đài trở lên:

$$N_1 = F_{qu} \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 21,16 \cdot 1,5 \cdot 21 = 681,3 \text{ kN}$$

Trọng lượng lớp sét pha từ đáy đài đến vị trí ngang mực nước ngầm :

$$N_2 = F_{qu} \cdot h_s \cdot \gamma = 21,16 \cdot 1,77 \cdot 19,7 = 753,9 \text{ kN}$$

Trọng lượng của khối móng quy ước trong phạm vi các lớp tiếp theo nằm ở dưới mực nước ngầm nên có kể đến đẩy nổi do lực đẩy Ác-si-mét, không kể trọng lượng cọc & đã trừ đi thể tích đất bị cọc chiếm chỗ.

Trọng lượng của lớp đất 2:

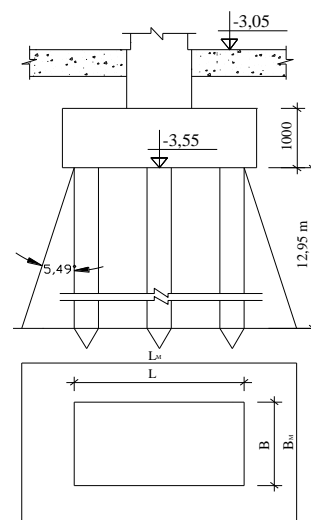
Ở lớp đất thứ 2 bắt đầu xuất hiện mực nước ngầm:

$$\gamma_{đn2} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_n = \frac{2,68 - 1}{1 + 0,562} \cdot 10 = 10,8 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

$$N_3 = (F_{qu} - 9F_c) \gamma_{đn2} \cdot h_2 = (21,16 - 9 \cdot 0,3^2) \cdot 10,8 \cdot 3,2 = 719,2 \text{ kN}$$

Trọng lượng của lớp đất 3:

$$\gamma_{đn3} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_n = \frac{2,69 - 1}{1 + 0,585} \cdot 10 = 10,7 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$



Hình 5.10 Móng khối qui ước

$$N_4 = (F_{qu} - 9F_c) \gamma_{đn3} \cdot h_3 = (21,62 - 9 \cdot 0,3^2) \cdot 10,7 \cdot 3,5 = 779,3 \text{ kN}$$

Trọng lượng của lớp đất 4:

$$\gamma_{đn4} = \frac{\Delta - 1}{1 + e} \cdot \gamma_n = \frac{2,68 - 1}{1 + 0,585} \cdot 10 = 10,6 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

$$N_5 = (F_{qu} - 9F_c) \gamma_{đn4} \cdot h_4 = (21,16 - 9 \cdot 0,3^2) \cdot 10,6 \cdot 1,93 = 425,7 \text{ kN}$$

Trọng lượng của cọc :

$$N_c = 9 \cdot F_c \cdot h_c \cdot \gamma_{bt} = 9 \cdot 0,3^2 \cdot 11,45 \cdot 25 = 231,9 \text{ kN}$$

Tổng trọng lượng của móng khối qui ước

$$\begin{aligned} G_{qu}^{tc} &= N_1^{tc} + N_2^{tc} + N_3^{tc} + N_4^{tc} + N_5^{tc} + N_c \\ &= 681,3 + 753,9 + 719,2 + 779,3 + 425,7 + 231,9 = 3823,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tải trọng tiêu chuẩn tại đáy móng khối qui ước :

Lực dọc tiêu chuẩn :

$$\begin{aligned} N_{qu}^{tc} &= N_0^{tc} + G_{qu}^{tc} \\ &= 9152,39/1,2 + 3823,2 = 11450,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mômen tiêu chuẩn :

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q^{tc} \cdot h = 493,8/1,2 + 106,24/1,2 \cdot 1 = 500,03 \text{ kN}.$$

Mômen kháng uốn của tiết diện đáy khối móng qui ước

$$W_{qu} = \frac{4 \cdot 6 \cdot 4,6^2}{6} = 16,23 \text{ m}^3$$

Ứng suất tại đáy móng khối qui ước :

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{\sum N^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M^{tc}}{W_{qu}} = \frac{11450,19}{21,16} \pm \frac{500,03}{16,23} = 541,12 \pm 30,81$$

$$\begin{aligned} \sigma_{\max}^{tc} &= 571,93 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_{\min}^{tc} &= 510,31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \Rightarrow \sigma_{tb}^{tc} = 541,12 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Cường độ tính toán tiêu chuẩn của đất ở đáy MKQU :

Tính R^{tc} :

Theo TCXD 45-70 ta có công thức xác định R^{tc} như sau :

$$R^{tc} = m(A \cdot B_M + B \cdot H_m) \gamma + D \cdot C^{tc}$$

- m : Hệ số điều kiện làm việc .Theo TCXD 45-70 đối với hồ móng nằm dưới mực nước ngầm và trong tầng đất cát nhỏ thì lấy $m = 0,8$.

- A, B, D : Hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong φ^{tc}

Tại lớp đất thứ 4 có $\varphi^{tc} = 22$

Tra bảng 2-2 SGK “ NỀN VÀ MÓNG – Lê Đức Thắng ...”

$$A = 0,61$$

$$B = 3,44$$

$$D = 6,01$$

- γ : Dung trọng tự nhiên của đất

$$\begin{aligned}\gamma &= \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} \\ &= \frac{19,7 \cdot 1,77 + 20,5 \cdot 3,2 + 19,6 \cdot 3,5 + 19,8 \cdot 1,93}{1,77 + 3,3 + 3,5 + 1,93} = 19,7 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

- C^{tc} : Lực dính đơn vị của lớp đất ở đáy móng khối qui ước.

$$C^{tc} = 0,117 \text{ T/m}^2$$

Vậy :

$$R^{tc} = 0,8 \cdot (0,61 \cdot 4,6 + 3,44 \cdot 11,15) \cdot 19,7 + 6,01 \cdot 0,117 = 668,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 571,93 (\text{kN/m}^2) < 1,2 R^{tc} = 802 (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 541,12 (\text{kN/m}^2) < R^{tc} = 668,4 (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = 510,31 (\text{kN/m}^2) > 0$$

→ Nền đất dưới mũi cọc thỏa mãn điều kiện ổn định.

8. Tính và kiểm tra lún :

Ta tính độ lún của nền theo quan điểm xem nền đất biến dạng tuyến tính (Bỏ qua biến dạng nở hông của đất). Mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính .

Chia các lớp đất dưới đáy khối móng quy ước thành các lớp phân tổ dày không quá: $h = B_M/5 = 4/5 = 0,8 \text{ m}$.

Áp lực do trọng lượng bản thân khối móng quy ước (có kể đến đầy nổi):

$$\sigma^{bt} = 10,8 \cdot 3,2 + 10,7 \cdot 3,5 + 10,6 \cdot 1,93 = 92,5 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất do trọng lượng bản thân ở đáy khối móng quy ước :

$$\sigma_{z=0}^{bt} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} = \frac{11450,19}{21,16} = 541,12 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{zi}^{bt} = \sigma_{z=0}^{bt} + \sum \gamma_i \cdot h_i$$

Ứng suất gây lún tại mặt phẳng đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = \sigma_{z=0}^{bt} - \sigma_{tb}^{tc} = 541,12 - 92,5 = 448,62 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sigma_{zi}^{gl} = \sigma_{z=0}^{gl} \cdot k_{oi}.$$

$k_{oi} = f\left(\frac{Aq}{Bq}, \frac{2z_i}{Bq}\right)$ (tra bảng 3-7 sách HDĐA nền và móng)

Kết quả thể hiện trong bảng sau :

Bảng 5.3 Bảng tính lún móng M2

Điểm	$g_{đn}$ (kN/m ³)	A _Q /B _Q	h_i (m)	z_i (m)	σ_{zi}^{bt} (kN/m ²)	2z/B _M	k_{oi}	σ_{zi}^{gl} (kN/m ²)
0	10.6	1.00	0.0	0.0	92.50	0.000	1.000	448.62
1	10.6	1.00	0.8	0.8	100.98	0.348	0.977	438.30
2	10.6	1.00	0.8	1.6	109.46	0.696	0.890	390.09
3	10.6	1.00	0.8	2.4	117.94	1.043	0.774	301.93
4	10.6	1.00	0.8	3.2	126.42	1.391	0.627	189.31
5	10.6	1.00	0.8	4.0	134.90	1.739	0.477	90.30
6	10.6	1.00	0.8	4.8	143.38	2.087	0.438	39.55
7	10.6	1.00	0.8	5.6	151.86	2.435	0.348	13.76

Tại điểm 7 : ta có : $\sigma_{z=5}^{gl} = 13,76 \text{ kN/m}^2 < 0,2 \cdot \sigma^{bt} = 18,5 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$ Kết thúc tính lún tại điểm này

Độ lún của nền :

$$S = \sum_{i=1}^4 S_i = \sum_{i=1}^4 \frac{\beta_i}{E_i} \cdot P_i \cdot h_i$$

Trong đó :

S_i : độ lún của lớp thứ i

h_i : chiều dày lớp thứ i

E_i : Môđun biến dạng của lớp thứ i $E = 180 \text{ Kg/cm}^2 = 18 \cdot 10^3 \text{ (kN/m}^2)$

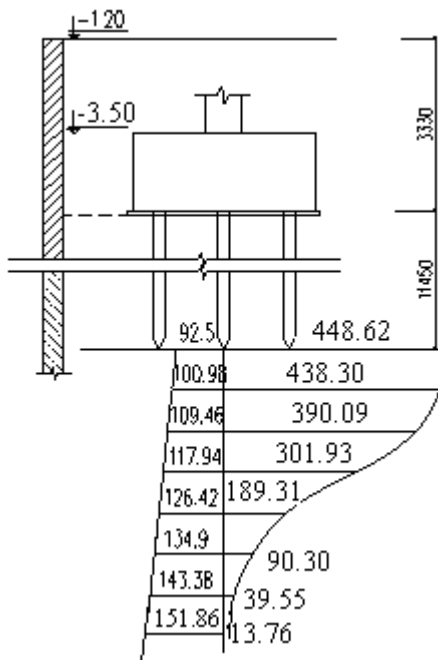
β_i : hệ số- phụ thuộc vào hệ số nở hông của đất; TCXD 15-70 lấy $\beta = 0,8$.

$$P_i = \frac{\sigma_{z,i-1}^P + \sigma_{z,i}^P}{2} : \text{ ứng suất trung bình của lớp thứ i}$$

$$\sum P = \frac{448,62}{2} + 438,30 + 390,09 + 301,93 + 189,31 + 90,30 + 39,55 + \frac{13,76}{2} = 1590,37 \text{ (kN/m}^2)$$

$$\Rightarrow S = \frac{0,8}{18.10^3} \cdot 1590,37 \cdot 0,8 = 0,056(m) = 5,6(cm)$$

$S = 5,6 \text{ cm} < [S_{gh}] = 8\text{cm}$ Như vậy thỏa mãn điều kiện độ lún tuyệt đối .



Hình 5.11 Sơ đồ tính toán độ lún móng M2

9. Kiểm tra cọc khi bốc xếp và cầu lắp cọc:

a/ Khi bốc xếp:

Khoảng cách mỗi gối tựa tới đầu mút cọc $a = 0,2 \cdot 1 = 0,2 \cdot 6 = 1,2 \text{ (m)}$

Ta vẽ biểu đồ nội lực của cọc:

Mô men tại gối:

$$M_{\min} = \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{3,375 \cdot 1,2^2}{2} = 2,43 \text{ (kN.m)}$$

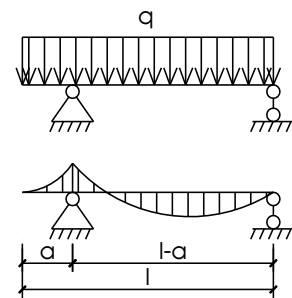
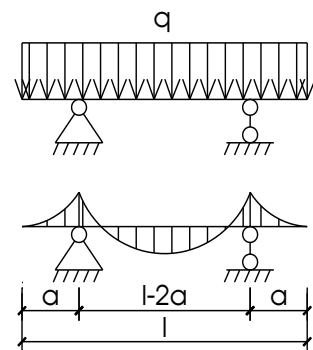
Mô men giữa nhịp:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot (l - 2a)^2}{8} - \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{3,375 \cdot 3,6^2}{8} - 2,43 = 3,04 \text{ (kN.m)}$$

Khả năng chịu tải của tiết diện:

$$M_{td} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0$$

$$\zeta = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{280 \cdot 5,09}{17,30 \cdot 27} = 0,104 \text{ tra bảng có } \zeta = 0,95$$



Hình 5.12 Sơ đồ kiểm tra bốc xếp cầu lắp

$$M_{td} = 28.10^2.5,09.10^{-2}.0,95.0,27 = 36,56 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{Ta thấy } M_{\max} = 3,04 \text{ (kN.m)} < M_{td} = 36,56 \text{ (kN.m)}.$$

Như vậy cọc đủ khả năng chịu lực khi bốc xếp.

b/ Khi treo cọc lên giá ép:

Ta tận dụng móc cầu vận chuyển làm móc cầu lắp, ta có khoảng cách từ móc cọc đến nút cọc:

$$a = 0,2.1 = 0,2.6 = 1,2 \text{ (m)}.$$

Mô men ở gối:

$$M_{\min} = \frac{q.a^2}{2} = \frac{3,375.1,2^2}{2} = 2,43 \text{ (kN.m)}.$$

Mô men ở nhịp:

$$M_{\max} = \frac{q.(l-a)^2}{8} - \frac{q.a^2}{2} = \frac{3,375.4,8^2}{8} - 2,43 = 7,29 \text{ (kNm)}.$$

Ta thấy $M_{\max} = 7,29 \text{ kN.m} < M_{td} = 36,56 \text{ kN.m}$.

Vậy cọc đủ khả năng chịu lực trong quá trình bốc xếp và treo lên giá ép.

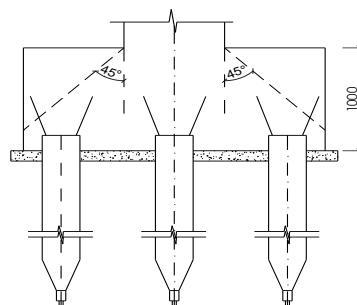
10. Xác định chiều cao đài cọc và kiểm tra chọc thủng :

a . Xác định chiều cao đài cọc

Tương tự móng M1 ta chọn $h_d = 100\text{cm}$.

b. Kiểm tra điều kiện chọc thủng :

Vẽ lăng thể chọc thủng



Hình 5.13 Sơ đồ kiểm tra chọc thủng

$$\text{Điều kiện chọc thủng : } P_{ct}^{tt} \leq 0,75.R_k.A_k^{tb}$$

$$\text{Với : } P_{ct}^{tt} = N_0^{tt} - P_n = P_{np}$$

Trong đó:

P_{ct}^{tt} - Lực gây ra ứng suất kéo chính.

A_k^{tb} - diện tích lăng thể trung bình chịu ứng suất kéo chính.

P_n - Tổng phản lực nền ở đáy móng trong phạm vi góc mở 45^0

P_{np} : Tổng nội lực tại đỉnh các cọc nằm giữa và lăng thể chọc thủng

Ta thấy :

$$a_{ct} = a_k + 2.h_o = 90 + 2. 85 = 260 \text{ (cm)}$$

$$b_{ct} = b_k + 2.h_o = 50 + 2. 85 = 220 \text{ (cm)}$$

⇒ hình tháp chọc thủng không phủ lên tất cả các cọc.

$P_{np} = P_1 + P_2 + P_3$ mà $P_1 + P_3 = P_{tb}$ và $P_2 = P_{tb} = 1039,11 \text{ (kN)}$.

$$\rightarrow P_{np} = 3.P_{tb} = 3117,33 \text{ (kN)} > 0,75.900.0,5.(2,6.2,2 + 0,5.0,7) = 2048,625 \text{ (kN)}$$

Vậy chiều cao $h_d = 1,0 \text{ (m)}$ đảm bảo điều kiện chống chọc thủng

11. Tính cốt thép cho đài :

Số liệu

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 5 cm.

Chiều cao làm việc của cốt thép đài :

$$h_o = h_d - a_{ch} = 100 - 15 = 85 \text{ cm. (} a_{ch} \text{ : Đoạn cọc chôn vào đài).}$$

Tính cốt thép theo phương vuông góc với mặt cắt I-I :

Mômen tương ứng với mặt ngàm I - I

$$M_I = 3.P_{max}.r_I$$

Trong đó :

$$r_I = 0,9 - 0,45 = 0,45 \text{ m.}$$

$$P_{max}^{tt} = 1150,23 \text{ kN.}$$

$$M_{I-I} = 3.1137.0,45 = 1534,95 \text{ kN.m}$$

Diện tích cốt thép chịu M_{I-I} :

$$A_{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9.h_o.R_s} = \frac{1534,95.10^3}{0,9.85.280} = 71,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

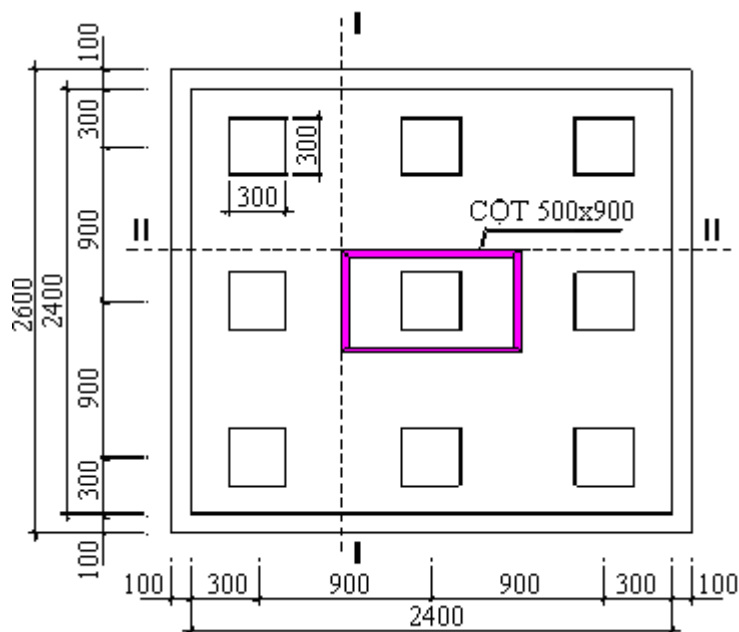
Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{b.h_o} . 100\% = \frac{71,7}{240.85} . 100\% = 0,35 \% > \mu_{min} = 0,05\%$$

Chọn thép 19Φ22 có $F_a = 72,22 \text{ cm}^2$

Khoảng cách giữa 2 thanh thép cạnh nhau là:

$$a = \frac{240 - 2.5}{18} = 12,77 \text{ cm} \rightarrow \text{Chọn } a = 125 \text{ mm.}$$



Hình 5.14 Sơ đồ tính thép móng M2

Tính cốt thép theo phương vuông góc với mặt cắt II-II :

Mô men tương ứng với mặt ngàm II-II :

$$M_{II} = (P_1 + P_2 + P_3) \cdot r_{II}$$

Trong đó :

$$r_{II} = (0,9 - 0,5/2) = 0,6 \text{ m.}$$

$$P_1 + P_3 = 2 \cdot P_{tb}^{tt}$$

$$P_2 = P_{tb}^{tt} = 1039,11 \text{ kN}$$

$$M_{II} = 3 \cdot P_{tb}^{tt} \cdot r_{II} = 3 \cdot 1039,11 \cdot 0,6 = 1870 \text{ kN.m}$$

Diện tích cốt thép chịu M_{II-II}

$$A_{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{1870 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 85 \cdot 280} = 87,3 (\text{cm}^2)$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{87,3}{240 \cdot 85} \cdot 100\% = 0,42\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Chọn thép 22 Φ 22 có $F_a = 87,43 \text{ cm}^2$

Khoảng cách giữa 2 thanh thép cạnh nhau là:

$$a = \frac{250 - 2.5}{21} = 115 \text{ cm} \rightarrow \text{Chọn } a = 115 \text{ mm.}$$

Kết quả tính toán, chọn và bố trí cốt thép được thể hiện bản vẽ KC: 05.

PHẦN III
THI CÔNG
45%

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : **THS. NGÔ VĂN HIỀN**
SINH VIÊN THỰC HIỆN : **HOÀNG ĐÌNH HUY**
MSSV : **1351040011**
LỚP : **XD1301D**

CHƯƠNG 1

THI CÔNG PHẦN MÓNG

I. THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG HÀ CỌC

I.1 Đặc điểm công trình.

Công trình là chung cư N04-B2 khu đô thị mới Dịch Vọng-Cầu Giấy - Hà Nội có: Tổng diện tích đất mặt bằng là 3320 m².

Tổng diện tích đất xây dựng là 851.4 m².

Công trình có 10 tầng và 1 tầng hầm, với tổng chiều cao 45.85 m, chiều dài là 43.00 m, chiều rộng là 19.8 m. Tầng hầm đặt ở coste -3,0 m tức là ở độ sâu -1,8 m so với mặt đất tự nhiên (mặt đất tự nhiên ở coste -1,2 m); tầng 1 có cao độ là 4.8 m; tầng 2-10 có cao độ là 3.6 m

Công trình được quy hoạch trên khu đất của quần thể kiến trúc khu đô thị mới, phía Nam (mặt chính) quay ra đường Quy hoạch số 1, phía Đông giáp với khu dân cư, phía Tây Giáp với đường Quy hoạch số 3, phía Bắc (mặt phụ) quay ra đường Quy hoạch số 5... Do đặc điểm công trình rộng, thoáng, nên rất thuận tiện cho việc áp dụng những công nghệ tiên bộ, tiên tiến đưa vào thi công công trình, như sử dụng máy ép cọc, cần trục tháp đổ bê tông và đưa các vật nặng lên cao, thang tải đưa các vật nhẹ và người lên cao, dùng cần cẩu bóc xếp các cấu kiện.

I.2. CÁC ĐIỀU KIỆN THI CÔNG.

1. Điều kiện địa chất công trình.

