Chương 2

LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.1 Sơ bộ phương án kết cấu

2.1.1 Phân tích các dạng kết cấu khung

Theo TCXD 198 : 1997, các hệ kết cấu bê tông cốt thép toàn khối được sử dụng phổ biến trong các nhà cao tầng bao gồm: hệ kết cấu khung, hệ kết cấu tường chịu lực, hệ khung-vách hỗn hợp, hệ kết cấu hình ống và hệ kết cấu hình hộp. Việc lựa chọn hệ kết cấu dạng nào phụ thuộc vào điều kiện làm việc cụ thể của công trình, công năng sử dụng, chiều cao của nhà và độ lớn của tải trọng ngang như gió và động đất.

2.1.1.1 Hệ kết cấu khung

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

Trong thực tế, hệ kết cấu khung được sử dụng cho các ngôi nhà dưới 20 tầng với cấp phòng chống động đất ≤ 7; 15 tầng đối với nhà trong vùng có chấn động động đất cấp 8; 10 tầng đối với cấp 9.

2.1.1.2 Hệ kết cấu vách cứng và lõi cứng

Hệ kết cấu vách cứng có thể được bố trí thành hệ thống theo 1 phương, 2 phương hoặc liên kết lại thành các hệ không gian gọi là lõi cứng. Đặc điểm quan trọng của loại kết cấu này là khả năng chịu lực ngang tốt nên thường được sử dụng cho các công trình cao trên 20 tầng.

Tuy nhiên, độ cứng theo phương ngang của các vách cứng tỏ ra là hiệu quả rõ rệt ở những độ cao nhất định, khi chiều cao công trình lớn thì bản thân vách cứng phải có kích thước đủ lớn, mà điều đó thì khó có thể thực hiện được.

Trong thực tế, hệ kết cấu vách cứng được sử dụng có hiệu quả cho các ngôi nhà dưới 40 tầng với cấp phòng chống động đất cấp 7; độ cao giới hạn bị giảm đi nếu cấp phòng chống động đất cao hơn.

2.1.1.3 Hệ kết cấu khung - giằng (khung và vách cứng)

Hệ kết cấu khung - giằng (khung và vách cứng) được tạo ra bằng sự kết hợp hệ thống khung và hệ thống vách cứng. Hệ thống vách cứng thường được tạo ra tại khu vực cầu thang bộ, cầu thang máy, khu vực vệ sinh chung hoặc ở các tường biên, là các khu vực có tường nhiều tầng liên tục. hệ thống khung được bố trí tại các khu vực còn lại của ngôi nhà. Trong hệ thống kết cấu này, hệ thống vách chủ yếu chịu tải trọng ngang còn hệ thống khung chịu tải trọng thẳng đứng.

Hệ kết cấu khung - giằng tỏ ra là hệ kết cấu tối ưu cho nhiều loại công trình cao tầng. Loại kết cấu này được sử dụng cho các ngôi nhà dưới 40 tầng với cấp phòng chống động đất ≤ 7; 30 tầng đối với nhà trong vùng có chấn động động đất cấp 8; 20 tầng đối với cấp 9.

2.1.1.4 Hệ thống kết cấu đặc biệt

(Bao gồm hệ thống khung không gian ở các tầng dưới, phía trên là hệ khung giằng) Đây là loại kết cấu đặc biệt, được ứng dụng cho các công trình mà ở các tầng dưới đòi hỏi các không gian lớn; khi thiết kế cần đặc biệt quan tâm đến tầng chuyển tiếp từ hệ thống khung sang hệ thống khung giằng. Nhìn chung, phương pháp thiết kế cho hệ kết cấu này khá phức tạp, đặc biệt là vấn đề thiết kế kháng chấn.

2.1.1.5 Hệ kết cấu hình ống

Hệ kết cấu hình ống có thể được cấu tạo bằng một ống bao xung quanh nhà bao gồm hệ thống cột, dầm, giằng và cũng có thể được cấu tạo thành hệ thống ống trong ống. Trong nhiều trường hợp, người ta cấu tạo hệ thống ống ở phía ngoài, còn phía trong nhà là hệ thống khung hoặc vách cứng.

Hệ kết cấu hình ống có độ cứng theo phương ngang lớn, thích hợp cho các công trình cao từ 25 đến 70 tầng.

2.1.1.6 Hệ kết cấu hình hộp

Đối với các công trình có độ cao và mặt bằng lớn, ngoài việc tạo ra hệ thống khung bao quanh làm thành ống, người ta còn tạo ra các vách phía trong bằng hệ thống khung với mạng cột xếp thành hàng.

Hệ kết cấu đặc biệt này có khả năng chịu lực ngang lớn thích hợp cho những công trình rất cao, có khi tới 100 tầng.

2.1.2 . Lựa chọn phương án kết cấu khung

Công trình VIỆN KIỂM DỊCH SINH HỌC QUỐC GIA là một công trình cao tầng (7 tầng) với độ cao 35m (<40m). Nên theo TCVN chưa cần xét đến gió động và động đất. Mặt khác công trình nằm ở Đống Đa – Hà Nội, là khu vực ít xảy ra động đất. Do đó khi thiết kế hệ kết cấu công trình, đê đảm bảo công trình chịu được tải trọng, và để tiết kiệm chi phí xây dựng, em chọn giải pháp kết cấu là: hệ khung chịu lực.

2.1.3 Kích thước sơ bộ của kết cấu

2.1.3.1 Tiết diện cột

Diện tích sơ bộ của cột có thể xác định theo công thức :

$$F = (1{,}2 - 1{,}5)\frac{N}{R_n} \qquad (2\text{-}1)$$

Trong đó: k = 1,2 – 1,5 là hệ số kể đến ảnh hưởng của lệch tâm

R_n: Cường độ chịu nén của bêtông, bêtông ta chọn mác 250 có R_n=110(kG/cm^2)

N: Tải trọng tác dụng lên cột, sơ bộ với nhà có sàn 10 cm gồm có tĩnh tải (0,45 T/m^2) và hoạt tải (0,24 T/m^2) tổng là: q = 0,69 (Tấn/m^2)

$\rightarrow$ N = n×N_1 + trọng lượng tường

n: (Số tầng) = 7

N_1: tải trọng tác dụng lên cột ở một tầng :N_1= F×q

$$N = 6,6\times3,6\times0,69\times7 + 1,2 = 115,96(\text{Tấn})$$

+ Diện tích tiết diện ngang cột đối với tầng 1:

$$F = \frac{1,3\times115,96}{1100} = 0,137\ (m^2)$$

$\rightarrow$ Nhịp 6,6m chọn cột có tiết diện: 300×600(mm); F=0,18 > F_{yc}.

Nhịp 3.6m chọn cột có tiết diện: 220×400(mm)

Kích thước tiết diện cột: b×h = 300×600 (mm).

Tiết diện cột phải đảm bảo điều kiện ổn định:

$\lambda_{cột} \leq [\lambda_{cột}]$

$[\lambda_{cột}]$: Độ mảnh giới hạn của cột nhà $[\lambda_{cột}] = 30$.

Chiều dài của cột tầng 1 là l = 4.9 m (tính từ mặt sàn cốt ± 0.00 tới mặt sàn tầng 2 là 3.9 m, dự trù cho tôn nền và chiều sâu đặt móng là 1.0m. Vậy tổng cộng là 4.9m).

Sơ đồ tính cột theo TCVN 5574-91 – Cột trong nhà khung BTCT sàn đổ tại chỗ là:

$$l_0 = 0,7\times H = 0,7\times4,9 = 3,43m$$

$$\lambda_{cột} = \frac{l_0}{b} = \frac{3,43}{0,3} = 11,43 < [\lambda_{cột}] = 30$$

Vậy cột đảm bảo điều kiện ổn định.