- Căn cứ vào thiết kế móng ta thấy công trình nằm trên nền đất tương đối đồng nhất gồm 4 lớp,

Lớp đất 1: là Lớp đất sét pha xám vàng ,trạng thái dẻo

Lớp đất 2: là Lớp đất sét pha màu nâu đỏ, lẫn sạn sỏi laterit, trạng thái nửa cứng

Lớp đất 3: là Lớp đất sét pha xám vàng, nâu, trạng thái nửa cứng

Lớp đất 4: là Lớp đất cát pha xám vàng, trạng thái nửa cứng

2. Về địa chất thủy văn.

Mực nước ngầm khá sâu. Nhìn chung nước ngầm ở đây không gây ảnh hưởng tới quá trình thi công cũng như sự ổn định của công trình.

3. Tài nguyên thi công.

Điều kiện cung cấp vốn và nguyên vật liệu:

- Vốn đầu tư được cấp theo từng giai đoạn thi công công trình.
- Nguyên vật liệu phục vụ thi công công trình được đơn vị thi công kí kết hợp đồng cung cấp với các nhà cung cấp lớn, năng lực đảm bảo sẽ cung cấp liên tục và đầy đủ phụ thuộc vào từng giai đoạn thi công công trình.
- Nguyên vật liệu đều được chở tới tận chân công trình bằng các phương tiện vận chuyển

Điều kiện cung cấp thiết bị máy móc và nhân lực phục vụ thi công:

- Đơn vị thi công có lực lượng cán bộ kỹ thuật có trình độ chuyên môn tốt, tay nghề cao, có kinh nghiệm thi công các công trình nhà cao tầng. Đội ngũ công nhân lành nghề được tổ chức thành các tổ đội thi công chuyên môn. Nguồn nhân lực luôn đáp ứng đủ với yêu cầu tiến độ. Ngoài ra có thể sử dụng nguồn nhân lực là lao động từ các địa phương để làm các công việc phù hợp, không yêu cầu kỹ thuật cao.
- Năng lực máy móc, phương tiện thi công của đơn vị thi công đủ để đáp ứng yêu cầu và tiến độ thi công công trình.

Điều kiện cung cấp điện nước:

- Điện dùng cho công trình được lấy từ mạng lưới điện thành phố và từ máy phát dự trữ phòng sự cố mất điện. Điện được sử dụng để chạy máy, thi công và phục vụ cho sinh hoạt của cán bộ công nhân viên.
- Nước dùng cho sản xuất và sinh hoạt được lấy từ mạng lưới cấp nước thành phố.

Điều kiện giao thông đi lại:

- Hệ thống giao thông đảm bảo được thuận tiện cho các phương tiện đi lại và vận chuyển nguyên vật liệu cho việc thi công trên công trường .
- Mạng lưới giao thông nội bộ trong công trường cũng được thiết kế thuận tiện cho việc di chuyển của các phương tiện thi công.

II. THIẾT KẾ BIÊN PHÁP THI CÔNG .

I) THI CÔNG PHẦN NGẦM

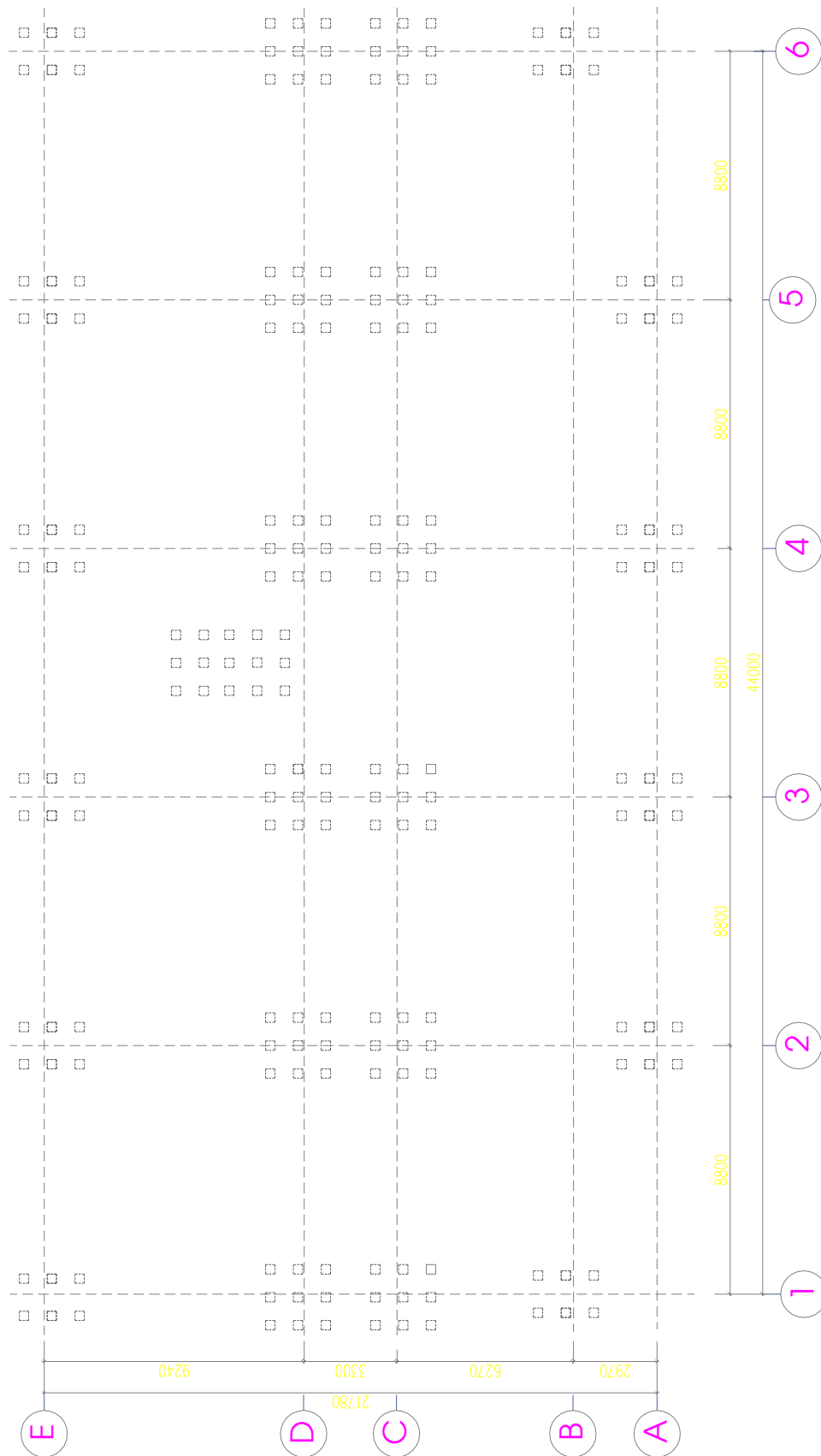
ĐẶC ĐIỂM CÔNG TRÌNH

* Kết cấu móng là móng cọc bê tông cốt thép đài thấp. Đài cọc cao 0.9(m) đặt trên lớp bê tông bảo vệ mác B5 dày 0,09(m). Đáy đài đặt tại cốt -4,5(m). Giằng móng cao 0,36(m) và có đáy đặt tại cốt -3,5(m).

- Cọc theo thiết kế là cọc bê tông cốt thép tiết diện (30 × 30) cm, cọc có tổng chiều dài 12(m), được chia làm 2 đoạn cọc dài 6(m)
- Trọng lượng của đoạn cọc là : $2 \times 0,3 \times 0,3 \times 6 \times 2,5 = 2,7$ (T)
- Cọc được chế tạo tại xưởng và được trở đến công trường bằng xe chuyên dùng
- Cốt thép trong cọc là cốt thép AII có $R_S = 2800$ kg/cm²
- Mũi cọc cắm vào lớp cát pha xám vàng 1 đoạn 2,95 m
- Sức chịu tải của cọc theo vật liệu $P_{vl} = 18,5$ T
- Sức chịu tải của cọc theo đất nền $P_{đ} = 129,2$ T
- Mặt bằng công trình bằng phẳng không phải san nền, rất thuận lợi cho việc tổ chức thi công.
- Khi hàn cọc phải sử dụng phương pháp “hàn leo” (hàn từ dưới lên) đối với các đường hàn đứng.
- Kiểm tra kích thước đường hàn so với thiết kế.
- Đường hàn nối các đoạn cọc phải có trên cả bốn mặt của cọc.
- Phải căn cứ vào khảo sát địa chất để dự báo các loại di vật, các tầng đất mà cọc có thể đi qua.

I.1 .Tính khối lượng cọc thi công:

I.1.1 Mặt bằng lưới cọc(hình vẽ)



I.1. 2 Tính toán số lượng cọc và chọn thiết bị vận chuyển:

Dựa vào mặt bằng cọc ta có

TT	Tên móng	Số lượng móng (cái)	Số tim cọc /1 móng (cái)	Chiều dài 1 cọc (m)	Tổng chiều dài (m)
1	Móng M1	12	6	12	864
2	Móng M2	12	9	12	1296
3	Móng thang máy	1	15	12	180
	Tổng cộng:	25			2340

(Số lượng cọc tại vị trí thang máy ta lấy theo cấu tạo 15 cọc)

- Trọng lượng của một đoạn cọc là : 2.7 T

- Khối lượng cọc cần phải di chuyển là

$$195 \times 2.7 = 526.5$$

- Dùng xe ô tô chuyên dùng là xe KAMAX 5151 có tải trọng trở được 20 T một chuyến

- Khi vận chuyển cọc và tập kết cọc tại bãi ta cần chú ý điểm kê và xếp hàng cọc.

I.2. LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN THI CÔNG CỌC ÉP.

Phương pháp ép cọc chia làm 2 loại: ép trước và ép sau.

*) **Phương pháp ép sau:** ép cọc sau khi đã thi công được một phần công trình (2 -3 tầng).

Nhược điểm :

+ Chiều dài các đoạn cọc ngắn(2 -3 m) nên phải nối nhiều đoạn.

+ Dụng lắp cọc rất khó khăn do phải tránh va chạm vào công trình.

+ Di chuyển máy ép khó khăn.

+ Thi công phần đài móng khó do phải ghép ván khuôn chừa lỗ hình nêm cho cọc.

Do đó phương pháp này thuận lợi cho những công trình cải tạo.

*) **Phương pháp ép trước:** ép cọc trước khi thi công công trình. Ưu điểm của phương pháp:

+ Chiều dài cọc lớn (7-8 m).

+ Thi công dễ dàng, nhanh do số lượng cọc ít, dụng lắp cọc dễ, di chuyển máy thuận tiện, thi công đài móng nhanh.

+ Khi gặp sự cố thì khắc phục dễ dàng.

Kết luận: Dựa vào các ưu nhược điểm ở trên ta chọn phương pháp ép trước.

Mặt khác, ta có hai phương án thi công phổ biến:

*Phương án 1:

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 cần thiết.

+ Ưu điểm:

- Đào hố móng thuận lợi, không bị cản trở bởi các đầu cọc.
- Không phải ép âm.

+ Nhược điểm:

- ở những nơi có mạch nước ngầm cao, việc đào hố móng trước, rồi mới thi công ép cọc khó thực hiện được.
- Khi thi công ép cọc gặp trời mưa, nhất thiết phải có biện pháp bơm hút nước ra khỏi hố móng.
- Việc di chuyển máy móc, thiết bị phục vụ thi công ép cọc gặp nhiều khó khăn.
- Với mặt bằng không rộng rãi, xung quanh đang tồn tại các công trình, việc thi công theo phương án này gặp khó khăn lớn, đôi khi không thực hiện được.
 - Tăng khối lượng đất đào (phải làm đường lên xuống cho máy và vị trí các cọc biên phải đào rộng hơn để đặt giá ép).

* Phương án 2:

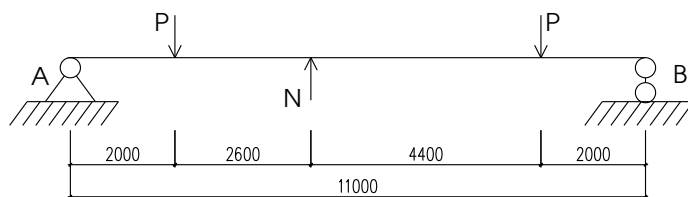
Tiến hành san mặt bằng cho phẳng để tiện di chuyển thiết bị ép và vận chuyển cọc, sau đó tiến hành ép cọc theo yêu cầu thiết kế. Như vậy để đạt được cao trình đỉnh cọc thiết kế cần phải ép âm. Cần phải chuẩn bị các đoạn cọc dẫn bằng thép hoặc BTCT để cọc ép được tới chiều sâu thiết kế. Sau khi ép cọc xong tiến hành đào đất hố móng để thi công phần đài cọc, hệ giằng đài cọc.

+ Ưu điểm:

- Việc di chuyển thiết bị ép cọc và công tác vận chuyển cọc có nhiều thuận lợi, kể cả khi gặp trời mưa.
- Không bị phụ thuộc vào mạch nước ngầm
- Tốc độ thi công nhanh, dùng được cho nhiều loại móng.

+ Nhược điểm:

- Phải dựng thêm các đoạn cọc dẫn để ép âm, có nhiều khó khăn khi ép đoạn cọc cuối cùng xuống chiều sâu thiết kế.



- Công tác đào đất hố móng khó khăn, phải đào thủ công, khó cơ giới hoá.
- Việc thi công đài, giằng khó khăn hơn.

Kết luận:

Căn cứ vào ưu nhược điểm của 2 phương án nêu trên, căn cứ vào mặt bằng công trình ta chọn phương án 2- ép cọc trước đào đất sau.

I.3.TÍNH TOÁN CHỌN MÁY VÀ THIẾT BỊ THI CÔNG ÉP CỌC:

Xác định lực ép cọc:

- Sức chịu tải của cọc theo vật liệu: $P_{VL} = 1815 \text{ kN} = 181,5 \text{ T}$.
- Sức chịu tải của cọc theo đất nền: $P_{đn} = 1292 \text{ kN} = 129,2 \text{ T}$.
- Xác định lực ép nhỏ nhất: $P_{emin} = 1,2P_{đn} = 1,2.129,2 = 155,04 \text{ (T)}$.
- Xác định lực ép lớn nhất: $P_{emax} = P_{VL}/1,25 = 181,5/1,25 = 145,2 \text{ (T)}$
- Các tiêu chuẩn của máy ép phải thoả mãn:
 - Lực nén (danh định) lớn nhất của thiết bị không nhỏ hơn
$$1,4P_{emax} = 1,4.155,04 = 217 \text{ T.}$$
 - Lực nén của kích phải đảm bảo tác dụng dọc trục cọc, không gây lực ngang khi ép.
 - Chuyển động của pittông phải đều và khống chế được tốc độ ép.
 - Thiết bị ép cọc phải đảm bảo điều kiện vận hành theo đúng quy định về an toàn lao động khi thi công.
 - Chỉ nên huy động $0,7 \div 0,8$ khả năng tối đa của thiết bị: $P_e = 155,04/0,8 = 193,8 \text{ T}$

I.3.1 Chọn kích ép (máy ép cọc).

* Chọn máy ép cọc:

- Chọn bộ kích thuỷ lực: sử dụng 2 kích thuỷ lực

Ta có:
$$2p_{dầu} \cdot \frac{D^2 \cdot \pi}{4} \geq P^{yc}_{ép}$$

Trong đó: $p_{dầu}$: áp lực dầu trong xi lanh,

$$p_{\text{đầu}} = (0,6-0,75)p_{\text{bom}},$$

với $p_{\text{bom}}=300(\text{kg}/\text{cm}^2)$

$$\text{Lấy } p_{\text{đầu}} = 0,7p_{\text{bom}}.$$

$$D \geq \sqrt{\frac{2P_{\text{yc}}^{\text{ep}}}{0,7\pi \cdot p_{\text{bom}}}} = \sqrt{\frac{2 \times 137,82}{0,7 \times 3,14 \times 0,3}} = 19,77(\text{cm})$$

=> chọn $D=20 \text{ cm}$

- Vậy chọn máy ép có các thông s:

Hình 1.1 : Sơ đồ máy ép cọc

+ Số lượng xi lanh 2 chiếc.

+ Xi lanh thủy lực $D = 200 \text{ mm}$.

+ Tốc độ ép lớn nhất 2 (cm).

- Chiều cao lồng ép: 8,2m.

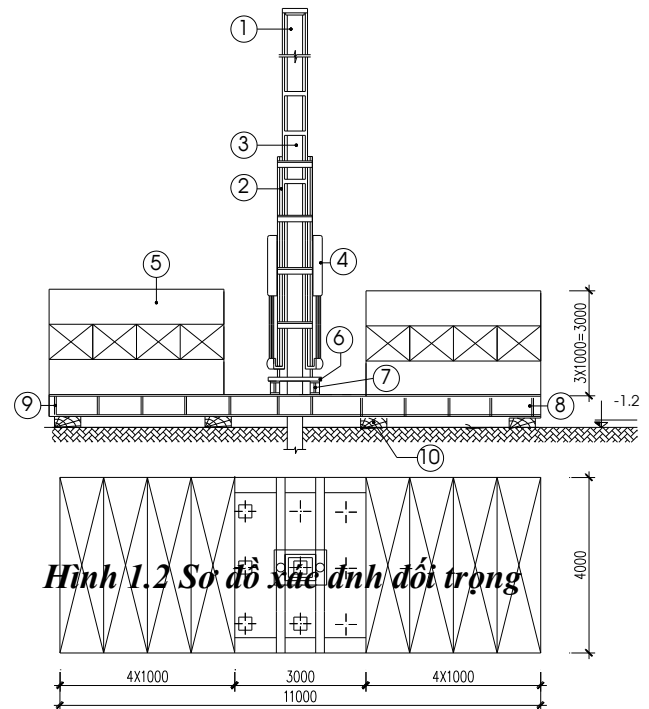
- Chiều dài giá ép: 11m.

- Lực ép danh định lớn nhất: 280 T.

* Sơ đồ giá ép:

Ghi chú:

- | | | | |
|------------------------------|------------------|------------------------------|--------------------|
| 1. Khung ép động | 2. Khung ép tĩnh | 3. Cọc | 4. Piston thủy lực |
| 5. Đối trọng | 6. Bản đế | 7. Dầm gác (di chuyển ngang) | |
| 8. Dầm chính (di chuyển dọc) | 9. Thanh giằng | 10. Đệm gỗ | |



Hình 1.2 Sơ đồ xác định đối trọng

I.3.2. Xác định đối trọng:

Chọn đối trọng là những khối bê tông cốt thép có kích thước 1x1x4m có khối lượng mỗi khối là: 10T

Trọng lượng của đối trọng phải đảm bảo cho giá ép không bị lật quanh điểm B:

$$\sum M_B \geq 0 \Rightarrow P.2 + P.9 \geq N.6,4$$

Với: $N = P_{\text{emax}} = 155,04 \text{ (T)}$.

$$\Rightarrow P \geq \frac{155,04 \cdot 6,4}{2+9} = 90,2 \text{ (T)}$$

Mặt khác để giá ép không bị đẩy ngược lên khi ép cọc thì trọng lượng tối thiểu của đối trọng không được nhỏ hơn P_{emax} :

$$2P \geq P_{\text{emax}} = 155,04 \text{ (T)}.$$

$$\Rightarrow P \geq 155,04/2 = 77,52 \text{ (T)}.$$

Số khối đối trọng bê tông cốt thép: $n = \frac{90,2}{10} = 9,02$.

Chọn mỗi bên là 12 khối, xếp thành 3 chồng (mỗi chồng 4 khối) như trên *Hình 1.1*

I.3.3 Chọn cần trục tự hành.

Các thông số của giá ép:

- Trọng lượng khung đế: 3,5 T.
- Trọng lượng giá ép: 5,0 T.
- Chiều cao giá ép: $8,2 + 0,7 = 8,9$ m.
- Chiều cao của đối trọng so với cao trình máy đứng là 3 m.

Trong quá trình ép cọc cần trục cầu giá ép và đối trọng di chuyển từ móng này sang móng khác. Còn trong một móng thì giá ép sẽ di chuyển trên các dầm đỡ ngang và dọc để ép các cọc ở các vị trí khác nhau.

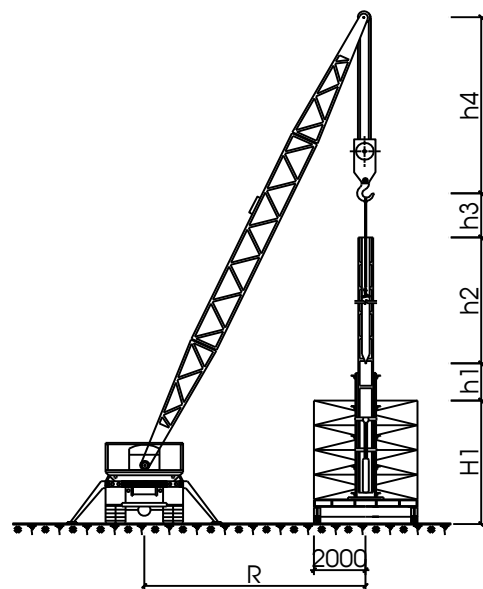
Cọc được đưa vào giá ép bằng cần trục. Để thuận tiện cho thi công và tiết kiệm chi phí ta chọn cần trục làm cả nhiệm vụ cầu lắp cọc, cầu lắp giá ép và đối trọng.

Cọc được treo buộc vào máy cầu bằng cách sử dụng cáp luồn qua hai móc cầu sẵn có trên cọc.

Vị trí đứng của cần trục so với máy ép và cọc xem bản vẽ *TC 01*.

Với vị trí này cần trục cầu lắp trong điều kiện không có vật cản phía trước. Góc nghiêng tay cần do đó có thể chọn $\alpha = \alpha_{\text{max}} = 75^\circ$.

Với sơ đồ di chuyển của máy ép và cần trục như đã thiết kế, mặt bằng sẽ lần lượt được giải phóng trong quá trình ép đảm bảo cho các thiết bị có đủ mặt bằng công tác để thi công thi an toàn.



Hình 1.3 Sơ đồ làm việc của máy cầu

Tính các thông số làm việc của cần trục :

- Chiều cao nâng móc cần:

$$H_m = H_1 + h_1 + h_2 + h_3 = 3 + 0,5 + 6 + 1,5 = 11 \text{ m.}$$

- Chiều cao đỉnh cần:

$$H = H_m + h_4 = 11 + 1,5 = 12,5 \text{ m.}$$

Trong đó:

H_1 chiều cao lắp đặt so với cao trình máy đứng

$h_1 = 0,5 \div 1$ m khoảng cách an toàn và điều chỉnh

h_2 chiều cao cấu kiện lắp ghép

h_3 chiều cao thiết bị treo buộc lấy $h_3 = 1,5$ m

h_4 chiều cao puli đầu cần lấy $h_4 = 1,5$ m.

- Chiều dài tay cần tối thiểu:

$$L_{\min} = \frac{H - h_c}{\sin \alpha_{\max}} = \frac{12,5 - 1,5}{\sin 75^\circ} = 11,4 \text{ m.}$$

- Bán kính tay với tối thiểu:

$$R_{\min} = L_{\min} \cdot \cos \alpha_{\max} + r = 11,4 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 4,5 \text{ m.}$$

- Sức trục yêu cầu:

$$Q = Q_{dt} + Q_{tb} = 10 + 1 = 11 \text{ (T).}$$

Trọng lượng thiết bị và dây treo buộc lấy bằng $Q_{tb} = 1$ T.

Chọn cần trục tự hành có mã hiệu XKG-40, $L = 20$ m.

Kiểm tra các thông số kỹ thuật khi làm việc:

Chọn $R_{\max} = 10$ m tra biểu đồ tính năng có: $[Q] = 11,5 \text{ T} > 11 \text{ T}$, $[H] = 17 \text{ m} > 12,5$ m thoả mãn các điều kiện yêu cầu.

$R_{\min} = 5,5$ m tra biểu đồ tính năng có: $[Q] = 26 \text{ T} > 11 \text{ T}$, $[H] = 18,5 \text{ m} > 12,5 \text{ m}$ thoả mãn các điều kiện yêu cầu.

Khi cần lắp nên lựa chọn vị trí đứng máy hợp lý để :

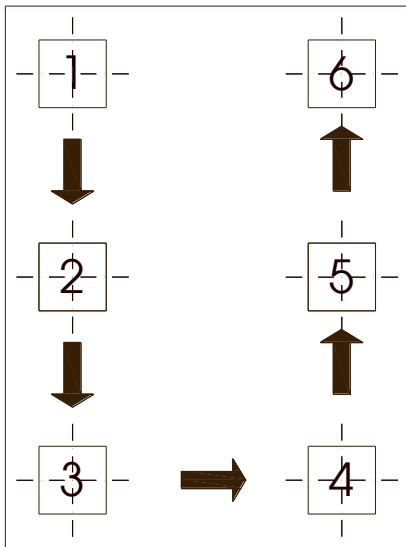
- Máy không di chuyển quá nhiều lần khi thao tác cần lắp các thiết bị tại cùng một vị trí giá ép.

- Máy không chiếm nhiều chỗ vì cấu kiện cọc đã xếp trước trên mặt bằng.

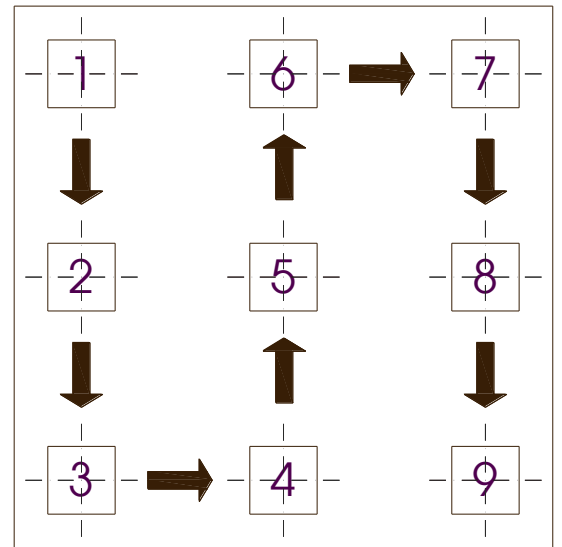
- Máy cần không đi lại trên những vị trí đã ép trước đó.

Sơ đồ ép cọc

* Trình tự ép cọc trong mỗi đài:

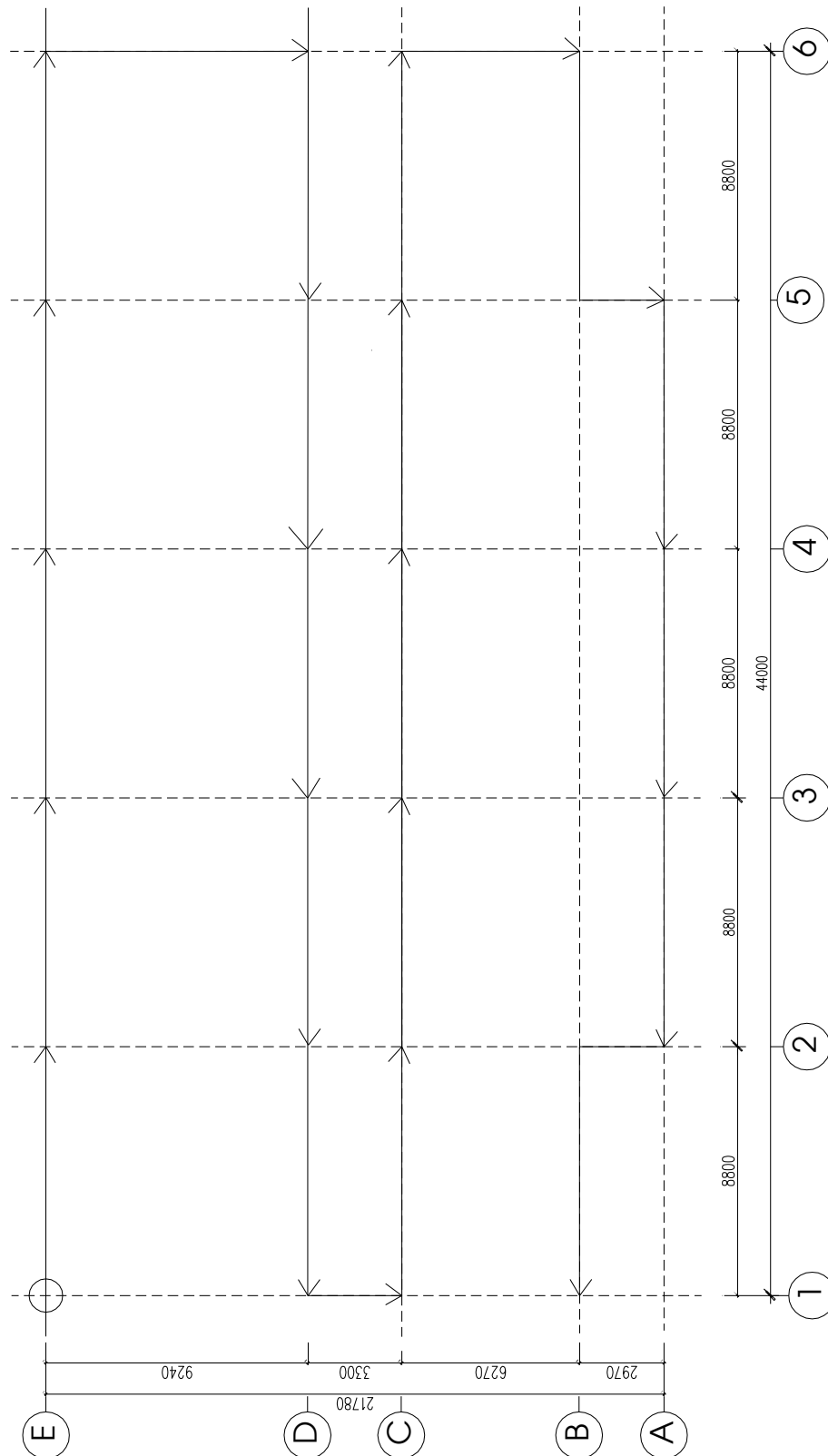


M1



M2

THỨ TỰ ÉP CỌC TRONG MÓNG



SƠ ĐỒ DI CHUYỂN MÁY ÉP CỌC

I.3.4. Xác định dây cầu:

Cần trục cầu các cấu kiện: khung đế, đôi trọng, giá ép cọc và cọc.

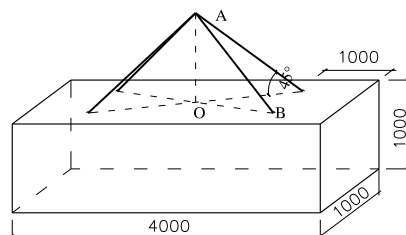
a) Dây cầu khung đế:

Chùm dây cầu 4 dây, góc nghiêng dây cáp 45° . Để dây cáp tự cân bằng thì chùm dây cáp phải có cơ cấu tự cân bằng.

Trọng lượng khung đế: $q = 3,5T$.

Chiều dài dây cầu:

$$l = \frac{4,3}{2} \cdot \frac{1}{\cos(\arctg \frac{4}{4,3})} \cdot \frac{1}{\cos 45^\circ} = 3,04 \text{ m.}$$



Hình 1.4 Sơ đồ cầu khung đế

Sức căng trong dây cầu được tính theo công

$$\text{thức: } S = \frac{k.Q}{m.\cos\alpha} = \frac{6.3,5}{4.\cos 45^\circ} = 7,4 \text{ T.}$$

Trong đó: k hệ số an toàn ($k = 3,5 \div 8$).

Chọn cáp mềm cầu trúc $6 \times 19 \times 1$, đường kính $D = 20\text{mm}$, cường độ chịu kéo $\sigma = 140 \text{ kG/cm}^2$, lực làm đứt cáp là $17,95T$.

b) Dây cầu đôi trọng:

Chọn dây cầu 4 dây, góc nghiêng của dây cầu so với phương thẳng đứng $\alpha = 45^\circ$.

Trọng lượng một khối đôi trọng là: $q = 10 \text{ T}$.

Chiều dài dây cầu:

$$l = \frac{2}{2} \cdot \frac{1}{\cos(\arctg \frac{0,5}{2})} \cdot \frac{1}{\cos 45^\circ} = 1,41 \text{ m.}$$

Sức căng trong dây cầu:

$$S = \frac{k.Q}{m.\cos\alpha} = \frac{6.10}{4.\cos 45^\circ} = 21,21 \text{ T.}$$

Chọn cáp mềm cầu trúc $6 \times 37 \times 1$, đường kính $D = 32,5\text{mm}$, cường độ chịu kéo $\sigma = 140 \text{ kG/cm}^2$, lực làm đứt cáp là $45T$.

c) Dây cầu cọc:

Chọn dây cầu 2 dây, góc nghiêng của dây cầu so với phương thẳng đứng $\alpha = 0^\circ$.

Trọng lượng một đoạn cọc là: $q = 1,1.0,3.0,3.2,5.6 = 1,485 \text{ T}$.

Chiều dài dây cầu: $l = 1,2 + 1,5 = 2,7 \text{ m}$.

Sức căng trong dây cầu:

$$S = \frac{k.Q}{m} = \frac{6.1,485}{2} = 4,46 \text{ T}.$$

Chọn cáp mềm cấu trúc 6x19x1, đường kính $D = 20\text{mm}$, cường độ chịu kéo $\sigma = 140\text{kG/cm}^2$, lực làm đứt cáp là 17,95T.

I.4. KỸ THUẬT THI CÔNG HA CỌC

1. Công tác chuẩn bị :

❖ Chuẩn bị mặt bằng :

Mặt bằng phải được dọn sạch, phát quang, san phẳng, phá bỏ các chướng ngại vật trên mặt bằng. Vận chuyển cọc và các thiết bị đối trọng đến bố trí trên mặt bằng theo các vị trí đã được tính toán trước. Chuẩn bị các công tác như điện nước đầy đủ phục vụ cho thi công.

Việc bố trí cọc và đối trọng phải thỏa mãn những điều kiện sau đây:

- Cọc phải được kê lên các đệm gỗ, không được kê trực tiếp lên mặt đất.
- Các đệm gỗ đỡ cọc phải nằm ở vị trí cách đầu cọc 0,2.1 như trong tính toán kiểm tra cọc khi bốc xếp và vận chuyển (Đã tính trong chương 5 phần II – Tính kết cấu). Nếu xếp thành nhiều tầng thì cũng không cao quá 1,2 m. Lúc này các đệm gỗ phải thẳng hàng theo phương thẳng đứng.
- Đối trọng phải được xếp chồng theo nguyên tắc đảm bảo ổn định. Tuyệt đối không để đối trọng rơi đổ trong quá trình ép cọc.

- Đối trọng phải kê

❖ Đối với thiết bị ép cọc :

Phải có lý lịch máy nơi sản xuất cấp và cơ quan có thẩm quyền kiểm tra, xác nhận đạt yêu cầu kỹ thuật bao gồm :

- Lưu lượng của máy bơm (l/ph)
- Áp lực bơm dầu lớn nhất (kG/cm)
- Diện tích đáy piston (cm²)
- Phiếu kiểm định đồng hồ đo áp lực và các van chịu áp

Thiết bị ép cọc đưa vào sử dụng cho công trình phải thỏa mãn các yêu cầu :

- Lực nén lớn nhất (danh định) không được nhỏ 1,4 lần so với lực ép lớn nhất theo thiết kế.

- Lực nén của kích dưới tác dụng dọc trục (khi ép đỉnh hoặc ép đều trên mặt bên – ép ôm).

- Đồng hồ đo áp lực khi ép phải tương ứng với khoảng lực đo.

- Chuyển động của piston phải đều và không chế được tốc độ thiết bị ép cọc.

- Thiết bị ép cọc phải được vận hành theo đúng qui định về an toàn lao động.

Giá trị đo áp lực cao nhất của đồng hồ không được vượt quá 2 lần áp lực đo khi ép cọc.

Chỉ nên huy động (0,7 – 0,8) khả năng tối đa của thiết bị .

❖ Đối với đoạn cọc : Tiến hành kiểm tra chất lượng cọc trước khi thi công và loại bỏ những đoạn cọc không đạt yêu cầu.

Khả năng chịu nén của cọc $\geq 1,25$ lần lực nén lớn nhất P_{max}

Các sai số cho phép khi chế tạo cọc :

- Tiết diện cọc $\leq \pm 2\%$

- Chiều dài $\leq \pm 1\%$

- Mặt đầu cọc phải phẳng, vuông góc với trục cọc, độ nghiêng $\leq 1\%$

- Cốt thép dọc của đoạn hàn vào vành thép nối cả 2 bên trên suốt chiều cao vành thép .

- Vành thép nối phải thẳng (độ vênh $\leq \pm 1\%$).

- Trục cọc phải thẳng góc và đi qua tâm tiết diện cọc. Mặt phẳng bê tông cọc và mặt phẳng vành thép nối trùng nhau, cho phép bê tông nhô cao $\leq 1\text{mm}$.

- Chiều dày vành thép nối $\geq 4\text{mm}$.

❖ Đối với việc hàn và nối cọc :

- Trục đoạn cọc được nối trùng với phương nén.

- Khi hàn cọc sử dụng phương pháp “hàn leo” hàn từ dưới lên trên với đường hàn đứng.

- Trên mỗi chiều dài đường hàn không nhỏ hơn 100 mm.

❖ Cọc dùng để ép :

- Cọc BTCT tiết diện vuông 0,3x0,3m
- Chiều dài mỗi đoạn cọc là 6m . Tổng chiều dài cọc 12 m (2 đoạn)

2. Xác định vị trí cọc :

Đây là một công tác quan trọng đòi hỏi phải được tiến hành một cách chính xác vì nó quyết định đến độ chính xác của các phân công trình sau này.

Trình tự tiến hành:

- Dụng cụ gồm máy kinh vĩ, dây thép nhỏ để căng, thước dây và quả dọi, ống bọt nước hoặc máy thủy bình.

- Từ trục nhà đã được đánh dấu dẫn về tim của từng móng, trước tiên cần xác định trục của hai hàng móng theo hai phương vuông góc bằng máy kinh vĩ, căng dây thép tìm giao điểm hai trục đó, từ giao điểm đó dùng quả dọi để xác định tim móng. Đánh dấu tim móng bằng cột mốc có sơn đỏ.

- Từ tim móng tìm được tiến hành xác định tim các cọc trong móng đó bằng máy kinh vĩ, thước dây..., đánh dấu tim cọc bằng các cọc gỗ thẳng đứng, đánh dấu cao trình đỉnh cọc trên cọc mốc gỗ bằng sơn đỏ.

3. Quy trình ép cọc :

Vận chuyển thiết bị ép cọc đến công trường, lắp ráp thiết bị vào vị trí ép đảm bảo an toàn.

Chỉnh máy để các đường trục của khung máy, đường trục kích và đường trục cọc thẳng đứng và nằm trong một mặt phẳng, mặt phẳng này vuông góc với mặt phẳng chuẩn dài móng. Cho phép nghiêng 0,5%.

Chạy thử máy ép để kiểm tra tính ổn định của thiết bị - chạy không tải và có tải

Dùng cần trục cẩu lắp cọc đầu tiên (đoạn C1) vào giá ép cọc. Yêu cầu đoạn cọc đầu tiên phải được dựng lắp cẩn thận, căng chỉnh để trục của đoạn này trùng với trục kích và đi qua

vị trí tim cọc thiết kế.

Tiến hành ép đoạn cọc C1. Ban đầu tăng áp lực chậm, đều để đoạn cọc cắm sâu vào đất nhẹ nhàng. Vận tốc xuyên không lớn hơn 1 cm /s.

Tiến hành lắp nối và ép các đoạn cọc tiếp theo (đoạn C2). Yêu cầu đối với đoạn cọc này là bề mặt hai đầu cọc phải phẳng và vuông góc với trục cọc. Trục đoạn cọc phải thẳng (cho phép nghiêng không quá 1%).

Gia lên cọc một lực tạo tiếp xúc sao cho áp lực ở mặt tiếp xúc khoảng 3-4 kG/cm², tiến hành hàn nối cọc.

Tăng chậm, đều áp lực ép cho đến khi cọc chuyển động (không quá 1cm/s), đến khi cọc chuyển động đều tăng áp lực nhưng khống chế để sao cho tốc độ xuyên không quá 2cm/s.

Khi ép xong đoạn cọc C2, tiến hành cấu lắp cọc giá (bằng thép) vào giá ép. Tiến hành ép cọc giá cho đến khi đỉnh đoạn cọc C2 đến cao trình thiết kế. Nhổ cọc giá lên để tiến hành ép cọc khác.

Qui trình ép cọc khác tương tự như đã trình bày ở trên.

Cọc được công nhận ép xong khi thỏa mãn đồng thời hai điều kiện sau:

- Chiều dài cọc được ép sâu trong lòng đất không nhỏ hơn chiều dài ngắn nhất đã qui định : 14,0m.

- Trị số lực ép tại thời điểm cuối cùng phải đạt trị số lực ép đã qui định ($P_{ep\ min} < P_{ep} < P_{ep\ max}$) trên suốt chiều sâu xuyên lớn hơn 3 lần cạnh cọc ($3.30 = 90\ cm$), trong khoảng này tốc độ xuyên không lớn hơn 1cm/s.

Nếu hai điều kiện trên không đảm bảo phải báo cho chủ công trình và bên thiết kế xử lý.

4. Công tác ghi chép

Trong quá trình ép cọc phải ghi nhật kí ép cọc theo hướng dẫn dưới đây.

❖ Đối với đoạn cọc đầu tiên (C1).

Khi mũi cọc đã cắm sâu vào đất 30 đến 50 cm thì ghi chép giá trị lực ép đầu tiên. Theo dõi đồng hồ đo áp lực nếu giá trị áp lực trên đồng hồ thay đổi thì ghi ngay giá trị này cùng với độ sâu tương ứng.

Nếu trong quá trình ép giá trị lực ép không thay đổi hoặc thay đổi không đáng kể thì chỉ cần ghi giá trị lực ép đầu và cuối đoạn cọc.

❖ Đối với đoạn cọc C2.

Ghi chép tương tự như đoạn cọc C1.

❖ Đối với giai đoạn cuối cùng hoàn thành việc ép xong một cọc.

Khi giá trị lực ép bằng $0,8 P_{ep \text{ min}}$ thì tiến hành ghi giá trị lực ép này cùng với độ sâu tương ứng. ($P_{ep \text{ min}}$ qui định căn cứ trên thí nghiệm nén tĩnh ở thực tế công trình).

Bắt đầu từ đây ghi chép giá trị lực ép với độ xuyên 20 cm cho đến khi ép xong.

Bảng 1.1 Mẫu ghi chép nhật kí thi công.

Số hiệu	Ngày	Độ sâu ép cọc		Giá trị lực ép		Xác nhận kỹ thuật A,B	Ghi chú
		Kí hiệu đoạn cọc	Độ sâu	áp lực (daN/cm)	Lực ép (tấn)		

Trong đó cột “Ghi chú” phải ghi đầy đủ chất lượng mỗi nôi, lý do và thời gian cọc đang ép phải dừng lại, thời gian tiếp tục ép cọc. Khi đó cần chú ý theo dõi chính xác giá trị lực bắt đầu ép lại.

Nếu cọc ép đạt yêu cầu kĩ thuật thì đại diện các bên (A,B) phải kí vào nhật kí ép cọc.

5. Xử lý sự cố :

❖ Cọc bị nghiêng lệch khỏi vị trí thiết kế:

Nguyên nhân:

Gặp chướng ngại vật, mũi cọc khi chế tạo có độ vát không đều.

Biện pháp xử lý:

Cho dừng ngay việc ép cọc lại.

Tìm hiểu nguyên nhân: nếu gặp vật cản thì có biện pháp đào phá bỏ, nếu do mũi cọc vát không đều thì phải khoan dẫn hướng cho cọc xuống đúng hướng.

Căn chỉnh lại vị trí cọc bằng dọi và cho ép tiếp.

❖ Cọc đang ép xuống khoảng $0,5 \div 1$ m đầu tiên thì bị cong, xuất hiện vết nứt, gãy ở vùng chân cọc.

Nguyên nhân:

Do gặp chướng ngại vật cứng nên lực ép lớn.

Biện pháp xử lý:

Cho dùng ép, nhổ cọc vỡ hoặc gãy, thăm dò địa vật, khoan phá bỏ, thay cọc mới và ép tiếp.

❖ Khi ép cọc chưa đến độ sâu thiết kế (Cách độ sâu thiết kế $(1 \div 2m)$ cọc đã bị chồi, có hiện tượng bênh đối trọng, gây nên sự nghiêng lệch, làm gãy cọc.

Biện pháp xử lý:

Cắt bỏ đoạn cọc gãy

Cho ép chèn đoạn cọc mới bổ sung.

Nếu cọc gãy, khi nén chưa sâu thì có thể dùng kích thủy lực để nhổ cọc, thay cọc khác.