2.1.3.2 Tiết diện dầm

Chiều cao dầm thường được lựa chọn theo nhịp với tỷ lệ $h_d = (1/8 – 1/12)L_d$ với dầm chính và $h_d = (1/12 – 1/20)L_d$ với dầm phụ.

Dầm ngang:(dầm khung)

Kích thước các nhịp dầm ngang là : 6,6m; 1,8m; 3,6m

+ Do các nhịp chênh lệch nhau lớn nhưng chiều dài của nhịp ngắn nhỏ nên. Khi chọn kích thước dầm ngang thiên về an toàn và thuận lợi cho thi công ta chọn tiết diện dầm các nhịp như nhau:

+ Chiều cao tiết diện dầm chọn như sau:

- Nhịp 6,6m :

$$h_d = \frac{l_d}{m_d} = \frac{6600}{12} = 550\ \text{mm} \Rightarrow \text{Chọn } h_d = 600\ \text{mm}$$

$$b = (0,3 \div 0,5)\times h \Rightarrow \text{Chọn } b = 300\ \text{mm}$$

- Nhịp 3.6m; 1,8m chọn (h×b) = 350×220mm

Dầm dọc: Nhịp 3,6 m.

+ Chiều cao tiết diện dầm: Chọn h_d = 300 mm

+ Bề rộng tiết diện dầm: Chọn b_d = 220 mm

Vậy kích thước tiết diện dầm: b×h = 220×300 mm

Dầm phụ đỡ mái tum, dầm bo, dầm đáy bể nước:

Chọn sơ bộ có tiết diện b×h = 200×300 mm

Sau khi chất tải (Tĩnh tải, hoạt tải) lên các dầm phải kiểm tra lại chiều cao làm việc h_0 của các dầm xem có thoả mãn không, nếu không thoả mãn thì phải điều chỉnh lại cho hợp lý.

2.1.3.3 Phân tích lựa chọn phương án kết cấu sàn

1) Đề xuất phương án kết cấu sàn :

Công trình có bước cột khá lớn (6,6-3,6m), ta có thể đề xuất một vài phương án kết cấu sàn thích hợp với nhịp này là:

+ Sàn BTCT có hệ dầm chính, phụ (sàn sườn toàn khối)

+ Hệ sàn ô cờ

+ Sàn phẳng BTCT ứng lực trước không dầm

+ Sàn BTCT ứng lực trước làm việc hai phương trên dầm

Trên cơ sở phân tích ưu nhược điểm của từng loại phương án kết cấu sàn để lựa chọn ra một dạng kết cấu phù hợp nhất về kinh tế, kỹ thuật, phù hợp với khả năng thiết kế và thi công của công trình

a) Phương án sàn sườn toàn khối BTCT:

Cấu tạo hệ kết cấu sàn bao gồm hệ dầm chính phụ và bản sàn.

Ưu điểm: Lý thuyến tính toán và kinh nghiệm tính toán khá hoàn thiện, thi công đơn giản, được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn phương tiện thi công. Chất lượng đảm bảo do đã có nhiều kinh nghiệm thiết kế và thi công trước đây.

Nhược điểm: Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, hệ dầm phụ bố trí nhỏ lẻ với những công trình không có hệ thống cột giữa, dẫn đến chiều cao thông thuỷ mỗi tầng thấp hoặc phải nâng cao chiều cao tầng không có lợi cho kết cấu khi chịu tải trọng ngang. Không gian kiến trúc bố trí nhỏ lẻ, khó tận dụng. Quá trình thi công chi phí thời gian và vật liệu lớn cho công tác lắp dựng ván khuôn.

b)Phương án sàn ô cờ BTCT:

Cấu tạo hệ kết cấu sàn bao gồm hệ dầm vuông góc với nhau theo hai phương, chia bản sàn thành các ô bản kê bốn cạnh có nhịp bé, theo yêu cầu cấu tạo khoảng cách giữa các dầm vào khoảng 3m. Các dầm chính có thể làm ở dạng dầm bẹt để tiết kiệm không gian sử dụng trong phòng.