6. An toàn lao động :

Tất cả các kỹ sư, kỹ thuật viên, công nhân,...thực hiện công tác ép cọc đều phải chấp hành nghiêm chỉnh nội quy an toàn lao động của công trường xây dựng.

Các khối đối trọng phải được sắp xếp tuân theo nguyên tắc tạo thành khối ổn định. Tuyệt đối không được để đối trọng nghiêng, rơi đổ trong quá trình ép.

Phải tuyệt đối tuân thủ các nguyên tắc an toàn trong khi vận hành động cơ thủy lực, động cơ điện, cần cẩu, máy hàn điện,...

CHƯƠNG 2

THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀO ĐẤT HỒ MÓNG

II. LẬP BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐẤT.

Móng công trình được đặt ở độ sâu -3,3m so với mặt đất tự nhiên. Bề dày của lớp bê tông lót : 10cm. Chiều sâu hố đến đáy lớp bê tông lót là : $3,3+0,1 = 3,4$ m.

Đáy đài nằm trên mực nước ngầm (mực nước ngầm nằm cách mặt đất tự nhiên 5,2 m) . Do vậy việc thi công đào đất không bị ảnh hưởng do nước ngầm.

Móng được đặt trong lớp sét pha. Do vậy ta chọn hệ số mái dốc hố đào $m = 0,5$. Bề rộng chân mái dốc hố đào : $B = 3,4.0,5 = 1,7$ m.

II.1. PHƯƠNG PHÁP ĐÀO MÓNG:

+) Phương án đào hoàn toàn bằng thủ công:

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

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

+) Phương án đào hoàn toàn bằng máy:

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

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

Đây là phương án tối ưu để thi công. Ta sẽ đào bằng máy tới cao trình đầu cọc cách đầu cọc 1 đoạn 10cm, phần còn lại và giằng móng sẽ đào bằng thủ công. Lượng đất đào lên một phần để lại sau này lấp móng, còn lại được đưa lên xe ô tô chở đi.

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

Ta chọn phương án đào đất kết hợp giữa cơ giới và thủ công.

Hđ cơ giới đến độ sâu 2,55 m so với coste thiên nhiên, tức là coste -3,75m so với coste nền tầng hầm (để tránh phá vỡ cấu trúc của đất)

Hđ thủ công đào phần còn lại (0,85m).

II.2.Thiết kế hố đào:

II.2.1 .Giác hố móng:

Sau khi ép cọc, ta tiến hành giác hố móng để đưa ra biện pháp thi công đào móng

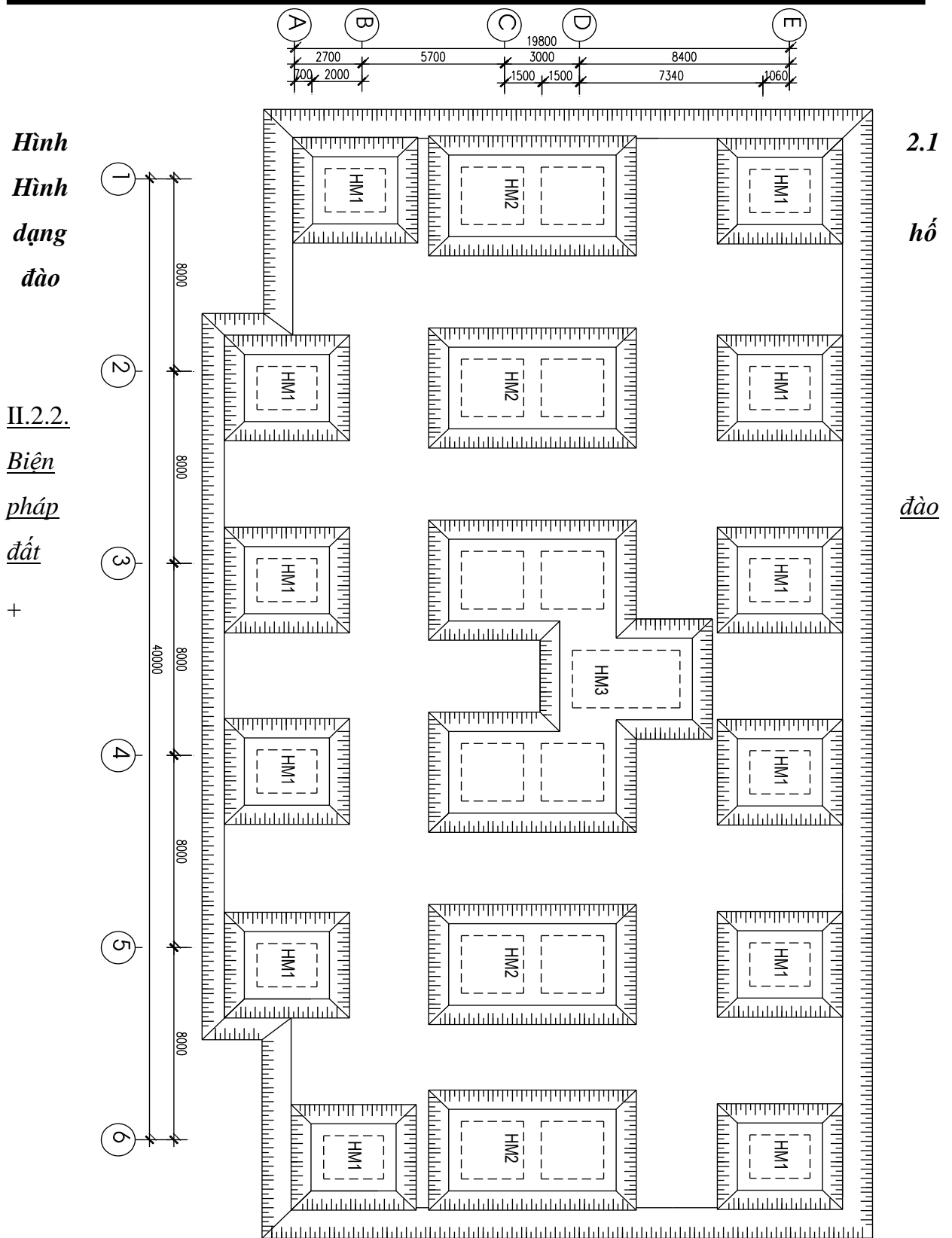
- Móng nằm trong lớp sét pha,
- Dựa vào mặt cắt đào đất ta thấy các mái dốc của các hố móng cắt nhau 1 phần .Do vậy phương án đào đất như sau:

+ đào bằng máy tới cao trình cốt -3,75(m), Hđ = 2,55(m)

+ đào thủ công phần còn lại, Hđ = 0,85(m)

- Đất đào được bằng máy xúc lên ô tô vận chuyển ra nơi quy định. Đào đến đâu sửa và hoàn thiện hố móng đến đấy. Hướng đào đất và hướng vận chuyển song song với nhau.

- Ta có có hình dạng hố đào như hình vẽ :



Phương pháp đào: Cơ giới kết hợp thủ công.

+ Với phần đất ở độ sâu cách đầu cọc 10 cm trở lên (tại vị trí dài) dùng máy đào, đất đào đến đâu được chuyển ngay ra khỏi công trường bằng xe tải nhẹ và đổ vào nơi thích hợp

+ Sau khi đào đất bằng máy xong tiến hành đào phần đất còn lại và sửa hồ móng bằng phương pháp đào thủ công độc lập cho từng đài, sửa hồ móng đảm bảo đúng kích thước độ chính xác của tim cốt.

Sau khi đào sửa thủ công xong, tiến hành kiểm tra tim cốt đáy móng và đầm giằng bằng máy trắc đạc. Tưới nước và đầm chặt nền đất bằng đầm cóc.

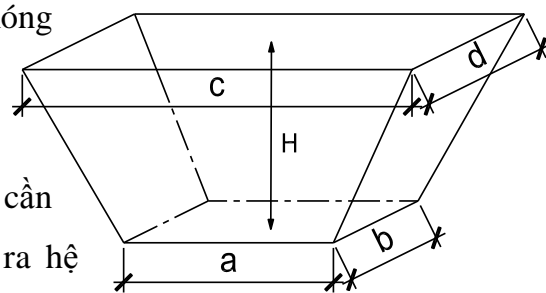
Vận chuyển đất đào bằng xe ô tô tải 7 tấn theo tuyến đường đã được thống nhất với công an thành phố. Xe chở đất được phủ bạt và phun nước rửa sạch bánh xe trước khi ra khỏi công trường.

Các yêu cầu về kỹ thuật thi công đào đất:

1. Khi thi công đào đất hồ móng cần lưu ý đến độ dốc lớn nhất của mái dốc và phải chọn độ dốc hợp lý vì nó ảnh hưởng đến khối lượng công tác đất, an toàn lao động và giá thành công trình.
2. Chiều rộng của đáy hồ móng tối thiểu phải bằng kết cấu cộng với khoảng cách neo chằng và đặt ván khuôn cho đế móng. Trong trường hợp đào đất có mái dốc thì khoảng cách giữa chân móng và chân mái dốc tối thiểu bằng 0.2m.
3. Đất thừa và đất xấu phải đổ ra bãi quy định, không được đổ bừa bãi làm ứ đọng nước cản trở giao thông trong công trình và quá trình thi công.
4. Những phần đất đào nếu được sử dụng đắp trở lại phải để ở những vị trí hợp lý để sau này khi lấp đất trở lại hồ móng không phải vận chuyển xa mà lại không ảnh hưởng đến quá trình thi công đào đất đang diễn ra.

Biện pháp thoát nước hồ móng. Trong khi đào sửa móng

bằng thủ công Nhà thầu cho đào hệ thống rãnh thu nước chạy quanh chân hồ đào thu tập trung vào các hố ga. Thường trực dùng máy bơm với công suất cần thiết huy động để bơm nước ra khỏi hồ móng thoát ra hệ thống thoát nước của



Chủ động chuẩn bị bạt che mưa các loại để đề phòng mưa nhỏ vẫn tiếp tục thi công bê tông bình thường.

Biện pháp thoát nước hồ móng được tiến hành liên tục trong quá trình thi công móng, phần ngầm.

2. Tính toán khối lượng đất đào:

Khi thi công, mở rộng đáy hố đào mỗi cạnh 0,5m để thi công móng, kể từ mép đáy đài.

Khối lượng đất cho một hố móng được tính theo công thức sau:

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

Trong đó : a, b : Chiều dài và rộng đáy hố đào

c, d : Chiều dài và rộng miệng hố đào

H : Chiều sâu hố đào.

Dùng máy đào đất toàn bộ mặt bằng công trình từ cao trình mặt đất tự nhiên (-1,2m) đến cao trình mặt nền tầng hầm (-3,0m) rồi tiếp tục đào đất trong các hố móng từ cao trình (-3,0m) cho đến cao trình (-3,75m). Phần đất dưới hố móng từ cao trình (-3,75m) đến cao

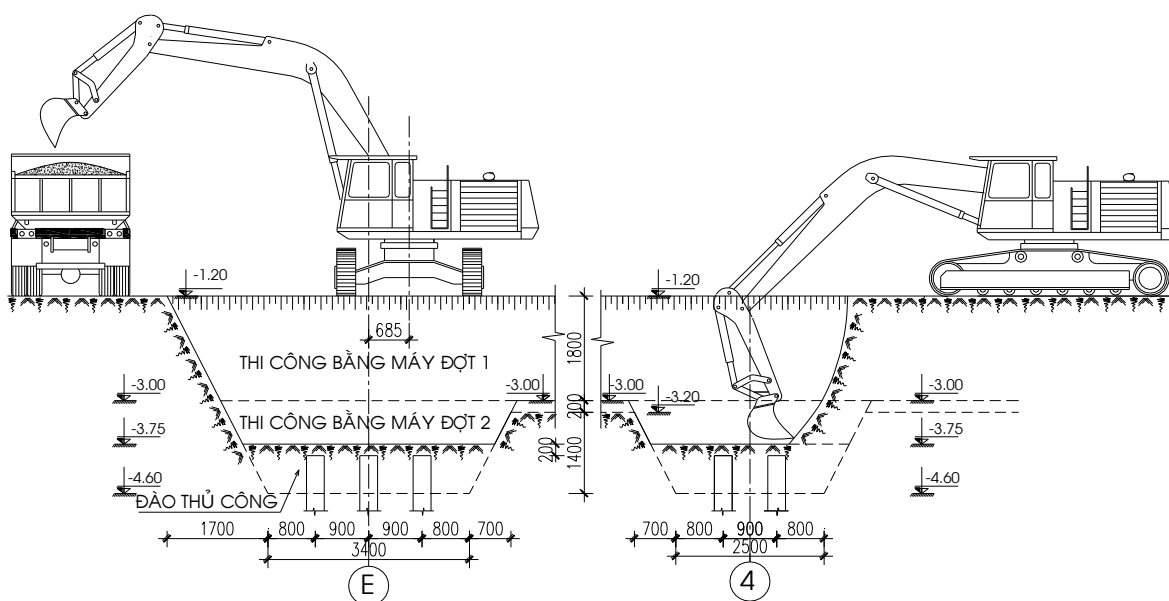
trình mặt dưới lớp bê tông lót (-4,6m) được thi công bằng phương pháp thủ công.

Hình 2.2 Sơ đồ khoang đào

* Khối lượng thi công bằng máy :

-Khối lượng thi công bằng máy từ cao trình (-1,2m) đến cao trình mặt nền của tầng hầm (-3,0m) :

$$V_{m1} = \frac{1,8}{6} [4.72.44,67 + (24,72 + 26,52).(44,67 + 46,47) + 26,52.46,47] \cdot 2.1,8.(7,33 + 2,73)$$



→ $V_{m1} = 2065,78 \text{ m}^2$

-Khối lượng thi công bằng máy tới cao trình -3,75m (cao trình cách cao trình đầu cọc 20 cm).

Với hồ móng 1:

$$V_{m21} = \frac{0,75}{6} [4 \cdot 25 \cdot 3,35 + (4,25 + 5,0) \cdot (3,35 + 4,1) + 5,0 \cdot 4,1] = 12,96 \text{ m}^3.$$

$$\sum V_{m21} = 12 \cdot 12,96 = 155,52 \text{ m}^3$$

Với hồ móng 2:

$$V_{m22} = \frac{0,75}{6} [4 \cdot 25 \cdot 7,55 + (4,25 + 5,0) \cdot (7,55 + 8,0) + 5,0 \cdot 8,0] = 27,53 \text{ m}^3.$$

$$\sum V_{m22} = 4 \cdot 27,53 = 110,12 \text{ m}^3$$

Với hồ móng 3:

$$V_{m23} = 2 \cdot 27,53 + \frac{0,75}{6} [4 \cdot 25 \cdot 3,1 + (4,25 + 5,0) \cdot (3,1 + 3,85) + 5,0 \cdot 3,85] + 0,75 \cdot 3,05 \cdot 3,4 \\ = 74,93 \text{ m}^3.$$

$$\sum V_{m23} = 74,93 \text{ m}^3$$

Vậy tổng khối lượng đào đất bằng máy:

$$\sum V_m = V_{m1} + \sum V_{m21} + \sum V_{m22} + \sum V_{m23} \\ = 2065,78 + 155,52 + 110,12 + 74,93 = 2406,35 \text{ m}^3.$$

* Khối lượng đào đất thủ công:

Với hồ móng 1:

$$V_{tc1} = \frac{0,85}{6} [3 \cdot 4 \cdot 2,5 + (3,4 + 4,25) \cdot (2,5 + 3,35) + 4,25 \cdot 3,35] = 9,56 \text{ m}^3.$$

$$\sum V_{tc1} = 12 \cdot 9,56 = 114,72 \text{ m}^3$$

Với hồ móng 2:

$$V_{tc2} = \frac{0,85}{6} [3 \cdot 4 \cdot 6,7 + (3,4 + 4,25) \cdot (6,7 + 7,55) + 4,25 \cdot 7,55] = 23,21 \text{ m}^3.$$

$$\sum V_{tc2} = 4 \cdot 23,21 = 92,84 \text{ m}^3$$

Với hồ móng 3:

$$V_{tc3} = 2 \cdot 23,21 + \frac{0,85}{6} [3 \cdot 4 \cdot 2,25 + (3,4 + 4,25) \cdot (2,25 + 3,1) + 4,25 \cdot 3,1] + 0,85 \cdot 3,05 \cdot 3,4 \\ = 63,98 \text{ m}^3.$$

$$\sum V_{tc3} = 63,98 \text{ m}^3$$

-Khối lượng đào đất thủ công cho sàn tầng hầm:

$$\text{tính được } V_{tc4} = 507.0,2 = 101,4 \text{ m}^3$$

Vậy tổng khối lượng đào đất thủ công:

$$\begin{aligned} \sum V_{tc} &= \sum V_{tc1} + \sum V_{tc2} + \sum V_{tc3} + V_{tc4} \\ &= 114,72 + 92,84 + 63,98 + 101,4 = 372,94 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

Đất đào lên một phần đổ tại chỗ để lấp khe móng, phần đất thừa dung xe vận chuyển chở đi đổ ngoài công trường. Phần đất thừa (tính theo thể tích nguyên thổ) bằng thể tích các kết cấu phân ngầm (móng và dầm móng).

* Thể tích kết cấu móng :

- Móng M1 : Đai móng = $1,0.2,4.1,5 = 3,6 \text{ m}^3$

Bê tông lót = $0,1.2,6.1,7 = 0,442 \text{ m}^3$

- Móng M2 : Đai móng = $1,0.2,4.2,4 = 5,76 \text{ m}^3$

Bê tông lót = $0,1.2,6.2,6 = 0,676 \text{ m}^3$

- Móng M3 : Đai móng = $1,0.2,2.4,0 = 8,8 \text{ m}^3$

Bê tông lót = $0,1.2,4.4,2 = 1,008 \text{ m}^3$

→ Thể tích chiếm chỗ bởi tất cả các móng :

$$= 12.(3,6+0,442)+12.(5,76+0,676)+1.(8,8+1,008)= 135,544 \text{ m}^3$$

* Thể tích dầm móng :

Dầm móng được đặt kê lên đế móng qua các khối đệm bê tông. Tiết diện dầm móng 200x400, tổng chiều dài dầm móng là $20.8+6.16,2=257,2 \text{ m}$.

→ Thể tích chiếm chỗ của các dầm móng :

$$= 257,2.0,2.0,4 = 20,576 \text{ m}^3$$

⇒ Tổng thể tích kết cấu phân ngầm = $135,544+20,576 = 156,12 \text{ m}^3$.

Khối lượng đất phải vận chuyển đi là $= 2065,78+156,12=2221,9 \text{ m}^3$

Khối lượng đất để lại là $= 2406,35+372,94-2221,9 = 557,39 \text{ m}^3$.

II.3. Chọn máy đào đất.

II.3. 1 Tổ chức thi công đào đất bằng máy.

*Nguyên tắc chọn máy đào đất :–Việc chọn máy phải được tiến hành dưới sự kết hợp giữa đặt điểm của máy với các yếu tố cơ bản của công trình như cấp đất đài, mực nước ngầm, phạm vi đi lại, chướng ngại vật trên công trình, khối lượng đất đào và thời hạn thi công.

- Dựa trên các nguyên tắc đã nêu ta chọn loại máy đào gầu nghịch dẫn động thủy lực mã hiệu E0-3322-B1 dung tích gầu bằng 0,5 m³.

Các thông số kỹ thuật của máy:

Thông số kỹ thuật	Đơn vị	Giá trị
R	m	7,5
Dung tích gầu	m ³	0,5
Chiều cao nâng gầu	m	4,2
Chiều sâu đào lớn nhất	m	4,8
Trọng lượng máy	T	5,1
t _{ck}	s	17
Chiều rộng	m	2,1
Chiều dài	m	2,46

– Máy xúc gầu nghịch có thuận lợi:

+ Phù hợp với độ sâu hố đào không lớn $h < 3$ m.

+ Phù hợp cho di chuyển , không phải làm đường tạm . Máy có thể đứng trên cao đào xuống và đổ đất trực tiếp vào ô tô mà không bị vướng . Máy có thể đào trong đất ướt .

***Tính toán năng suất máy:**

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

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

Trong đó: q : Dung tích gầu. $q = 0,5$ m³.

k_d : Hệ số làm đầy gầu, phụ thuộc vào loại gầu, cấp độ ẩm của đất. Với gầu nghịch, đất sét pha thuộc đất cấp I ẩm ta có $K_d = 0,9$.

k_{tg} : Hệ số sử dụng thời gian. $k_{tg} = 0,75$.

k_t : Hệ số toi của đất. Với đất loại I ta có: $k_t = 1,15$.

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

t_{ck} : Thời gian 1 chu kỳ khi góc quay là 90^0 . $t_{ck} = 17$ (s)

$k_{\phi t}$: Hệ số điều kiện đổ đất của máy xúc. Khi đổ lên xe $k_{\phi t} = 1,1$.

k_{quay} : Hệ số phụ thuộc góc quay ϕ của máy đào. Với $\phi = 110^0$

thì $k_{quay} = 1,1$.

$$\Rightarrow T_{ck} = 17 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 18,7 \text{ (s)}.$$

- Năng suất của máy đào:

$$W_{ca} = t \cdot q \cdot n_{ck} \cdot k_1 \cdot k_{tg} = 7 \cdot 0,5 \cdot 0,78 \cdot 192,5 \cdot 0,75 = 394 \text{ m}^3 / \text{ca}$$

Tính thời gian đào đất bằng máy :

- Khi đổ đồng tại chỗ : $t_{dd} = \frac{557,39}{433,6} = 1,29 \text{ ca}$. Chọn 1,5 ca. Hệ số thực hiện định mức

$$1,29/1,5 = 0,86.$$

- Khi đổ đất lên xe : $t_{dx} = \frac{2221,9}{394} = 5,64 \text{ ca}$. Chọn 5,5 ca nên hệ số vượt định mức sẽ

phải bằng $5,64/5,5 = 1,02$ (Tăng hệ số sử dụng thời gian làm việc).

→ Tổng thời gian đào đất bằng máy :

$$T = 1,5 + 5,5 = 7 \text{ (ca)}.$$

Đất sau khi đào được vận chuyển đi đến một bãi đất trống cách công trình đang thi công 3,5 km bằng xe ô tô. Xe vận chuyển được chọn sao cho dung tích của xe bằng bội số dung tích của gàu đào.

***Chọn phương tiện vận chuyển đất**

Chọn xe vận chuyên Yaz -201E có tải trọng $P = 10 \text{ T}$.

Cự li vận chuyển đất lấy $L = 3,5 \text{ Km}$; vận tốc trung bình là 25 km /h .

Thời gian đổ đất tại bãi và dừng tránh xe trên đường lấy

$$t_d + t_0 = 2 + 3 = 5 \text{ phút.}$$

Số gàu đất đổ đầy 1 chuyến xe:

$$n = P / (\gamma \cdot q \cdot k_1) = 10 / (1,85 \cdot 0,5 \cdot 0,92) = 11,75 \text{ lấy } 12 \text{ gàu}$$

Thời gian đổ đất đầy một chuyến xe: $t_b = n \cdot t_{ck}^d = 12 \cdot 18,7 / 60 = 4 \text{ phút}$

Chu kì làm việc của xe:

$$t_{ckx} = t_b + 2L/v_{tb} + t_d + t_0 = 4 + 2 \cdot 3,5 \cdot 60 / 25 + 5 = 26 \text{ phút.}$$

Số chuyến xe hoạt động trong 1 ca:

$$n_{ch} = \frac{t.k_{tg}}{t_{ckx}} = \frac{7.60.0,75}{26} = 12,1; \text{ lấy } 12 \text{ chuyến.}$$

Năng suất vận chuyển của xe là:

$$W_{cax} = \frac{n_{ch}.P}{\gamma} = \frac{12.10}{1,85} = 64,86 \text{ m}^3/\text{ca}$$

Số xe cần thiết là:

$$n = W_{ca \text{ máy đào}} / W_{ca \text{ xe}} = \frac{394}{64,86} = 6,07.$$

Chọn 6 xe nên hệ số thực hiện định mức là $6,07/6 = 1,01$.

Như vậy khi đào móng bằng máy, phải cần 6 xe vận chuyển

II.3.2 Tổ chức thi công đào đất bằng thủ công.

Khi đào đất bằng thủ công, cơ cấu tổ thợ theo định mức 726/ĐM-UB gồm 3 thợ (1 bậc 1, 1 bậc 2, 1 bậc 3). Định mức chi phí lao động lấy theo định mức 24/2005/QĐ-BXD, số hiệu định mức AB 1136, bằng $0,68(\text{công}/\text{m}^3)$.

Sau khi đào đất bằng máy xong ta tiến hành đào thủ công, để thuận tiện và thi công nhanh ta chia thành 3 phân đoạn (Phân đoạn 1 gồm 6 hố móng M1, phân đoạn 2 gồm 4 hố móng M2 và 1 hố móng M3, phân đoạn 3 gồm 6 hố móng M1 và chọn 8 tổ đội thi công đất

Thời gian thi công là: $t = \frac{372,94.0,68}{8,3} = 10,56(\text{ngày})$. Chọn 10,5 ngày

II.4. Tổ chức thi công đào đất.

- Chuẩn bị mặt bằng thi công:

+ Công tác giải phóng mặt bằng, chặt cây (nếu có) phá dỡ công trình cũ, dọn sạch trường ngại vật vệ sinh mặt bằng để thuận tiện cho thi công.

- Công tác đo đạc và định vị công trình:

+ Trước khi thi công phải tiến hành bàn giao cột mốc chuẩn bị cho thi công, cọc mốc chuẩn thường được làm bằng BT đặt vào vị trí không vướng vào công trình và được bảo vệ kỹ.

+ Từ cọc mốc chuẩn đơn vị thi công làm những cọc phụ để xác định vị trí công trình những cọc này phải đặt ở ngoài đường đi của xe, của máy và phải được thường xuyên kiểm tra.

+Việc định vị công trình là dùng hệ thống cọc phụ có thể xác định được tim trục công trình, chân mái, đắp, mép, đỉnh mái, đất đào đường biên hố móng...

+Mọi công việc lên khuôn định vị công trình do bộ phận trắc địa và kỹ thuật tiến hành và được lập thành hồ sơ bảo quản cẩn thận.

kỹ thuật thi công đào đất.

- Khi thi công máy ta dùng loại máy đào gầu nghịch với kiểu đào dọc đồ bên.
- Khi thi công đất bằng thủ công, nguyên tắc cơ bản để thi công có hiệu quả ta phải chọn dụng cụ thi công thích hợp, ở đây ta đào vào lớp đất cát pha dẻo thuộc loại đất cấp 1 ta dùng xẻng cải tiến ấn nặng tay xúc được. Để vận chuyển đất ta dùng xe cải tiến...
- Khi thi công phải tìm cách làm giảm khó khăn như tăng giảm độ ẩm, làm khô mặt bằng sẽ làm giảm công lao động rất nhiều.
- Phải phân công các đội làm theo các tuyến, tránh tập trung đông người vào một chỗ. Hướng đào đất và hướng vận chuyển nên thẳng góc với nhau.

* Sử lý sự cố khi thi công đất.

- Khi đang đào chưa kịp gia cố vách đào thì gặp mưa sụt tà luy. Nếu tránh mưa nhanh chóng lấp hết chỗ đất xấp xuống đáy móng triển khai làm mái dốc cho hố đào.
- Khi vét hết đất sạt nở ta để lại từ 150 ÷ 200mm. Đáy hố đào do với công trình thiết kế để khi hoàn chỉnh xong ta đào nốt, đào đến đâu làm bê tông lót gạch vỡ đến đấy.

*Những an toàn lao động trong khi thi công đào đất.

- Khi đào đất có độ sâu phải làm rào chắn quanh hố đào. Ban đêm phải có đèn báo hiệu, tránh việc người đi ban đêm bị ngã, thụt xuống hố đào.
- Trước khi thi công phải kiểm tra vách đất cheo leo, chú ý quan sát các vết nứt quanh hố đào và ở vách hố đào do hiện tượng sụt nở trước khi công nhân vào thi công.
- Cấm không đào khoét vào thành vách kiểu hàm ếch. Rất nhiều tai nạn đã xảy ra do sập vách đất hàm ếch.

-Đối với công nhân làm việc không ngồi nghỉ ở chân mái dốc, tránh hiện tượng sụt lở bất ngờ.

-Không chất nặng ở bờ hố. Phải cách mép hố ít nhất là 2 m mới được xếp đất đá nhưng không quá nặng.

-Phải thường xuyên kiểm tra chất lượng dây thừng, dây chèo dùng vận chuyển đất lên cao.

-Khi đang đào có khí độc bốc ra phải để công nhân nghỉ việc, kiểm tra tính độc hại, Khi đảm bảo an toàn mới làm việc tiếp. Nếu chưa bảo đảm, phải thổi gió làm thông khí. Người công tác phải có mặt nạ phòng độc và thở bằng bình khí ôxy riêng.

-Lối lên xuống hố móng phải có các bậc và bảo đảm an toàn.

-Hết sức lưu tâm đến hệ đường ống, đường cáp còn ở hố đào. Tránh va chạm khi chưa có biện pháp di chuyển.

-Khi máy đào đang mang tải, gầu đầy, không được di chuyển. Không đi lại, đứng ngồi trong phạm vi bán kính hoạt động của xe, máy, gầu.

-Công nhân sửa sang mái dốc phải có dây an toàn neo buộc vào điểm buộc bảo đảm chắc chắn ổn định cho người lao động.

II.5 LẬP BIỆN PHÁP THI CÔNG BÊ TÔNG ĐÀI-GIẢNG MÓNG

*Thi công đài cọc và dầm móng:

- Đập đầu cọc
- Đổ bê tông lót
- Lắp dựng cốt thép
- Lắp ván khuôn .
- Lắp đất đến mặt bằng giằng móng.

II.5.1. Đập phá bê tông đầu cọc:

- Sau khi thi công ép cọc đạt yêu cầu thiết kế thờ 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).

+ Choùng đục đầu nhọn

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

II.5.2. 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 dãi lên bề mặt đáy móng .
- Sử dụng bê tông lót móng XM cát B7.5 được trộn tại công trường .

Bảng 3.1 Bảng tính khối lượng công tác bê tông móng

STT	Móng	Thể tích bê tông lót móng (m ³)	Thể tích bê tông móng (m ³)	Khối lượng cốt thép móng (kG)
1	M1 (12 CK)	5,304	46,08	3686,4
2	M2 (12 CK)	8,112	72,72	5817,6
3	M3(1CK)	1,3	11,52	921,6
4	GM		20,58	1646,4
Tổng cộng		14,72	150,90	12072

***. 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 lỏ 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 lỏ hố đào và làm lẫn 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 cú mó hiệu SD – 30V có các thông số kỹ thuật sau :
Dung tích hỗn hợp : 250 lít .
Dung tích xuất liệu 165 lít .
Đường kính cốt liệu lớn nhất $D_{mó} = 70\text{mm}$.
Tần số quay $n = 20$ vũng .
Thời gian trộn $t_{trộn} = 60$ s .
Công suất động cơ $N_d = 4,1$ KN
Kích thước tối hạn 1,915x1,59x2,26.
Trọng lượng 0,8 tấn .

***Tính năng xuất máy**

$$N = V_{SX} \cdot K_{XL} \cdot n_{CK} \cdot K_{TG}$$

V_{sx} dung tích sản xuất của thùng trộn = 165 lít.

$K_{SL} = 0,65$ là hệ số xuất liệu.

n_{ck} số mẻ trộn trong 1h.

$$t_{ck} = t_{đổ\ vào} + t_{trộn} + t_{đổ\ ra} = 15 + 60 + 15 = 90 \text{ (s)}$$

$$n_{ck} = 3600/90 = 40 \text{ mẻ}$$

$$K_{tg} = 0,75$$

$$N = 0,165 \times 0,65 \times 40 \times 0,75 = 3,22 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$t = 34,531/3,22 = 10,7 \text{ (h)}$$

II.5.4. Công tác cốt thép móng:

a) Yêu cầu.

- Cốt thép dùng trong kết cấu bê tông cốt thép phải đảm bảo theo yêu cầu của thiết kế, đồng thời phù hợp với tiêu chuẩn thiết kế TCVN 5574-1991 Kết cấu bê tông
 - Đối với thép nhập khẩu cần có các chứng chỉ kỹ thuật kèm theo và cần lấy mẫu thí nghiệm.
 - Cốt thép trước khi gia công và trước khi đổ bê tông cần đảm bảo: Bề mặt sạch, không dính bùn đất, dầu mỡ, không có vẩy sắt và các lớp gỉ. Các thanh thép bị bẹp, bị giảm tiết diện do làm sạch hoặc do các nguyên nhân khác không vượt quá giới hạn cho phép là 2% đường kính. Nếu vượt quá giới hạn này thì loại thép đó được sử dụng theo diện tích thực tế cũn lại. Cốt thép cần được kéo, uốn và nắn thẳng.
 - Cắt và uốn cốt thép chỉ được thực hiện bằng các phương pháp cơ học.
 - Cốt thép phải được cắt uốn phù hợp với hình dạng, kích thước của thiết kế.
 - Cốt thép có thể được nối hàn, nối buộc nhưng phải đảm bảo đúng yêu cầu thiết kế. Không nối hàn những thanh thép có đường kính $> \phi 25$
 - Trong mọi trường hợp việc thay đổi cốt thép phải được sự đồng ý của thiết kế.
 - Việc vận chuyển cốt thép đó gia công phải đảm bảo các yêu cầu: không làm hư hỏng và biến dạng cốt thép, cốt thép nên buộc thành từng lô theo chủng loại và số lượng để tránh nhầm lẫn khi sử dụng.
 - Cụm tốp lắp dựng cốt thép phải thoả mãn các yêu cầu: Các bộ phận lắp dựng trước không gây trở ngại cho các bộ phận lắp dựng sau. Có biện pháp ổn định vị trí cốt thép không để biến dạng trong quá trình đổ bê tông.
 - Sai lệch chiều dày lớp bê tông bảo vệ so với thiết kế không vượt quá 3mm đối với lớp bê tông bảo vệ có $a < 15\text{mm}$ và 5mm đối với $a > 15\text{mm}$.
 - Việc liên kết các thanh cốt thép khi lắp dựng cần được thực hiện theo các yêu cầu sau: Số lượng mối nối không nhỏ hơn 50% số giao điểm theo thứ tự xen kẽ.
Trong mọi trường hợp, các góc của đai thép với thép chịu lực phải buộc hoặc hàn dính 100%.
- +) Lắp đặt cốt thép đai móng.
 - +) Lắp đặt cốt thép cổ móng.
 - +) Lắp dựng cốt thép giằng móng.

b) Phương pháp nối buộc:

Đường kính của thanh nối buộc không vượt quá 25 mm, khi đường kính cốt thép lớn hơn 40 mm tuyệt đối không dùng phương pháp nối buộc.

Trước khi nối, tiến hành lập hồ sơ bố trí mối nối, không đặt mối nối tại những vị trí chịu lực lớn, chỗ uốn cong.

Trong mặt cắt ngang của tiết diện kết cấu không nối quá 25% diện tích tổng cộng các thanh chịu kéo đối với thép thuộc nhóm AI và không nối quá 50% diện tích tổng cộng các thanh chịu kéo đối với thép thuộc nhóm AII.

TT	Loại cốt thép	Chiều dài nối buộc			
		Khu vực chịu kéo		Khu vực chịu nén	
		<i>Dầm và tường</i>	<i>Các kết cấu khác</i>	<i>Cốt thép có móc</i>	<i>Cốt thép không móc</i>
1	Cốt thép trơn cán nóng	40 d	30 d	20 d	30 d
2	Cốt thép có gờ cán nóng	40 d	30 d		20 d

** 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.

II.5.5. Lắp cốt thép đài móng:

- Xác định trục móng, tâm móng và cao độ đặt lưới thép ở móng, khoảng cách cốt thép trong lưới được vạch sẵn trên đáy đài.

- Đặt từng thanh thép trong lưới thép ở đế móng vào đúng vị trí đã được vạch sẵn và được buộc chặt thành lưới.

II.5.6. Lắp đặt cốt thép cổ móng:

- Vị trí cốt thép chờ cổ móng được vạch sẵn trên thép đài sơn đỏ.

- Cốt thép được được bẻ chân và được định vị chính xác bằng một khung gỗ sao cho khoảng cách thép chủ được chính xác theo thiết kế.

- Lồng cốt đai và buộc cố định tạm các thanh thép đứng.

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

II.5.7. Lắp dựng cốt thép giằng móng:

- Đặt cốt thép chịu lực của giằng băng qua các đài, buộc tạm với thép cổ móng.

- Dùng thước vạch vị trí cốt đai của giằng, sau đó lồng cốt đai vào cốt thép chịu lực san theo khoảng cách thiết kế và buộc, buộc 2 đầu trước, buộc dần vào giữa. Tiếp tục lồng và buộc các thanh thép cấu tạo ($\phi 12$) ở 2 mặt bên với cốt đai.

CHƯƠNG 3

THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG CÔNG TÁC BÊ TÔNG MÓNG

I. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG – CỐT THÉP MÓNG:

Khối lượng cốt thép được lấy bằng 80 kG/m^3 bê tông móng.

Khối lượng bê tông đài móng và cổ móng M1 : $1,5.2,4.1=3,72 \text{ m}^3$

Khối lượng bê tông đài móng và cổ móng M2 : $2,4.2,4.1= 5,94 \text{ m}^3$

Khối lượng bê tông đài móng M3 : $2,4.4,8.1 = 11,5 \text{ m}^3$

Bảng 3.1 Bảng tính khối lượng công tác bê tông móng

STT	Móng	Thể tích bê tông lót móng (m^3)	Thể tích bê tông móng (m^3)	Khối lượng cốt thép móng (kG)
1	M1 (12 CK)	5,304	46,08	3686,4
2	M2 (12 CK)	8,112	72,72	5817,6
3	M3(1CK)	1,3	11,52	921,6
4	GM		20,58	1646,4
Tổng cộng		14,72	150,90	12072

II. THIẾT KẾ VÁN KHUÔN MÓNG:

Thiết kế hệ thống ván khuôn cho đài móng M1, M2.

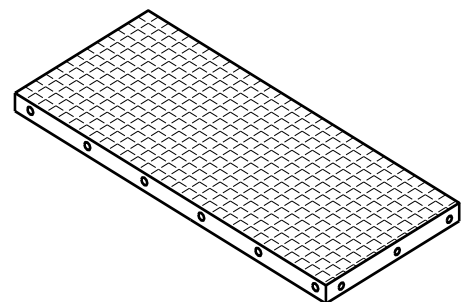
1.Loại ván khuôn sử dụng và các thông số liên quan

Vì áp lực ngang rất lớn, hoạt tải thi công do vòi phun cũng rất lớn nên ta chọn phương án ván khuôn thép, các thanh nẹp là các thép chữ U định hình. Ván khuôn lát đứng. Việc tính toán chỉ xác định khoảng cách các nẹp ngang. Tiết diện nẹp ngang và khoảng cách các nẹp đứng. Sử dụng ván khuôn Hoà Phát loại mặt tôn.

Các số liệu về ván khuôn Hoà Phát Mặt

Tôn :(AB)

Khung cốp pha :+ Rộng : 63 mm.

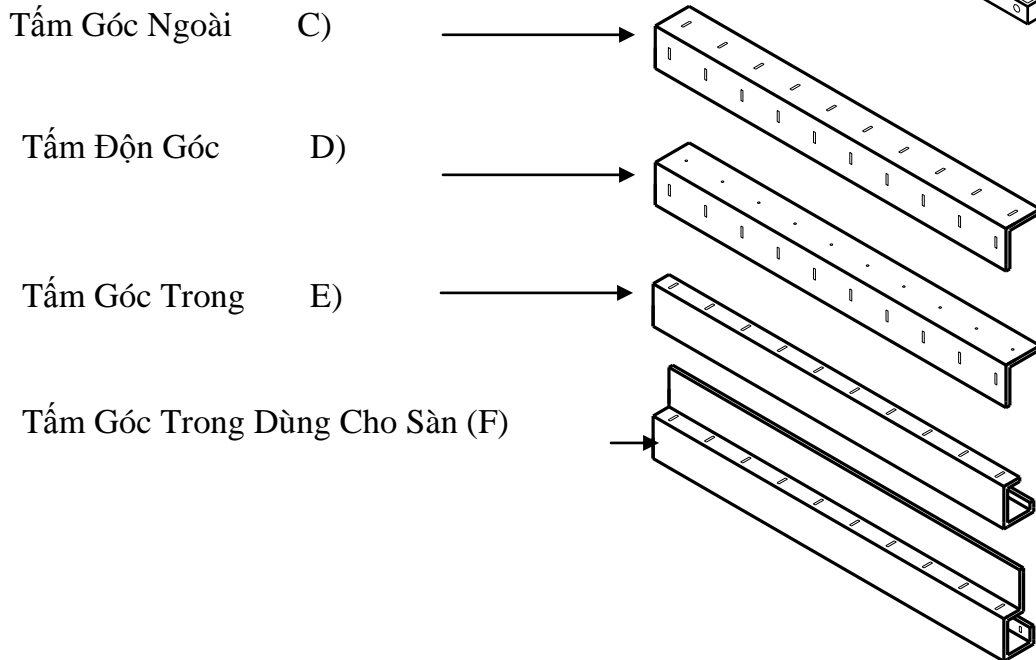


Hình 3.1 Hình dạng ván khuôn

+ Dày : 8 mm
 + Trọng lượng : 2,6 kg/m.

Mặt tôn : + Dày : 2,5 mm.

Các kích thước định hình :



Hình 3.2 Kích thước định hình

Bảng 3.2 Kích thước định hình của các cấu kiện ván khuôn

AB	1860	1800x600x63	AB	1820	1800x200x63
	1560	1500x600x63		1520	1500x200x63
	1260	1200x600x63		1220	1200x200x63
	0960	900x600x63		920	900x200x63
AB	1855	1800x550x63	AB	1815	1800x150x63
	1555	1500x550x63		1515	1500x150x63
	1255	1200x550x63		1215	1200x150x63
	0955	900x550x63		915	900x150x63
AB	1850	1800x500x63	AB	1810	1800x100x63
	1550	1500x500x63		1510	1500x100x63
	1250	1200x500x63		1210	1200x100x63
	0950	900x500x63		910	900x100x63
AB	1845	1800x450x63	C	1863	1800x63x63

	1545	1500x450x63		1563	1500x63x63
	1245	1200x450x63		1263	1200x63x63
	0945	900x450x63		0963	900x63x63
AB	1840	1800x400x63	D	1850	1800x50x50
	1540	1500x400x63		1550	1500x50x50
	1240	1200x400x63		1250	1200x50x50
	0940	900x400x63		0950	900x50x50
AB	1835	1800x350x63	E	1815	1800x150x150
	1535	1500x350x63		1515	1500x150x150
	1235	1200x350x63		1215	1200x150x150
	0935	900x350x63		0915	900x150x150
AB	1830	1800x300x63		1810	1800x100x100
	1530	1500x300x63		1510	1500x100x100
	1230	1200x300x63		1210	1200x100x100
	0930	900x300x63		0910	900x100x100
AB	1825	1800x250x63	F	1815	1800x150x150
	1525	1500x250x63		1510	1500x100x100
	1225	1200x250x63		1215	1200x150x150
	0925	900x250x63		0900	900x100x100

Mômen kháng uốn và mômen quán tính tính cho hai khung theo cạnh dài ván khuôn và phần mặt tôn. Vì để đơn giản không cần xác định trục chính quán tính, ta tính gần đúng bằng :

$$W = 2 \cdot \frac{0,8 \cdot 6,3^2}{6} + \frac{0,25^2 \cdot B}{6} \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 2 \cdot \frac{0,8 \cdot 6,3^3}{12} + \frac{0,25^3 \cdot B}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

(tuỳ theo bề rộng B mà có các giá trị cụ thể).

Khi thi công ván khuôn trong công trình này, ta phải tổ hợp ván khuôn sao cho phù hợp với kích thước cấu kiện. Nếu không tổ hợp ván khuôn định hình được thì dùng các tấm nổi là ván ép gỗ dày 12mm. Phải bảo đảm liên kết giữa ván ép và ván khuôn hoặc tấm liên kết nổi.