Ưu điểm: Tránh được có quá nhiều cột bên trong nên tiết kiệm được không gian sử dụng và có kiến trúc đẹp, thích hợp với các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn như hội trường, câu lạc bộ. Khả năng chịu lực tốt, thuận tiện cho bố trí mặt bằng.

Nhược điểm: Không tiết kiệm, thi công phức tạp. Mặt khác, khi mặt bằng sàn quá rộng cần phải bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cũng không tránh được những hạn chế do chiều cao dầm chính phải lớn để giảm độ võng. Việc kết hợp sử dụng dầm

chính dạng dầm bẹt để giảm chiều cao dầm có thể được thực hiện nhưng chi phí cũng sẽ tăng cao vì kích thước dầm rất lớn.

c)Phương án sàn không dầm ứng lực trước :

Cấu tạo hệ kết cấu sàn bao gồm các bản kê trực tiếp lên cột (có mũ cột hoặc không)

*)Ưu điểm:

+ Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình

+ Tiết kiệm được không gian sử dụng

+ Dễ phân chia không gian

+ Tiến độ thi công sàn ƯLT (6 - 7 ngày/1 tầng/1000m^2 sàn) nhanh hơn so với thi công sàn BTCT thường.

+ Do có thiết kế điển hình không có dầm giữa sàn nên công tác thi công ghép ván khuôn cũng dễ dàng và thuận tiện từ tầng này sang tầng khác do ván khuôn được tổ hợp thành những mảng lớn, không bị chia cắt, do đó lượng tiêu hao vật tư giảm đáng kể, năng suất lao động được nâng cao.

+ Khi bêtông đạt cường độ nhất định, thép ứng lực trước được kéo căng và nó sẽ chịu toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu mà không cần chờ bêtông đạt cường độ 28 ngày. Vì vậy thời gian tháo dỡ cốt pha sẽ được rút ngắn, tăng khả năng luân chuyển và tạo điều kiện cho công việc tiếp theo được tiến hành sớm hơn.

+ Do sàn phẳng nên bố trí các hệ thống kỹ thuật như điều hoà trung tâm, cung cấp nước, cứu hoả, thông tin liên lạc được cải tiến và đem lại hiệu quả kinh tế cao.

*)Nhược điểm:

+ Tính toán tương đối phức tạp, mô hình tính mang tính quy ước cao, đòi hỏi nhiều kinh nghiệm vì phải thiết kế theo tiêu chuẩn nước ngoài.

+ Thi công phức tạp đòi hỏi quá trình giám sát chất lượng nghiêm ngặt.

+ Thiết bị và máy móc thi công chuyên dùng, đòi hỏi thợ tay nghề cao. Giá cả đắt và những bất ổn khó lường trước được trong quá trình thiết kế, thi công và sử dụng.

d)Phương án sàn ứng lực trước hai phương trên dầm:

Cấu tạo hệ kết cấu sàn tương tự như sàn phẳng nhưng giữa các đầu cột có thể được bố trí thêm hệ dầm, làm tăng độ ổn định cho sàn. Phương án này cũng mang các ưu nhược điểm chung của việc dùng sàn BTCT ứng lực trước. So với sàn phẳng trên cột, phương án này có mô hình tính toán quen thuộc và tin cậy hơn, tuy nhiên phải chi phí vật liệu cho việc thi công hệ dầm đổ toàn khối với sàn.