*** Tính diện tích ván khuôn cần thiết cho móng :**

- Móng M1 : Đế móng = $2.(1,5+2,4).1,0 = 7,8 \text{ m}^2$

: Cổ móng = $2.(0,6+0,8).0,5 = 1,4 \text{ m}^2$

Tổng diện tích ván khuôn cho 1 móng M1 = $7,8+1,4=9,2 \text{ m}^2$

- Móng M2 : Đế móng = $2.(2,4+2,4).1,0 = 9,6 \text{ m}^2$

: Cổ móng = $2.(0,6+1,0).0,5 = 1,6 \text{ m}^2$

Tổng diện tích ván khuôn cho 1 móng M2 = $9,6+1,6=11,2 \text{ m}^2$

- Móng M3 : Đế móng = $2.(2,4+4,8).1,0 = 14,4 \text{ m}^2$

Tổng diện tích ván khuôn cho 1 móng M3 = $14,4 \text{ m}^2$

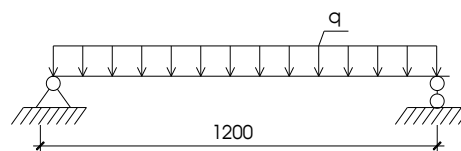
2.Thiết kế ván khuôn móng M2 (móng giữa):

***Tổ hợp ván thành:**

Kích thước đài: 2400x2400x1000 ta chọn tổ hợp ván khuôn như sau:

Sử dụng 16 tấm AB 1250: 1200x500x63.

- Liên kết các tấm ván khuôn trên lại sử dụng 4 tấm góc ngoài C1263: 1200x63x63.



Hình 3.3 Sơ đồ tính ván khuôn M2

***Sơ đồ tính:**

***Tải trọng tác dụng lên ván khuôn :**

Chọn máy đầm chấn động kiểu chiều sâu trục mềm C-376 có các thông số kỹ thuật sau:

- Năng suất: $3,5 \div 7 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

- Bán kính tác dụng: $R = 0,75 \text{ m}$.

Chiều dày mỗi lớp đổ bê tông là $H = 0,5\text{m} < R = 0,75 \text{ m}$ nên ta có:

- Áp lực ngang của vữa bê tông mới đổ:

$$P_{bt} = \gamma.R = 2500.0,75 = 1875 \text{ (kG/m}^2\text{)}.$$

- Tải trọng do chấn động phát sinh ra trong quá trình đổ bê tông:

$$P_{cd} = 400 \text{ (kG/m}^2\text{)}.$$

Áp lực ngang trên một mét dài ván khuôn là:

- Tải trọng tiêu chuẩn:

$$q^{tc} = (P_{bt} + P_{cd}) .0,5 = (1875 + 400).0,5 = 1137,5 \text{ (kG/m)}.$$

- Tải trọng tính toán:

$$q^{tt} = (1,3.P_{bt} + 1,3.P_{cd}).0,5 = (1,3.1875 + 1,3.400).0,5 = 1478,75 \text{ (kG/m)}.$$

***Tính toán khoảng cách các nẹp đứng:**

Kiểm tra theo dầm đơn giản:

- Theo điều kiện cường độ:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q'' \cdot l^2}{8} \leq W \cdot [\sigma]$$

$$J = 2 \cdot \frac{0,8.6,3^3}{12} + \frac{0,25^3 \cdot 50}{12} = 33,4 \text{ (cm}^4\text{)}.$$

$$W = 2 \cdot \frac{0,8.6,3^2}{6} + \frac{0,25^2 \cdot 50}{6} = 11,1 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{W \cdot [\sigma]}{q''}} = \sqrt{\frac{11,1 \cdot 2100 \cdot 8}{1478,75 \cdot 10^{-2}}} = 112,3 \text{ (cm)}.$$

Vậy theo sơ đồ dầm đơn giản ván khuôn không đủ chịu lực. Xem ván khuôn là các dầm liên tục gối lên các nẹp đứng.

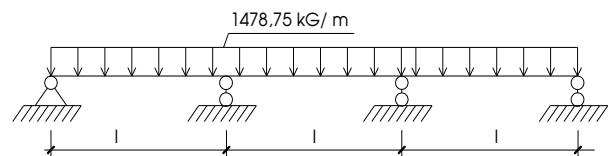
Tính khoảng cách giữa các nẹp ngang:

- Theo điều kiện cường độ:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{10} \leq W \cdot [\sigma]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{W \cdot [\sigma] \cdot 10}{q''}} = \sqrt{\frac{11,1 \cdot 2100 \cdot 10}{1478,75 \cdot 10^{-2}}} = 125,5 \text{ (cm)}.$$



Hình 3.4 Sơ đồ tính nẹp đứng

- Theo điều kiện độ võng:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{128} \cdot \frac{q'' \cdot l^3}{EJ} \leq \frac{1}{250}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt[3]{\frac{128 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 33,4}{250 \cdot 1137,5 \cdot 10^{-2}}} = 177,6 \text{ (cm)}.$$

Chọn khoảng cách giữa 2 nẹp đứng bằng 0,6 m, đặt 3 nẹp trên chiều dài tấm ván khuôn.

***Tính toán thanh chống đứng:**

Tải trọng tác dụng lên nẹp đứng:

$$q^{tc} = (1875 + 400).0,6 = 1365 \text{ (kG/m)}$$

$$q^{tt} = (1,3.1875 + 1,3.400).0,6 = 1774,5 \text{ (kG/m)}$$

Chọn gỗ có tiết diện $b \times h = 8 \times 10$ cm làm nẹp đứng có:

$$W = 133 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 667 \text{ (cm}^4\text{)}$$

- Theo điều kiện cường độ:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{10} \leq W \cdot [\sigma]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{W \cdot \sigma \cdot 8}{q''}} = \sqrt{\frac{133 \cdot 150 \cdot 8}{1774,5 \cdot 10^{-2}}} = 95 \text{ (cm)}$$

- Theo điều kiện độ võng:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{128} \cdot \frac{q^{tc} \cdot l^3}{EJ} \leq \frac{1}{250}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt[3]{\frac{128 \cdot 10^5 \cdot 667}{250 \cdot 1365}} = 158 \text{ (cm)}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh nẹp đứng 50 cm dùng cũng loại gỗ trên.

3.Thiết kế ván khuôn móng M1 (móng biên):

a,Tính ván khuôn thành

***Tổ hợp ván thành:**

Kích thước đài: 2400x1500x1000 ta chọn tổ

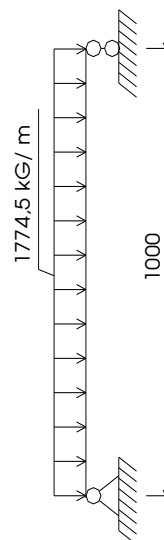
hợp ván khuôn như sau:

Với cạnh dài sử dụng 8 tấm AB 1250:

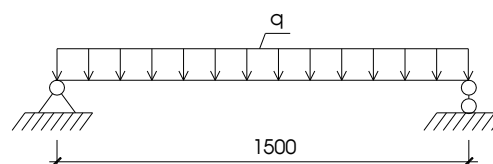
1200x500x63.

Với cạnh ngắn sử dụng 4 tấm AB 1550:

1500x500x63.



Hình 3.5 Sơ đồ tính thanh chống



Hình 3.6 Sơ đồ tính ván khuôn M1

Liên kết các tấm ván khuôn trên lại sử dụng 4 tấm góc ngoài C1263: 1200x63x63.

***Sơ đồ tính:**

***Tải trọng tác dụng lên ván khuôn :**

Chọn máy đầm chân động kiểu chiều sâu trục mềm C-376 có các thông số kỹ thuật sau:

- Năng suất: $3,5 \div 7 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

- Bán kính tác dụng: $R = 0,75 \text{ m}$.

Chiều dày mỗi lớp đổ bê tông là $H = 0,5\text{m} < R = 0,75 \text{ m}$ nên ta có:

- Áp lực ngang của vữa bê tông mới đổ:

$$P_{bt} = \gamma.R = 2500.0,75 = 1875 \text{ (kG/m}^2\text{)}.$$

- Tải trọng do chân động phát sinh ra trong quá trình đổ bê tông:

$$P_{cd} = 400 \text{ (kG/m}^2\text{)}.$$

Áp lực ngang trên một mét dài ván khuôn là:

- Tải trọng tiêu chuẩn:

- Tải trọng tiêu chuẩn:

$$q^{tc} = (P_{bt} + P_{cd}) . 0,6 = (1875 + 400).0,5 = 1137,5 \text{ (kG/m)}.$$

- Tải trọng tính toán:

$$q^{tt} = (1,3.P_{bt} + 1,3.P_{cd}) . 0,6 = (1,3.1875 + 1,3.400).0,5 = 1478,75 \text{ (kG/m)}.$$

***Tính toán khoảng cách các nẹp đứng:**

Kiểm tra theo dầm đơn giản:

- Theo điều kiện cường độ:

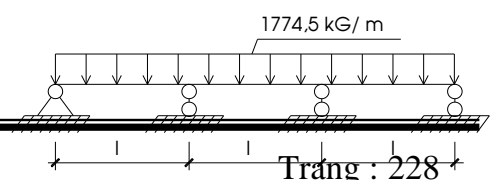
$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q^{tt} . l^2}{8} \leq W . [\sigma]$$

$$J = 2 . \frac{0,8.6,3^3}{12} + \frac{0,25^3 . 50}{12} = 33,4 \text{ (cm}^4\text{)}.$$

$$W = 2 . \frac{0,8.6,3^2}{6} + \frac{0,25^2 . 50}{6} = 11,1 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{W . [\sigma]}{q^{tt}}} = \sqrt{\frac{11,1 . 2100 . 8}{1478,75 . 10^{-2}}} = 112,3 \text{ (cm)}.$$



Vậy theo sơ đồ dầm đơn giản ván khuôn không đủ chịu lực. Xem ván khuôn là các dầm liên tục gối lên các nẹp ngang.

Ta có sơ đồ tính như hình bên

Tính khoảng cách giữa các nẹp ngang:

- Theo điều kiện cường độ:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q.l^2}{10} \leq W.[\sigma]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{W.[\sigma]}{q}} = \sqrt{\frac{11,1.2100.10}{1478,75.10^{-2}}} = 125,5 \text{ (cm)}.$$

- Theo điều kiện độ võng:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{128} \cdot \frac{q^{tc}.l^3}{EJ} \leq \frac{1}{250}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt[3]{\frac{128.2,1.10^6.33,4}{250.1137,5.10^{-2}}} = 177,6 \text{ (cm)}.$$

Chọn khoảng cách giữa 2 nẹp ngang bằng 0,6 m, đặt 3 nẹp trên chiều dài tấm ván khuôn theo cạnh dài. còn cạnh ngắn thì khoảng cách 2 nẹp ngang bằng 0,75 m.

***Tính toán thanh chống đứng:**

Tải trọng tác dụng lên nẹp đứng:

$$q^{tc} = (1875 + 400).0,75 = 1706,25 \text{ (kG/m)}.$$

$$q^{tt} = (1,3.1875 + 1,3.400).0,75 = 2218,13$$

(kG/m).

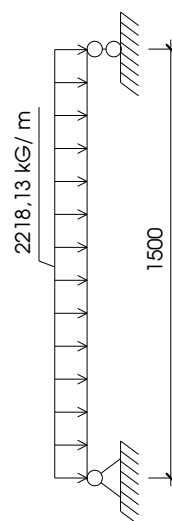
Ta có sơ đồ tính :

Chọn gỗ có tiết diện $b \times h = 8 \times 10$ cm làm nẹp đứng có:

$$W = 133 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 667 \text{ (cm}^4\text{)}$$

- Theo điều kiện cường độ:



Hình 3.8 Sơ đồ tính thanh chống

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma] \Rightarrow \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]$$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{10} \leq W \cdot [\sigma]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{W \cdot \sigma \cdot 8}{q''}} = \sqrt{\frac{133.150.8}{2218,13.10^{-2}}} = 85 \text{ (cm)}.$$

- Theo điều kiện độ võng:

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{128} \cdot \frac{q^{tc} \cdot l^3}{EJ} \leq \frac{1}{250}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt[3]{\frac{128 \cdot 10^5 \cdot 667}{250 \cdot 1706,25}} = 141 \text{ (cm)}.$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh nẹp đứng 50 cm dùng cũng loại gỗ trên.

4. Thiết kế ván khuôn vách cứng, cỗ móng, giăng móng:

Vách cứng gồm vách tầng hầm, vách cầu thang máy

Cỗ móng có hệ kết cấu ván khuôn như của cột.

Giăng móng, sau khi lấp đất xong người ta đào rãnh rồi thi công. Không cần kiểm tra khả năng chịu lực của ván khuôn. Hai bên thành có đất chống lại tải trọng ngang của bê tông đồng thời chống lại chuyển vị ngang của hệ. Hệ ván khuôn chỉ cấu tạo đơn giản là bảo đảm.

III. THI CÔNG BÊ TÔNG MÓNG:

1. Chọn máy thi công bê tông dài:

- Bê tông dài móng sử dụng loại bê tông trộn tại trạm trộn rồi vận chuyển đến công trường bằng xe chuyên dụng và bơm trực tiếp vào vị trí đổ bê tông.

- Bê tông lót và giăng móng sử dụng loại bê tông hiện trường.

a) Chọn xe vận chuyển bê tông:

Chọn xe vận chuyển mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật sau :

+ Dung tích thùng trộn $q = 6 \text{ m}^3$

+ Công suất động cơ $W = 40 \text{ kW}$

+ Tốc độ quay thùng trộn $g = 14,55 \text{ vòng/phút}$

+ Thời gian đổ bê tông ra $t_{\min} = 10 \text{ phút}$

+ Kích thước giới hạn dài = 7,38 m, Rộng = 2,5 m, Cao = 3,4 m

Với khối lượng bê tông $150,90 - 20,58 = 130,32 \text{ m}^3$.

Số chuyến xe yêu cầu : $n = \frac{130,32}{6.0,8} = 27$ chuyến

Trong đó : 0,8 là hệ số kể đến không đầy thùng.

b) Chọn máy bơm bê tông:

Chọn máy bơm tự hành mã hiệu S – 284A với các thông số kỹ thuật sau :

+ Năng suất lý thuyết = $20 \text{ m}^3/\text{h}$

+ Năng suất thực tế = $4,5 \text{ m}^3/\text{h} = 33,75 \text{ m}^3/\text{ca}$

+ Cự ly bơm lớn nhất theo phương ngang L = 43,6 m

+ Cự ly bơm lớn nhất theo phương đứng H = 43,6 m

Số ca máy yêu cầu đổ bê tông đài

$n = \frac{130,32}{33,75} = 3,86$ ca. Chọn 4 ca.

2. Tổ chức thi công bê tông móng:

- Xác định cơ cấu quá trình :

Thi công bê tông móng gồm thi công đài cọc và thi công dầm móng.

Thi công đài cọc gồm các quá trình thành phần : đổ bê tông lót; gia công lắp đặt cốt thép; gia công lắp đặt ván khuôn; đổ bê tông và bảo dưỡng bê tông; tháo dỡ ván khuôn.

Quá trình thi công móng được tổ chức theo phương pháp dây chuyền.

Quá trình đổ bê tông lót có thời gian thi công ngắn nên được tổ chức riêng không tham gia vào dây chuyền. Như vậy quá trình thi công bê tông móng chỉ gồm 4 quá trình thành phần : gia công lắp đặt cốt thép; gia công lắp đặt ván khuôn; đổ bê tông và bảo dưỡng bê tông; tháo dỡ ván khuôn.

- Phân chia phân đoạn và tính nhịp công tác :

Các móng riêng biệt, ít loại móng nên để thuận tiện trong quá trình thi công và để có thể luân chuyển ván khuôn các phân đoạn phải là các móng gần nhau. Khối lượng công việc các phân đoạn phải đủ nhỏ để phối hợp các dây chuyền một cách nhịp nhàng.

Tính nhịp công tác các quá trình thành phần của các phân đoạn theo công thức:

$$K = \frac{P.a}{n.N}$$

Trong đó :

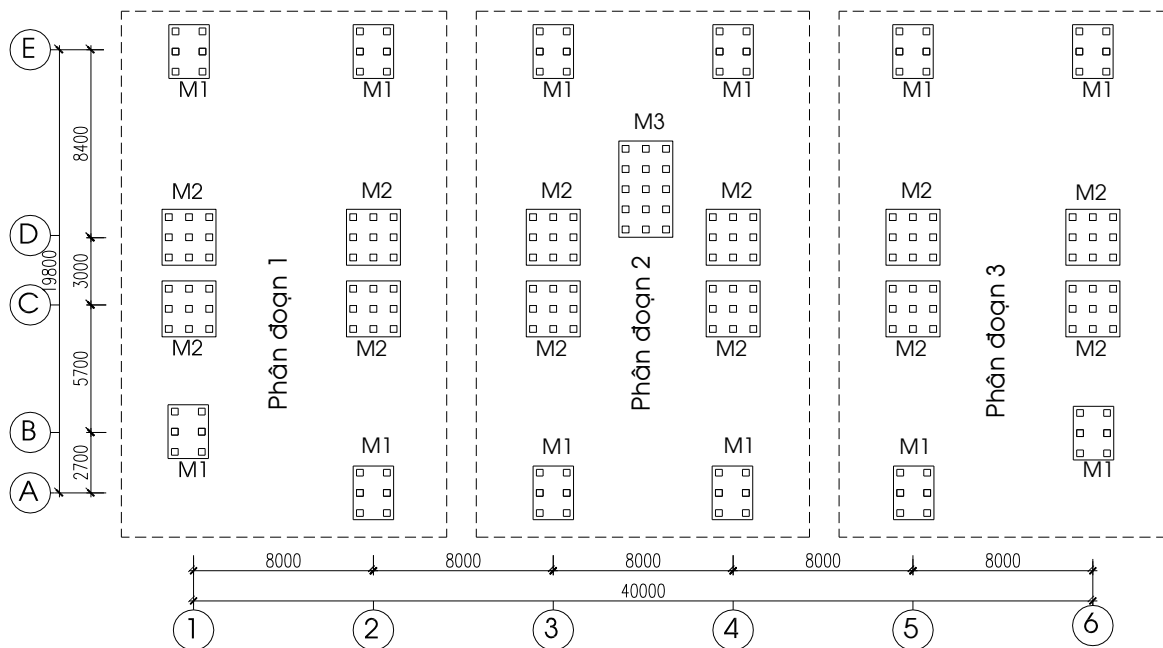
P : khối lượng công tác trên một phân đoạn

a : hao phí lao động lấy theo định mức

n : số ca làm việc trong 1 ngày (n = 1)

N : Số công nhân thực hiện quá trình thành phần trên phân đoạn đang tính.

Sơ đồ phân chia phân đoạn như hình vẽ:



Hình 3.9 Mặt bằng phân chia phân đoạn bê tông móng

Thông kê khối lượng các phân đoạn công tác:

Bảng 3.3 Khối lượng các phân đoạn công tác

Phân đoạn	SX-LD cốt thép (kG)	SX - LD ván khuôn (m ²)	Đổ bê tông móng (m ³)	Tháo dỡ ván khuôn (m ²)
1	3168	81,6	39,6	81,6
2	3244,8	96	40,56	96
3	3168	81,6	39,6	81,6

Cơ cấu tổ thợ thực hiện các công tác:

-Tổ thợ SX-LD cốt thép : gồm 10 người (4 thợ bậc 2, 3 thợ bậc 3, 2 thợ bậc 4, 1 thợ bậc 5). Ta chọn 2 tổ thợ (2x10 = 20 người) cho công tác cốt thép.

-Tổ thợ SX-LD ván khuôn : gồm 4 người (1 thợ bậc 2, 1 thợ bậc 3, 2 thợ bậc 4). Ta chọn 3 tổ thợ (3x4 = 12 người) cho công tác SX-LD ván khuôn.

-Tổ thợ đổ bê tông móng : gồm 9 người (4 thợ bậc 2, 3 thợ bậc 3, 1 thợ bậc 4, 1 thợ bậc 5). Ta chọn 3 tổ thợ (3x9 = 27 người) cho công tác đổ bê tông móng.

-Tổ thợ tháo dỡ ván khuôn : gồm 4 người(1 bậc 2, 1 bậc 3, 2 bậc 4).

Chi phí lấy theo định mức 24-2005:

-Chi phí cho công tác SX-LD cốt thép : 8,34 công/1tấn.

-Chi phí cho công tác SX-LD ván khuôn : 17,25 công/100m²

-Chi phí cho công tác đổ bê tông móng : nhân công 0,85 công/1m³.

Ca máy 0,033 ca/1m³

-Chi phí cho công tác tháo dỡ ván khuôn : 5,75 công/100m².

Bảng 3.4 Bảng tính nhịp công tác các dây chuyền bộ phận

Phân đoạn	SX-LD cốt thép (kG)		SX - LD ván khuôn (m ²)		Đổ bê tông móng (m ³)		Tháo dỡ ván khuôn (m ²)	
	T.toán	Chọn	T.toán	Chọn	T.toán	Chọn		Chọn
1	1,32	1,5	1,17	1	1,25	1,5	1,17	1
2	1,35	1,5	1,38	1,5	1,27	1,5	1,38	1,5
3	1,32	1,5	1,17	1	1,25	1,5	1,17	1

Bảng 3.5 Bảng tính ghép nối các dây chuyền bộ phận

Pd \ Dc	C.thép	Lắp V.khuôn	Bê tông	Tháo V.khuôn			
	(1)	(2)	(3)	(4)	1--2	2--3	3--4
1	1,5	1	1,5	1	1,5	1	1,5
2	3	2,5	3	2,5	2	1	2
3	4,5	3,5	4,5	3,5	2	0,5	2
Ti	4,5	3,5	4,5	3,5			
				Max	2	1	2
				t _{cn}			2
				O _{ij}	2	1	4

3. Công tác bảo dưỡng bê tông:

Bê tông sau khi đổ 4 ÷ 7 giờ phải được tưới nước bảo dưỡng ngay. Hai ngày đầu cứ hai giờ tưới nước một lần, những ngày sau từ 3 ÷ 10 giờ tưới nước một lần tùy theo điều kiện thời tiết. Bê tông phải được giữ ẩm ít nhất là 7 ngày đêm.

Trong quá trình bảo dưỡng bê tông nếu có khuyết tật phải được xử lý ngay.

4. 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. Chú ý khi tháo ván khuôn không gây chấn động đến bê tông và ít gây hư hỏng ván khuôn để tận dụng cho lần sau.

5. 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 đó 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 đó đổ tới cốt mặt nền.

- Khi thi công đắp đất phải đảm bảo đất nền có độ ẩm trong phạm vi không 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.