2) Lựa chọn phương án kết cấu sàn:

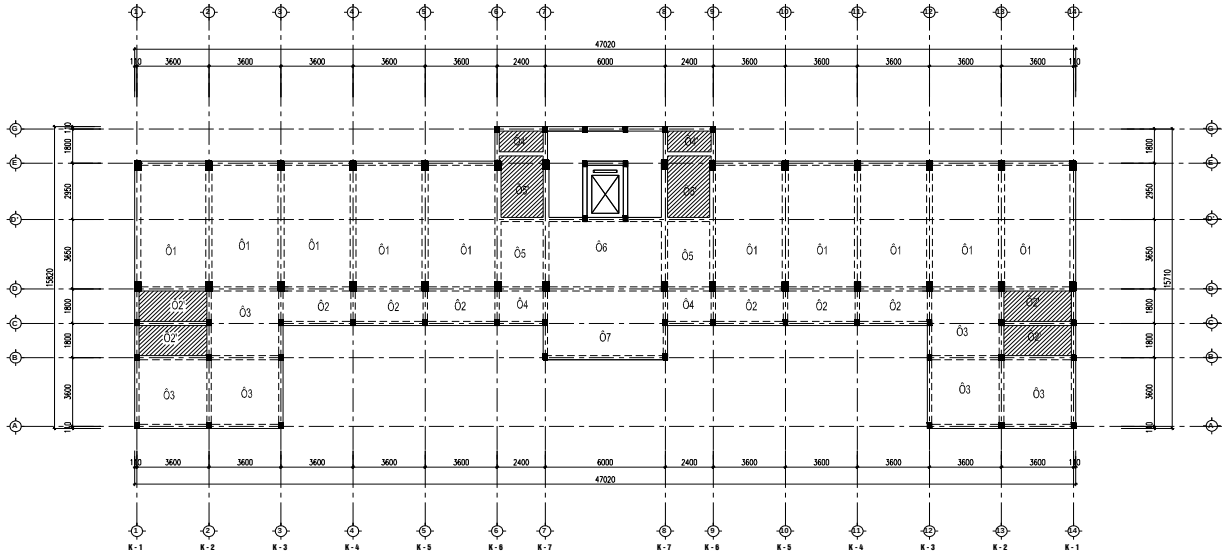
Đặc điểm cụ thể của công trình

+ Bước cột nhỏ (3,6m), nhịp khá lớn (6,6m), chiều cao tầng cung tương đối cao (3,9m).

Trên cơ sở phân tích các phương án kết cấu sàn, đặc điểm của công trình, để đảm bảo khả năng chịu tải trọng của sàn, khả năng thẩm mỹ, và tiết kiệm chi phí, nên em đã

chọn loại sàn BTCT có hệ dầm chính dầm phụ. (Sàn sườn toàn khối). Kích thước tiết diện của các cấu kiện được lựa chọn như sau:

+ Chiều dày sàn được lấy (1/40-1/45)L đối với sàn làm việc hai phương. Kích thước ô sàn lớn nhất là 6,6 x 3,6m nên ta chọn h_s = 10 cm , đảm bảo điều kiện trên.



MẶT BẰNG CÁC Ô SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

2.2 Tính toán tải trọng

Tải trọng Đứng

Tĩnh tải sàn

Bảng 2-1. ***Tĩnh tải sàn làm việc .***

STT	Các lớp cấu tạo	δ	γ	n	Tính toán	G_{tt}(kG/m^2)
1	Gạch lát hoa 30×30	0,02	2200	1,1	0,02×2200×1,1	48,4
2	Lớp vữa lát gạch	0,015	1800	1,3	0,015×1800×1,3	35,1
3	Bản BTCT	0,1	2500	1,1	0,1×2500×1,1	275
4	Lớp vữa trát trần	0,01	1800	1,3	0,01×1800×1,3	23,4
5	Tổng					381,9

Bảng 2-2. ***Tĩnh tải sàn mái.***

STT	Các lớp cấu tạo	δ	γ	n	Tính toán	G_{tt}(kG/m^2)
1	Láng vữa XM mác 75	0,015	1800	1,3	0,015×1800×1,3	35,1
2	Bản BTCT	0,1	2500	1,1	0,1×2500×1,1	275
3	Lớp vữa trát trần	0,015	1800	1,3	0,015×1800×1,3	35,1
4	Mái tôn xà gồ thép lấy trung bình 30 (KG/m^2)			1,1	30×1,1	33
5	Tổng					378,2

Bảng 2-3. ***Tĩnh tải sàn vệ sinh.***

STT	Các lớp cấu tạo	δ	γ	n	Tính toán	$G_{tt}(kG/m^2)$
1	Gạch chống trơn	0,02	2000	1,1	0,02×2000×1,1	44
2	Lớp vữa lát gạch	0,015	1800	1,3	0,015×1800×1,3	35,1
3	Lớp bê tông chống thấm	0,04	2500	1,1	0,04×2500×1,1	110
4	Bản BTCT	0,1	2500	1,1	0,1×2500×1,1	275
5	Lớp vữa trát trần	0,01	1800	1,3	0,01×1800×1,3	23,4
6	Tổng					449,2

Bảng Xác định hoạt tải sàn

STT	Tên hoạt tải	g^{tc} (kG/m^2)	HSVT n	$g^{tt}(kG/m^2)$
1	- Phòng WC	200	1,2	240
2	- Phòng làm việc	200	1,2	240
3	- Sảnh – Cầu thang	300	1,2	360
4	- Hành lang, ban công	300	1,2	360
5	- Phòng họp	400	1,2	480
6	- Sàm mái	75	1,3	97,5

Tải trọng tường xây, và dầm trên 1m dài.

Bảng 2-4. ***Tải trọng tường xây, dầm trên 1m dài.***

STT	Các lớp cấu tạo	γ	n	Tính toán	∑g (KG/m)
1	Tường 220 cao 3,6m Vữa trát dày 1,5cm	1800 1800	1,1 1,3	0,22×(3,6– 0,5)×1800×1,1 0,015×(3,6 – 0,5)×1800×1,3	1306,8 210,6
	Tổng				1517,4
	Khi có cửa sổ và cửa đi lại thì hệ số giảm tải lấy là: 1517,4×0,8				1213,9
2	Dầm 30×60cm Vữa trát dày 1,5cm	2500 1800	1,1 1,3	(0,6 - 0,1)×0,3×2500×1,1 0,015×(0,22 +2×0,4)×1800×1,3	412,5 35,80
3	Tổng				448,3
	Dầm 22×35cm Vữa trát dày 1,5cm	2500 1800	1,1 1,3	(0,35 - 0,1)×0,22×2500×1,1 0,015×(0,22+2×0,25)×1800×1,3	151,25 25,27
	Tổng				176,52
4	Dầm 22×30cm Vữa trát dày 1,5cm	2500 1800	1,1 1,3	(0,3 - 0,1)×0,22×2500×1,1 0,015×(0,22 +2×0,2)×1800×1,3	121 21,76
	Tổng				142,76
5	Dầm 20×30cm Vữa trát dày 1,5cm	2500 1800	1,1 1,3	(0,3 - 0,1)×0,2×2500×1,1 0,015×(0,22 +2×0,2)×1800×1,3	110 21,76
	Tổng				131,06
6	Tường 110 cao 70cm Vữa trát dày 1,5cm	1800 1800	1,1 1,3	0,11×0,7×1800×1,1 0,015(0,11 + 2×0,7)×1800×1,3	152,46 53,00
	Tổng				205,46

Chương 3

TÍNH TOÁN BẢN SÀN

3.1 Khái quát chung.

3.1.1. Sơ đồ tính:

Các ô bản liên kết với dầm biên thì quan niệm tại đó sàn liên kết khớp với dầm, liên kết giữa các ô bản với dầm chính, phụ ở giữa thì quan niệm dầm liên kết ngàm với dầm.