LẬP TỔNG TIẾN ĐỘ VÀ THIẾT KẾ TỔNG MẶT BẰNG THI CÔNG

Bảng tính toán tiến độ thi công

STT	Công việc	Đơn vị	Khối l- ọng	Định mức (công/đv)	nc công	gian (ngày)	cn
	Tổng tiến độ						
	Thi công phần ngầm						
1	Chuẩn bị mặt bằng					2	20
2	Thi công ép cọc	cọc	195	15	1110	42	26
3	Đào đất bằng máy	m3	3024			11	4
4	Đào đất thủ công	m3	715	0.5	358.0	12	30
5	Phá bê tông đầu cọc	m3	46.5	0.28	13.0	2	6
6	Đổ bê tông lót móng đài thang máy	m3	23.3	0.78	18.2	2	10
7	Đặt cốt thép đài thang máy	t	44.24	6.35	281.0	10	30
8	Ghép ván khuôn đài thang máy	100m2	1.27	5.13	6.5	1	10
9	Đổ bê tông đài thang máy	m3	337	0.15	50.0	2	25
10	Tháo ván khuôn đài	100m2	1.27	2.88	3.7	2	3
11	Lấp đất quanh đài t máy,xây t móng	m3	30	1.92	57.6	3	20
12	Bê tông lót móng cột,giằng	m3	33.25	0.78	25.9	2	15
13	Cốt thépmóng cột ,giằng pd1	t	25.6	6.35	162.6	6	30
14	Cốt thépmóng cột ,giằng pd2	t	25.6	6.35	162.6	6	30
15	Ván khuôn móng,cột giằng pd1	100m2	2.75	5.13	14.1	1	15
16	Ván khuôn móng,cột giằng pd2	100m2	2.75	5.13	14.1	1	15
17	Bê tông móng cột,giằng pd1	m3	195	0.15	29.3	1	25
18	Bê tông móng cột,giằng pd2	m3	195	0.15	29.3	1	25
19	Tháo ván khuôn móng cột,giằng	100m2	5.5	2.88	15.8	2	8
20	Lấp đất đến đáy sàn tầng hầm	m3	750	0.32	240.0	8	30
21	Bê tông lót nền	m3	41	0.78	32.0	3	10
22	Đặt cốt thép sàn tầng hầm	t	10.76	11.62	125.0	4	30
23	Đổ bê tông sàn tầng hầm	m3	82	0.65	53.3	2	25
	Thi công phần thân						
	Thi công tầng hầm						
1	cốt thép cột,lối, t- ờng bao	t	17.42	12	206	7	30

2	ván khuôn cột, lõi, t-ờng bao	100m ²	7.8	17.7	138	7	20
3	bê tông cột, lõi, tờng bao	m ³	124.4	1.5	189	7	25
4	Tháo ván khuôn cột ,lõi ,tờng	100m ²	7.8	4	31	4	8
5	ván khuôn dầm sàn cốt -1.00	100m ²	3.1	15.5	48	3	15
6	cốt thép dầm sàn cốt -1.00	t	3.7	10.3	38	1	30
7	bê tông dầm sàn cốt -1.00	m ³	38.23	0.8	32	1	25
8	Ván khuôn dầm sàn cốt 0.00	100m ²	5.84	15.5	90	6	15
9	cốt thép dầm sàn cốt 0.00	t	6.5	10.3	66	2	30
10	bê tông dầm sàn cốt 0.00	m ³	66.26	0.8	55	2	25
11	tháo ván khuôn dầm sàn	100m ²	8.94	3.6	32	4	8
12	ván khuôn,cốt thép,bt thang				8	1	8
13	tháo ván khuôn thang bộ				2	1	2
14	Lấp đất xung quanh t-ờng hầm	m ³	186	0.32	60	2	30
	Thi công tầng 1						
1	cốt thép cột, lõi	t	9.5	11.0	104	7	15
2	ván khuôn cột, lõi	100m ²	4.2	17.0	71	3	25
3	bê tông cột, lõi	m ³	74.3	1.5	111	4	30
4	tháo vk cột và lấp vk dầm sàn tb pk1	100m ²	3.4	13.0	45	2	25
5	tháo vk cột và lấp vk dầm sàn tb pk2	100m ²	3.4	13.0	45	2	25
6	tháo vk cột và lấp vk dầm sàn tb pk3	100m ²	3.4	13.0	45	2	25
7	tháo vk cột và lấp vk dầm sàn tb pk4	100m ²	3.4	13.0	45	2	25
8	tháo vk cột và lấp vk dầm sàn tb pk5	100m ²	3.4	13.0	45	2	25
9	cốt thép dầm sàn tb pk1	t	3.0	10.0	30	1	25
10	cốt thép dầm sàn tb pk2	t	3.0	10.0	30	1	25
11	cốt thép dầm sàn tb pk3	t	3.0	10.0	30	1	25
12	cốt thép dầm sàn tb pk4	t	3.0	10.0	30	1	25
13	cốt thép dầm sàn tb pk5	t	3.0	10.0	30	1	25
14	đổ bt pk1	m ³	30.0	0.8	25	1	30
15	đổ bt pk2	m ³	30.0	0.8	25	1	30
16	đổ bt pk3	m ³	30.0	0.8	25	1	30
17	đổ bt pk4	m ³	30.0	0.8	25	1	30
18	đổ bt pk5	m ³	30.0	0.8	25	1	30
19	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk1	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
20	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk2	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
21	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk3	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
22	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk4	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
23	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk5	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
24	ván khuôn,cốt thép,bt thang				8	1	8

25	tháo ván khuôn thang bộ				2	1	2
	Thi công tầng 2						
1	cốt thép cột, lõi	t	7.1	11.0	79	5	15
2	ván khuôn cột, lõi	100m ²	3.2	25.0	79	3	25
3	bê tông cột, lõi	m ³	56.0	1.5	83	3	30
4	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk1	100m ²	3.23	14.0	44	2	25
5	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk2	100m ²	3.23	14.0	44	2	25
6	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk3	100m ²	3.23	14.0	44	2	25
7	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk4	100m ²	3.23	14.0	44	2	25
8	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk5	100m ²	3.23	14.0	44	2	25
9	cốt thép dầm sàn tb pk1	t	3.06	10.0	30	1	25
10	cốt thép dầm sàn tb pk2	t	3.06	10.0	30	1	25
11	cốt thép dầm sàn tb pk3	t	3.06	10.0	30	1	25
12	cốt thép dầm sàn tb pk4	t	3.06	10.0	30	1	25
13	cốt thép dầm sàn tb pk5	t	3.06	10.0	30	1	25
14	đổ bt pk1	m ³	30	0.8	25	1	30
15	đổ bt pk2	m ³	30	0.8	25	1	30
16	đổ bt pk3	m ³	30	0.8	25	1	30
17	đổ bt pk4	m ³	30	0.8	25	1	30
18	đổ bt pk5	m ³	30	0.8	25	1	30
19	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk1	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
20	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk2	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
21	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk3	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
22	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk4	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
23	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk5	100m ²	2.6	4.0	10	1	10
24	ván khuôn,cốt thép,bt thang				8	1	8
25	tháo ván khuôn thang bộ				2	1	2
	Thi công tầng 3						
	Thi công tầng 4						
	Thi công tầng 5						
	Thi công tầng 6						
	Thi công tầng 7						
	Thi công tầng 8						
	Thi công tầng 9						
	Thi công tầng 10						

1	cốt thép cột, lõi	t	3.9	11	43	3	15
2	ván khuôn cột, lõi	100m2	2.4	25	27	1	25
3	bê tông cột, lõi	m3	29.0	1.5	31	1	30
4	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk1	100m2	3.06	14	43	2	25
5	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk2	100m2	3.06	14	43	2	25
6	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk3	100m2	3.06	14	43	2	25
7	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk4	100m2	3.06	14	43	2	25
8	tháo vk cột và lắp vk dầm sàn tb pk5	100m2	3.06	14	43	2	25
9	cốt thép dầm sàn tb pk1	t	3.06	10	30	1	25
10	cốt thép dầm sàn tb pk2	t	3.06	10	30	1	25
11	cốt thép dầm sàn tb pk3	t	3.06	10	30	1	25
12	cốt thép dầm sàn tb pk4	t	3.06	10	30	1	25
13	cốt thép dầm sàn tb pk5	t	3.06	10	30	1	25
14	đổ bt pk1	m3	30	0.8	25	1	30
15	đổ bt pk2	m3	30	0.8	25	1	30
16	đổ bt pk3	m3	30	0.8	25	1	30
17	đổ bt pk4	m3	30	0.8	25	1	30
18	đổ bt pk5	m3	30	0.8	25	1	30
19	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk1	100m2	2.6	4	10	1	10
20	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk2	100m2	2.6	4	10	1	10
21	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk3	100m2	2.6	4	10	1	10
22	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk4	100m2	2.6	4	10	1	10
23	tháo ván khuôn dầm sàn tb pk5	100m2	2.6	4	10	1	10
24	ván khuôn,cốt thép,bt thang				8	1	8
25	tháo ván khuôn thang bộ				2	1	2
	Thi công mái						
1	vk, cốt thép, bê tông đáy bể				32	1	30
2	vk, cốt thép, bê tông thành bể				95	3	30
3	tháo ván khuôn thành bể	m2	183	0.04	7	1	8
4	xây tòng kt& lan can mái	m3	107	1.13	121	4	30
5	bê tông chống thấm	m3	30	0.8	24	1	30
6	bê tông chống nóng	m3	75	0.81	61	2	30
7	lát gạch lá nem chống nóng	m2	750	0.183	137	5	30
8	lợp mái tôn kt	m2	153	0.045	7	1	10
9	tháo ván khuôn sàn đáy bể	m2	51	0.04	2	1	2
	Thi công phần hoàn thiện (1 tầng)						
1	xây tòng & lắp khuôn cửa	m3	111.37	1.13	126	15	10
2	lắp đ- ồng ống	m2	710	0.2	142	14	10
3	trát trong	100m2	27.4	16	441	15	30

4	ốp lát nền	m2	762	0.183	139	15	10
5	bả t-ờng, trần trong	100m2	27.4	3.2	88	4	20
6	sơn trong tầng	100m2	27.4	7.2	197	7	30
7	lắp cửa, vách kính	m2	136	0.4	55	6	10
8	lắp thiết bị vệ sinh	bộ	8	0.6	5	1	5
9	lắp đặt thang máy					6	10
10	trát ngoài	100m2	2.13	19.7	42	3	15
11	sơn ngoài	100m2	2.13	8.17	17	2	10
12	Dọn vệ sinh dự phòng					5	21

TỔNG MẶT BẰNG XÂY DỰNG

I. Phân tích đặc điểm mặt bằng xây dựng công trình

Công trình nằm trên trục đ-ờng giao thông thành phố, lối vào công trình rộng, đ-ờng tạm đã có sẵn, lại nằm trong cụm công trình đang xây dựng, xe vận chuyển vật liệu đ-ợc l-u thông trên đ-ờng vào ban ngày do đó ta thi công đào đất và đổ bê tông vào ban ngày. Điện n-ớc có thể lấy trực tiếp từ mạng l-ới điện n-ớc của thành phố Hà Nội.

II. Tính toán tổng mặt bằng thi công :

a. Diện tích kho bãi :

- Xác định l-ợng vật liệu dự trữ: do công trình dùng bê tông th-ợng phẩm nên chỉ cần tính kho bãi vật liệu cho công tác xây t-ờng, trát và lát.

Coi khối l-ợng vữa xây bằng 1/3 khối l-ợng t-ờng. Và vữa trát dày 2.5cm. Kết hợp với bảng thống kê khối lượng tường, trát... Đồng thời kết hợp với thời gian thi công phân hoàn thiện từ tổng tiến độ. Ta tính đ-ợc l-ợng vật liệu sử dụng trong 1 kì kế hoạch.

L-ợng vật liệu sử dụng lớn nhất trong 1 kỳ kế hoạch(1 tháng):

TT	Tên công việc	KL	Xi măng		Cát		Gạch	
			ĐM kg/m ³	NC Tấn	ĐM m ³	NC m ³	ĐM m ³	NC m ³
1	Vữa xây t-ờng	80m ³	213.02	17	1.15	92	-	156
2	Vữa trát t-ờng, cột	80m ³	213.02	17	1.15	92		
3	Vữa nền, trần	100 m ³	116.01	11	1.19	119	-	

- L-ợng vật liệu sử dụng hàng ngày lớn nhất : $r_{\max} = \frac{R_{\max}}{T} * k$, trong đó: R_{\max} - Tổng khối

l-ợng vật liệu sử dụng lớn nhất trong một kỳ kế hoạch; T- thời gian sử dụng vật liệu trong

kỳ kế hoạch (30ngày); k=1.2 hệ số tiêu dùng vật liệu không điều hoà. Sau khi tính toán ta có bảng sau:

Bảng lượng vật liệu sử dụng hàng ngày lớn nhất:

	Xi măng(t)	Cát (m ³)	Cốt thép(t)	Ván khuôn (m ²)	Gạch (viên)
Khối lượng	1.8	12.12	3.17	157	4156

Trong đó cốt thép và ván khuôn tính cho 1 phân khu và lượng yêu cầu cho 1 ngày.

– Diện tích kho bãi tính theo công thức sau :

$$S = F \cdot \alpha = \frac{q_{dt} \cdot \alpha}{q} = \frac{q_{sd\text{ngày}(\max)} \cdot t_{dt} \cdot \alpha}{q} \quad (m^2)$$

Trong đó :

- + F : diện tích cần thiết để xếp vật liệu (m²).
- + 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 1m².
- + $q_{sd\text{ngày}(\max)}$: 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.
- + $t_2=0.5$ ngày : thời gian vận chuyển vật liệu từ nơi nhận đến CT.
- + $t_3=0.5$ ngày : thời gian tiếp nhận, bốc dỡ vật liệu trên CT.
- + $t_4=2$ ngày: thời gian phân loại, thí nghiệm VL, chuẩn bị cấp phối.
- + $t_5=3$ ngày : thời gian dự trữ tối thiểu, đề phòng bất trắc.

Vậy : $T_{dt} = 1+0.5+0.5+2+3= 7$ ngày.

- Thời gian dự trữ này không áp dụng cho tất cả các loại vật liệu, mà tùy thuộc vào tính chất của từng loại mà ta quyết định thời gian dự trữ.

– Công tác bê tông: sử dụng bê tông thương phẩm nên bỏ qua diện tích kho bãi chứa cát, đá, sỏi, xi măng, phục vụ cho công tác này mà chỉ bố trí một vài bãi nhỏ phục vụ cho số ít các công tác phụ như đổ những phần bê tông nhỏ và trộn vữa xây trát.

– Tính toán nhà tạm cho các công tác còn lại.

+ Vữa xây trát.

+ Bê tông lót.

+ Cốp pha, xà gồ, cột chống

Vậy l- ượng cốp pha lớn nhất là: 157m²

+ Cốt thép: l- ượng thép trên công tr- ờng gồm: Dầm, sàn, cột, cầu thang.

Vậy l- ượng thép lớn nhất là: 3.17 T

Bảng diện tích kho bãi :

STT	Vật liệu	Đơn vị	KL	VL/m ²	Loại kho	Thời gian dự trữ	α	Diện tích kho (m ²)
1	Cát	m ³	12.12	3	Lộ thiên	7	1.2	42
2	Ximăng	Tấn	1.8	1.3	Kho kín	7	1.5	24
3	Gạch xây	v	4156	700	Lộ thiên	5	1.1	33
4	Ván khuôn	m ²	157	45	Kho kín	5	1.5	40
5	Cốt thép	Tấn	3.17	4	Kho kín	12	1.5	56

b. Tính toán nhà tạm trên công tr- ờng.

• **Dân số trên công tr- ờng.**

– Dân số trên công tr- ờng : $N = 1.06 (A+B+C+D+E)$

Trong đó :

+ A: nhóm công nhân xây dựng cơ bản, tính theo số CN có mặt đồng nhất trong ngày theo biểu đồ nhân lực. $A = 180$ (ng- ời).

+ B : Số công nhân làm việc tại các x- ưởng gia công :

$$B = 30\%. A = 0.3 \times 180 = 54 \text{ (ng- ời).}$$

+ C : Nhóm ng- ời ở bộ phận chỉ huy và kỹ thuật : $C = 4 \div 8 \%$. (A+B).

Lấy $C = 6 \%$ (A+B) $= 0.06 \times (180 + 54) = 14$ (ng- ời).

+ D : Nhóm ng- ời phục vụ ở bộ phận hành chính : $D = 5 \div 6 \%$. (A+B).

Lấy $D = 5 \%$ (A+B) $= 0.05 \times (180 + 55) = 12$ (ng- ời).

+ E : Cán bộ làm công tác y tế, bảo vệ, thủ kho :

$$E = 5 \%. (A+B+C+D) = 0.05 \times (180 + 54 + 14 + 12) = 14 \text{ (ng- ời).}$$

Vậy tổng dân số trên công tr- ờng :

$$N = 1.06x (180+54+14+12+14) = 290 \text{ (ng- ời).}$$

• **Diện tích lán trại, nhà tạm.**

– Diện tích nhà ở tạm thời : $S_1 = 100(m^2)$.

– Diện tích nhà làm việc cán bộ chỉ huy công tr- ờng :

$$S_2 = 48(m^2).$$

– Diện tích nhà làm việc nhân viên hành chính:

$$S_3 = 12 \times 4 = 48 (m^2).$$

– Diện tích nhà ăn $S_4 = 54 (m^2)$.

– Diện tích khu vệ sinh, nhà tắm $S_5 = 12 m^2$.

– Diện tích trạm y tế $S_6 = 9 m^2$.

– Diện tích phòng bảo vệ $S_7 = 9 m^2$.

– Diện tích nhà để xe $S_7 = 30 m^2$.

c. Tính toán điện n- ớc phục vụ công trình :

***Tính toán cấp điện cho công trình :**

+ Công thức tính công suất điện năng :

$$P = \alpha . [\sum k_1.P_1/ \cos\varphi + \sum k_2.P_2 + \sum k_3.P_3 + \sum k_4.P_4]$$

Trong đó :

+ $\alpha = 1.1$: hệ số kể đến hao hụt công suất trên toàn mạch.

+ $\cos\varphi = 0.75$: hệ số công suất trong mạng điện.

+ P_1, P_2, P_3, P_4 : lần l- ợt là công suất các loại động cơ, công suất máy gia công sử dụng điện 1 chiều, công suất điện thấp sáng trong nhà và công suất điện thấp sáng ngoài trời.

+ k_1, k_2, k_3, k_4 : hệ số kể đến việc sử dụng điện không đồng thời cho từng loại.

– $k_1 = 0.75$: đối với động cơ.

– $k_2 = 0.75$: đối với máy hàn cắt.

– $k_3 = 0.8$: điện thấp sáng trong nhà.

– $k_4 = 1$: điện thấp sáng ngoài nhà.

Bảng thống kê sử dụng điện :

Pi	Điểm tiêu thụ	Công suất định mức	Kl- ợng phục vụ	Nhu cầu dùng điện	Tổng nhu cầu
----	---------------	--------------------	-----------------	-------------------	--------------

				KW	KW
P1	Cần trục tháp	75 KW	1máy	75	91.4
	Thăng tải	2.2 KW	2máy	4.4	
	Máy trộn vữa	4 KW	2máy	8	
	Đầm dùi	1 KW	2máy	2	
	Đầm bàn	1 KW	2máy	2	
P2	Máy hàn	18.5 KW	1máy	18.5	22.2
	Máy cắt	1.5 KW	1máy	1.5	
	Máy uốn	2.2 KW	1máy	2.2	
P3	Điện sinh hoạt	13 W/ m ²	48 m ²	0.624	3.224
	Nhà làm việc, bảo vệ	13 W/ m ²	108 m ²	1.4	
	Nhà ăn, trạm y tế	13 W/ m ²	62 m ²	0.8	
	Nhà tắm, vệ sinh	10 W/ m ²	20 m ²	0.2	
	Kho chứa VL	6 W/ m ²	34 m ²	0.2	
P4	Đ- ờng đi lại	5 KW/km	200 m	1	1.5
	Địa điểm thi công	2.4W/ m ²	625 m ²	1.5	

Vậy : $P = 1.1 \times (0.75 \times 91.4 / 0.75 + 0.75 \times 22.2 + 0.8 \times 3.22 + 1 \times 1.5) = 112.126 \text{ KW}$

+ Thiết kế mạng lưới điện :

+ Chọn vị trí góc ít ng- ời qua lại trên công tr- ờng đặt trạm biến thế.

+ Mạng l- ưới điện sử dụng bằng dây cáp bọc, nằm phía ngoài đ- ờng giao thông xung quanh công trình. Điện sử dụng 3 pha, 3 dây. Tại các vị trí dây dẫn cắt đ- ờng giao thông bố trí dây dẫn trong ống nhựa chôn sâu 1.5 m.

$$\text{Công suất phản kháng tính toán } Q_t = \frac{P_t}{\cos \varphi_{tb}} = \frac{112.126}{0.75} = 149.5 \text{ KW}$$

$$\text{Công suất biểu kiến tính toán } S_t = \sqrt{P_t^2 + Q_t^2} = \sqrt{112.126^2 + 149.5^2} = 186.87 \text{ KVA}$$

- Chọn máy biến thế 320-6.6/0.4 có công suất định mức là 320 KVA do Việt Nam sản xuất.

- Tính toán tiết diện dây dẫn : yêu cầu

+ Đảm bảo độ sụt điện áp cho phép.

+ Đảm bảo c- ờng độ dòng điện.

+ Đảm bảo độ bền của dây.

- Tiến hành tính toán tiết diện dây dẫn theo độ sụt cho phép sau đó kiểm tra theo 2 điều kiện còn lại.

+ Tiết diện dây :

Đối với đ-ờng dây dẫn điện đến phụ tải tổng chiều dài dây dẫn chạy xung quanh công trình $L=200$ m. Do đó:

$$S = \frac{\sum P l}{C[\Delta U\%]}$$

Trong đó : $C = 83$: hệ số điện áp dây đồng, $U_d = 380$ V , $U_{pha} = 220$ V .

$[\Delta U]$: Độ sụt điện áp cho phép $[\Delta U] = 2.5$ (%)

$\sum P.l$: tổng mô men tải cho các đoạn dây.

+ Tổng chiều dài dây dẫn chạy xung quanh công trình $L=200$ m.

+ Điện áp trên 1m dài dây :

Vậy : $\sum P.l = 112.126 * 200 = 22425.2$ (KW.m)

$$S = \frac{\sum P l}{C[\Delta U\%]} = \frac{22425.2 \times 10^{-3}}{83 \times 0.025} = 10.8 \text{ (mm}^2\text{)}$$

\Rightarrow chọn dây đồng tiết diện 50 mm^2 , c-ờng độ cho phép $[I] = 335$ A.

Kiểm tra :

$$I = \frac{P}{1.73 \times U_d \times \cos\phi} = \frac{112.126 \times 10^3}{1.73 \times 380 \times 0.75} = 227.42 \text{ A} < [I]$$

Vậy dây dẫn đủ khả năng chịu tải dòng điện.

Đối với dòng điện thấp sáng và sinh hoạt điện áp 220V với tổng chiều dài là $L=300$ m

Tính theo độ sụt điện áp theo từng pha 220V

$$S = \frac{P.L}{k \cdot \Delta U\%} = \frac{4.724 \times 300}{83 \times 5} = 3.41 \text{ mm}^2$$

trong đó P - công suất truyền tải trên đ-ờng dây

L - chiều dài đ-ờng dây (km)

K - hệ số điện áp tra bảng

$[\Delta U\%]$ - tổn thất điện áp tra bảng $[\Delta U\%] = 5$

Nh- vậy chọn dây dẫn bằng đồng có tiết diện $S = 10 \text{ mm}^2$, có c-ờng độ cho phép là $[I] = 110 \text{ (A)}$

$$\text{Kiểm tra theo yêu cầu về c-ờng độ } I_1 = \frac{P_f}{U_f} = \frac{4.724 \times 1000}{220} = 21.5 \text{ A} < [I] = 110 \text{ A}$$

Kiểm tra theo độ bền cơ học : Tiết diện nhỏ nhất của dây bọc đến các máy đặt trong nhà, với dây đồng là 1.5 mm^2 . Do đó việc chọn dây có $S = 10 \text{ mm}^2$ là an toàn hợp lý.

***Tính toán cấp n-ớc cho công trình :**

+ **L-ợng n-ớc tổng cộng dùng cho công trình :**

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$$

Trong đó :

$$+ Q_1 : \text{l-ợng n-ớc sản xuất} : Q_1 = 1.2 \times \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{8 \times 3600} k_g \quad (\text{l/s})$$

+ n : là số điểm dùng n-ớc

+ A_i : l-ợng n-ớc tiêu chuẩn cho một điểm sản xuất dùng n-ớc (l/ngày).

+ k_g : hệ số sử dụng n-ớc không điều hòa. Lấy $k_g = 2.3$

+ 1.2 : hệ số kể đến l-ợng n-ớc cần dùng ch- a tính đến, hoặc sẽ phát sinh ở ctrg

+ 8 : số giờ làm việc ở công tr-ờng

+ 3600 : đổi từ giờ sang giây

Bảng tính toán l-ợng n-ớc phục vụ cho sản xuất :

Dạng công tác	Khối l-ợng	Tiêu chuẩn dùng n-ớc	$Q_{SX(i)}$ (m ³ / ngày)
Trộn vữa xây	3.2 m ³	300 l/ m ³ vữa	1
Trộn vữa trát+lát	6 m ³	300 l/ m ³ vữa	1.8
Bảo d-ỡngBT	332 m ²	1.5 l/ m ² sàn	0.498
Công tác khác			0.5

$$Q_1 = 1.2 \times \frac{1 + 1.8 + 0.498 + 0.5}{8 \times 3600} \times 2.3 = 0.00036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$= 0.36 \text{ l/s}$$

+ Q_2 : l-ợng n-ớc dùng cho sinh hoạt trên công tr-ờng :

$$Q_2 = N \times B \times k_g / (3600 \times 8)$$

Trong đó : - N : số công nhân vào thời điểm cao nhất có mặt tại công tr-ờng.

Theo biểu đồ tiến độ $N = 185$ ng- ời.

– B : l- ượng n- ớc tiêu chuẩn dùng cho 1 công nhân ở công tr- ờng.

$$B = 18 \quad (1 / \text{ng- ời.})$$

– k_g : hệ số sử dụng n- ớc không điều hòa. $k_g = 1.842$

Vậy :

$$Q_2 = 185 \times 18 \times 1.9 / (3600 \times 8) = 0.22 \quad (1/s)$$

+ Q_3 : l- u l- ượng n- ớc dùng cho sinh hoạt ở lán trại :

$$Q_3 = \frac{N_c * C}{14 * 3600} * k_g * k_{ng}, \text{ trong đó:}$$

N_c -số ng- ời ở khu nhà ở = 120 ng- ời (lấy 40% dân số công tr- ờng)

C-tiêu chuẩn dùng n- ớc cho 1 ng- ời trong 1 ngày 40l/ngày

K_g -hệ số sử dụng n- ớc không điều hoà trong giờ := 1.6

K_{ng} -hệ số sử dụng n- ớc không điều hoà trong ngày = 1.4

$$\Rightarrow Q_3 = 0.221/s$$

+ Q_4 : l- u l- ượng n- ớc dùng cho cứu hỏa : $Q_4 = 10 \quad (1/s)$.

–Nh- vậy : tổng l- u l- ượng n- ớc :

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 = 0.36 + 0.22 + 0.22 + 10 = 10.8 \quad (1/s)$$

+ **Thiết kế mạng l- ới đ- ờng ống dẫn :**

– Đ- ờng kính ống dẫn tính theo công thức :

$$D = \sqrt{\frac{4xQ}{\pi x v x 1000}} = \sqrt{\frac{4x10.8}{3.14x1.5x1000}} = 0.096(m) = 96(mm)$$

Vậy chọn đ- ờng ống chính có đ- ờng kính $D = 100mm$.

– Mạng l- ới đ- ờng ống phụ : dùng loại ống có đ- ờng kính $D = 50 mm$.

– N- ớc lấy từ mạng l- ới thành phố, đủ điều kiện cung cấp cho công trình.

Bố trí tổng mặt bằng thi công.

Nguyên tắc bố trí :

– Tổng chi phí là nhỏ nhất.

– Tổng mặt bằng phải đảm bảo các yêu cầu.

+ Đảm bảo an toàn lao động.

+ An toàn phòng chống cháy, nổ.

+ Điều kiện vệ sinh môi tr- ờng.

– Thuận lợi cho quá trình thi công.

– Tiết kiệm diện tích mặt bằng.

Tổng mặt bằng thi công :

Đ- ờng xá công trình :

– Để đảm bảo an toàn và thuận tiện cho quá trình vận chuyển, vị trí đ-ờng tạm trong công tr-ờng không cản trở công việc thi công, đ-ờng tạm chạy bao quanh công trình, dẫn đến các kho bãi chứa vật liệu.

Mạng l-ới cấp điện :

– Bố trí đ-ờng dây điện dọc theo các biên công trình, sau đó có đ-ờng dẫn đến các vị trí tiêu thụ điện. Nh- vậy, chiều dài đ-ờng dây ngắn hơn và cũng ít cắt các đ-ờng giao thông.

Mạng l-ới cấp n-ớc :

– Dùng sơ đồ mạng nhánh cụt, có xây một số bể chứa tạm để phòng mất n-ớc.

Nh- vậy thì chiều dài đ-ờng ống ngắn nhất và n-ớc mạnh.

Tuy nhiên các tính toán trên chỉ là lý thuyết, thực tế áp dụng vào công tr-ờng là khó vì diện tích thi công bị hạn chế bởi các công trình xung quanh, tiền đầu t- cho xây dựng lán trại tạm đã đ-ợc nhà n-ớc giảm xuống đáng kể. Do đó thực tế hiện nay ở các công tr-ờng, ng-ời ta hạn chế xây dựng nhà tạm.

Chỉ xây dựng những khu cần thiết cho công tác thi công. Biện pháp để giảm diện tích lán trại tạm là sử dụng nhân lực địa ph-ơng.

Mặt khác với các kho bãi cũng vậy: cần tiện thể lợi dụng các kho, công trình cũ, cũng có thể xây dựng công trình lên một vài tầng, sau đó dọn vệ sinh cho các tầng d-ới để làm nơi chứa đồ, nghỉ ngơi cho công nhân.

Với các công tác sau có thể sử dụng kho bãi của công tác tr-ớc. Ví dụ nh- công tác lắp kính ngoài thực tế thi công sau các công tác ván khuôn, cốt thép, xây. Do đó diện tích kho chứa kính có thể dùng ngay kho chứa xi măng, thép (lúc này đã trống) để chứa.

III : KỸ THUẬT AN TOÀN & VỆ SINH LAO ĐỘNG TRONG XÂY DỰNG:

A. Kỹ thuật an toàn trong thi công.

1. An toàn lao động khi thi công cọc.

Khi thi công ép cọc phải có ph-ơng án an toàn lao động để thực hiện mọi qui định an toàn.

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

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

+ Động cơ thuỷ lực, động cơ điện.

+ Cần cầu, máy hàn điện .

+ Hệ tời cáp, ròng rọc.

- + Phải đảm bảo an toàn về sử dụng điện trong quá trình thi công.
- + Phải chấp hành nghiêm ngặt qui chế an toàn lao động khi làm việc ở trên cao.
- + Phải chấp hành nghiêm ngặt qui chế an toàn lao động của cần trục khi làm ban đêm.

2. An toàn lao động trong thi công đào đất.

2.1. Đào đất bằng máy đào gầu nghịch.

- Trong thời gian máy hoạt động, cấm mọi người đi lại trên mái dốc tự nhiên, cũng như trong phạm vi hoạt động của máy khu vực này phải có biển báo.
- Khi vận hành máy phải kiểm tra tình trạng máy, vị trí đặt máy, thiết bị an toàn phanh hãm, tín hiệu, âm thanh, cho máy chạy thử không tải.
- Không được thay đổi độ nghiêng của máy khi gầu xúc đang mang tải hay đang quay gầu. Cấm hãm phanh đột ngột.
- Thường xuyên kiểm tra tình trạng của dây cáp, không được dùng dây cáp đã nối.
- Trong mọi trường hợp khoảng cách giữa cabin máy và thành hố đào phải >1m.
- Khi đổ đất vào thùng xe ô tô phải quay gầu qua phía sau thùng xe và dùng gầu ở giữa thùng xe. Sau đó hạ gầu từ từ xuống để đổ đất.

2.2. Đào đất bằng thủ công.

- Phải trang bị đủ dụng cụ cho công nhân theo chế độ hiện hành.
- Đào đất hố móng sau mỗi trận mưa phải rắc cát vào bậc lên xuống tránh trượt ngã.
- Trong khu vực đang đào đất nên có nhiều người cùng làm việc phải bố trí khoảng cách giữa người này và người kia đảm bảo an toàn.
- Cấm bố trí người làm việc trên miệng hố đào trong khi đang có người làm việc ở bên dưới hố đào cùng 1 khoang mà đất có thể rơi, lở xuống người ở bên dưới.

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

3.1. Dụng cụ lắp, tháo dỡ dàn giáo.

- Không được sử dụng dàn giáo: Có biến dạng, rạn nứt, mòn gỉ hoặc thiếu các bộ phận: móc neo, giằng...
- Khe hở giữa sàn công tác và tầng công trình >0,05 m khi xây và 0,2 m khi trát.
- Các cột giàn giáo phải được đặt trên vật kê ổn định.
- Cấm xếp tải lên giàn giáo, nơi ngoài những vị trí đã qui định.

- Khi dàn giáo cao hơn 6m phải làm ít nhất 2 sàn công tác: Sàn làm việc bên trên, sàn bảo vệ bên dưới.
- Khi dàn giáo cao hơn 12 m phải làm cầu thang. Độ dốc của cầu thang < 60°
- Lỗ hổng ở sàn công tác để lên xuống phải có lan can bảo vệ ở 3 phía.
- Thường xuyên kiểm tra tất cả các bộ phận kết cấu của dàn giáo, giá đỡ, để kịp thời phát hiện tình trạng hư hỏng của dàn giáo để có biện pháp sửa chữa kịp thời.
- Khi tháo dỡ dàn giáo phải có rào ngăn, biển cấm ng-ời qua lại. Cấm tháo dỡ dàn giáo bằng cách giật đổ.
- Không dựng l-áp, tháo dỡ hoặc làm việc trên dàn giáo và khi trời mưa to, giông bão hoặc gió cấp 5 trở lên.

3.2. Công tác gia công, lắp dựng coffa.

- Coffa dùng để đỡ kết cấu bê tông phải được chế tạo và lắp dựng theo đúng yêu cầu trong thiết kế thi công đã được duyệt.
- Coffa ghép thành khối lớn phải đảm bảo vững chắc khi cấu lắp và khi cấu lắp phải tránh va chạm vào các bộ kết cấu đã lắp trước.
- Không được để trên coffa những thiết bị vật liệu không có trong thiết kế, kể cả không cho những ng-ời không trực tiếp tham gia vào việc đổ bê tông đứng trên coffa.
- Cấm đặt và chất xếp các tấm coffa các bộ phận của coffa lên chiếu nghỉ cầu thang, lên ban công, các lối đi sát cạnh lỗ hổng hoặc các mép ngoài của công trình. Khi cần hạ xuống kéo chúng.
- Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra coffa, nên có hư hỏng phải sửa chữa ngay. Khu vực sửa chữa phải có rào ngăn, biển báo.

3.3. Công tác gia công lắp dựng cốt thép.

- Gia công cốt thép phải được tiến hành ở khu vực riêng, xung quanh có rào chắn và biển báo.
- Cắt, uốn, kéo cốt thép phải dùng những thiết bị chuyên dụng, phải có biện pháp ngăn ngừa thép văng khi cắt cốt thép có đoạn dài hơn hoặc bằng 0,3m.
- Bàn gia công cốt thép phải được cố định chắc chắn, nếu bàn gia công cốt thép có công nhân làm việc ở hai giá thì ở giữa phải có lối thép bảo vệ cao ít nhất là 1,0 m. Cốt thép đã làm xong phải để đúng chỗ quy định.
- Khi nắn thẳng thép tròn cuộn bằng máy phải che chắn bảo hiểm ở trục cuộn trước khi mở máy, hãm động cơ khi đưa đầu nối thép vào trục cuộn.

- Khi gia công cốt thép và làm sạch rỉ phải trang bị đầy đủ ph- ơng tiện bảo vệ cá nhân cho công nhân.
- Không dùng kéo tay khi cắt các thanh thép thành các mẫu ngắn hơn 30cm.
- Tr- ớc khi chuyển những tấm l- ới khung cốt thép đến vị trí lắp đặt phải kiểm tra các mối hàn, nút buộc. Khi cắt bỏ những phần thép thừa ở trên cao công nhân phải đeo dây an toàn, bên d- ới phải có biển báo. Khi hàn cốt thép chờ cần tuân theo chặt chẽ qui định của quy phạm.
- Buộc cốt thép phải dùng dụng cụ chuyên dùng, cấm buộc bằng tay cho phép trong thiết kế.
- Khi dựng lắp cốt thép gần đ- ờng dây dẫn điện phải cắt điện, tr- ờng hợp không cắt đ- ợc điện phải có biện pháp ngăn ngừa cốt thép và chạm vào dây điện.

3.4. Đổ và đầm bê tông.

- Tr- ớc khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra việc lắp đặt coffa, cốt thép, dàn giáo, sàn công tác, đ- ờng vận chuyển. Chỉ đ- ợc tiến hành đổ sau khi đã có văn bản xác nhận.
- Lối qua lại d- ới khu vực đang đổ bê tông phải có rào ngăn và biển cấm. Tr- ờng hợp bắt buộc có ng- ời qua lại cần làm những tấm che ở phía trên lối qua lại đó.
- Cấm ng- ời không có nhiệm vụ đứng ở sàn rót vữa bê tông. Công nhân làm nhiệm vụ định h- ớng, điều chỉnh máy, vòi bơm đổ bê tông phải có găng, ủng.
- Khi dùng đầm rung để đầm bê tông cần:
 - + Nối đất với vỏ đầm rung.
 - + Dùng dây buộc cách điện nối từ bảng phân phối đến động cơ điện của đầm.
 - + Làm sạch đầm rung, lau khô và quấn dây dẫn khi làm việc.
 - + Ngừng đầm rung từ 5-7 phút sau mỗi lần làm việc liên tục từ 30-35 phút.
 - + Công nhân vận hành máy phải đ- ợc trang bị ủng cao su cách điện và các ph- ơng tiện bảo vệ cá nhân khác.

3.5. Tháo dỡ coffa.

- Chỉ đ- ợc tháo dỡ coffa sau khi bê tông đã đạt c- ờng độ qui định theo h- ớng dẫn của cán bộ kỹ thuật thi công.
- Khi tháo dỡ coffa phải tháo theo trình tự hợp lý phải có biện pháp để phẳng coffa rơi, hoặc kết cấu công trình bị sập đổ bất ngờ. Nơi tháo coffa phải có rào ngăn và biển báo.

- Tr- ợt khi tháo coffa phải thu gọn hết các vật liệu thừa và các thiết bị đất trên các bộ phận công trình sắp tháo coffa.
- Khi tháo coffa phải th- ờng xuyên quan sát tình trạng các bộ phận kết cấu, nếu có hiện tượng biến dạng phải ngừng tháo và báo cáo cho cán bộ kỹ thuật thi công biết.
- Sau khi tháo coffa phải che chắn các lỗ hổng của công trình không đ- ợc để coffa đã tháo lên sàn công tác hoặc ném coffa từ trên xuống, coffa sau khi tháo phải đ- ợc để vào nơi qui định.
- Tháo dỡ coffa đối với những khoang đổ bê tông cốt thép có khẩu độ lớn phải thực hiện đầy đủ yêu cầu nêu trong thiết kế về chống đỡ tạm thời.

4. Công tác làm mái.

- 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 và các ph- ơng tiện bảo đảm an toàn khác.
- 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, tr- ợt theo mái dốc.
- 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- ưới 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.

5. Công tác xây và hoàn thiện.

5.1. Xây t- ờng.

- Kiểm tra tình trạng của giàn giáo giá đỡ phục vụ cho công tác xây, kiểm tra lại việc sắp xếp bố trí vật liệu và vị trí công nhân đứng làm việc trên sàn công tác.
- Khi xây đến độ cao cách nền hoặc sàn nhà 1,3 m thì phải bắc giàn giáo, giá đỡ.
- Chuyển vật liệu (gạch, vữa) lên sàn công tác ở độ cao trên 2m phải dùng các thiết bị vận chuyển. Bàn nâng gạch phải có thanh chắc chắn, đảm bảo không rơi đổ khi nâng, cấm chuyển gạch bằng cách tung gạch lên cao quá 2m.
- Khi làm sàn công tác bên trong nhà để xây thì bên ngoài phải đặt rào ngăn hoặc biển cấm cách chân t- ờng 1,5m nếu độ cao xây < 7,0m hoặc cách 2,0m nếu độ cao xây > 7,0m. Phải che chắn những lỗ t- ờng ở tầng 2 trở lên nếu ng- ời có thể lọt qua đ- ợc.
- Không đ- ợc phép :
 - + Đứng ở bờ t- ờng để xây.
 - + Đi lại trên bờ t- ờng.

- + Đứng trên mái hắt để xây.
- + Tựa thang vào t-ờng mới xây để lên xuống.
- + Để dụng cụ hoặc vật liệu lên bờ t-ờng đang xây.
- Khi xây nếu gặp m- a gió (cấp 6 trở lên) phải che đậy chống đỡ khối xây cẩn thận để khỏi bị xói lở hoặc sập đổ, đồng thời mọi ng- ời phải đến nơi ẩn nấp an toàn.
- Khi xây xong t-ờng biên về mùa m- a bão phải che chắn ngay.

5.2. Công tác hoàn thiện.

Sử dụng dàn giáo, sàn công tác làm công tác hoàn thiện phải theo sự h- ướng dẫn của cán bộ kỹ thuật. Không đ- ợc phép dùng thang để làm công tác hoàn thiện ở trên cao.

Cán bộ thi công phải đảm bảo việc ngắt điện hoàn thiện khi chuẩn bị trát, sơn... lên trên bề mặt của hệ thống điện.

Trát :

- Trát trong, ngoài công trình cần sử dụng giàn giáo theo quy định của quy phạm, đảm bảo ổn định, vững chắc.
- Cấm dùng chất độc hại để làm vữa trát màu.
- Đ- a vữa lên sàn tầng trên cao hơn 5m phải dùng thiết bị vận chuyển lên cao hợp lý.
- Thùng, xô cũng nh- các thiết bị chứa đựng vữa phải để ở những vị trí chắc chắn để tránh rơi, tr- ợt. Khi xong việc phải cọ rửa sạch sẽ và thu gọn vào 1 chỗ.

Quét vôi, sơn:

- Giàn giáo phục vụ phải đảm bảo yêu cầu của quy phạm chỉ đ- ợc dùng thang tựa để quét vôi, sơn trên 1 diện tích nhỏ ở độ cao cách mặt nền nhà (sàn) <5m
- Khi sơn trong nhà hoặc dùng các loại sơn có chứa chất độc hại phải trang bị cho công nhân mặt nạ phòng độc, tr- ớc khi bắt đầu làm việc khoảng 1h phải mở tất cả các cửa và các thiết bị thông gió của phòng đó.
- Khi sơn, công nhân không đ- ợc làm việc quá 2 giờ.
- Cấm ng- ời vào trong buồng đã quét sơn, vôi, có pha chất độc hại ch- a khô và ch- a đ- ợc thông gió tốt.

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.

B. Vệ sinh công nghiệp.

Do công trình thi công trong thành phố, do vậy việc đảm bảo vệ sinh lao động là rất cần thiết.

Có các biện pháp phòng chống bụi nh- sử dụng l- ới chắn bụi, sử dụng vật liệu ít bụi, những khu vực gây ra bụi nên đặt ở cuối h- ớng gió. Việc sử dụng bê tông th- ơng phẩm là biện pháp tốt để hạn chế l- ợng bụi cũng nh- đảm bảo tốt vệ sinh công nghiệp.

Th- ờng xuyên kiểm tra máy móc để hạn chế tối đa tiếng ồn.

Khi thi công trong khu vực nguy hiểm cần có mũ, găng tay, đeo khẩu trang để đảm bảo an toàn. Có biện pháp giáo dục ý thức, trách nhiệm th- ờng xuyên cho mọi ng- ời trên công tr- ờng./.