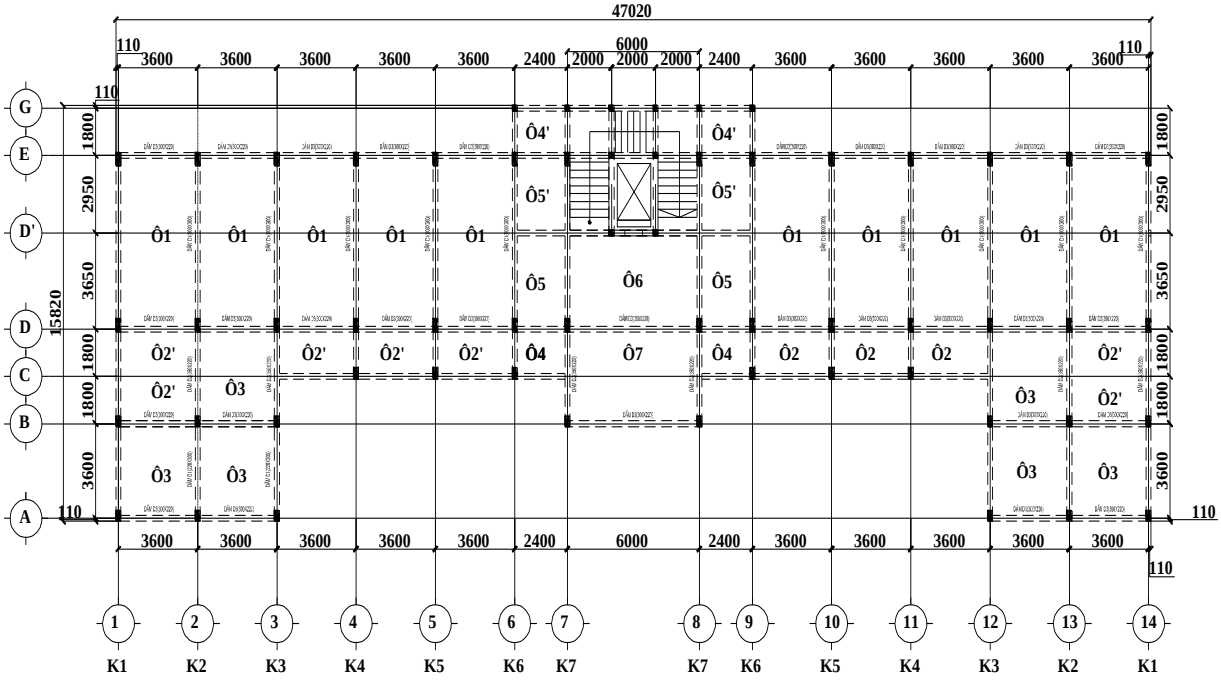
3.1.2. Phân loại các ô sàn:

- Dựa vào kích thước các cạnh của bản sàn trên mặt bằng kết cấu ta phân các ô sàn ra làm 2 loại:

+ Các ô sàn có tỷ số các cạnh $\frac{l_2}{l_1} \leq 2$ Ô sàn làm việc theo 2 phương

(Thuộc loại bản kê 4 cạnh): Gồm có: $Ô_1$, $Ô_2$, $Ô_2'$, $Ô_3$, $Ô_4$, $Ô_4'$, $Ô_5'$, $Ô_5$, $Ô_6$, $Ô_7$

+ Các ô sàn có tỷ số các cạnh $\frac{l_2}{l_1} > 2$ Ô sàn làm việc theo một phương .



Hình 3-1: Mặt bằng các ô sàn tầng điển hình.

3.2. Tải trọng tác dụng lên sàn.

3.2.1 Tĩnh tải.

Tĩnh tải tác dụng lên sàn chỉ có trọng lượng các lớp sàn

Tải trọng do các lớp cấu tạo sàn đã được tính ở phần trước.

$$G = 381{,}9\ KG/m^2$$

3.2.2 Hoạt tải.

- Hoạt tải sàn trong phòng: $p^{tc} = 200$ KG/m^2

$$p^{tt} = 1,2\times200 = 240 \text{ KG/m}^2$$

- Hoạt tải sàn hành lang: $p^{tc} = 300$ KG/m^2

$$p^{tt} = 1,2\times300 = 360 \text{ KG/m}^2$$

3.2.3 Tổng tải trọng tác dụng trên các ô sàn.

Bảng 3-1: Tải trọng tác dụng lên các ô sàn. (Kg/m^2)

Ô sàn	Kích thước ($l_1\times l_2$)	Tĩnh Tải	Hoạt tải	Tải tính toán
Ô1	3,6×6,6	381,9	240	621,9
Ô2'	1,8×3,6	449,2	240	689,2
Ô3	3,6×3,6	381,9	240	621,9
Ô4'	1,8×2,4	449,2	240	689,2
Ô5'	2,4×2,95	449,2	240	689,2
Ô2	1,8×3,6	381,9	360	741,9
Ô4	1,8×2,4	381,9	360	741,9
Ô5	2,4×3,65	381,9	360	741,9
Ô6	3,65×6,0	381,9	360	741,9
Ô7	3,6×6,0	381,9	360	741,9

3.3. Tính toán nội lực của các ô sàn.

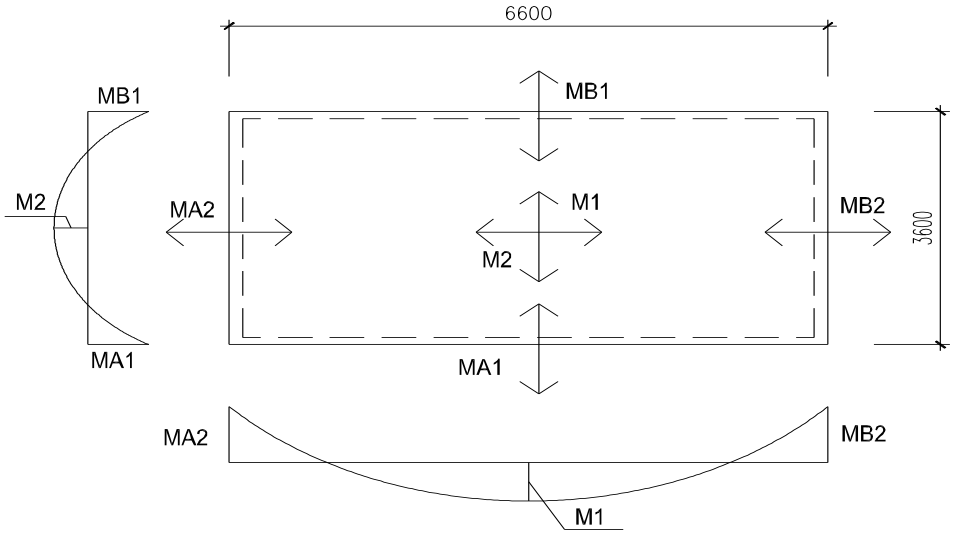
3.3.1 Số liệu tính toán.

Bê tông mác 250 có cường độ tính toán R_n =110, R_k = 8,3 kG/cm^2.

Cốt thép nhóm AI có cường độ tính toán R_a= 2100 kG/cm^2.

3.3.2. Xác định nội lực cho bản làm việc 2 phương.

3.3.2.1 Trình tự tính toán.



Hình 3-2: Nội lực của ô sàn Ô1

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

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

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

+ Các mômen nói trên đều được tính cho mỗi đơn vị bề rộng bản, lấy b = 1m

+ Tính toán bản theo sơ đồ khớp dẻo.

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

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

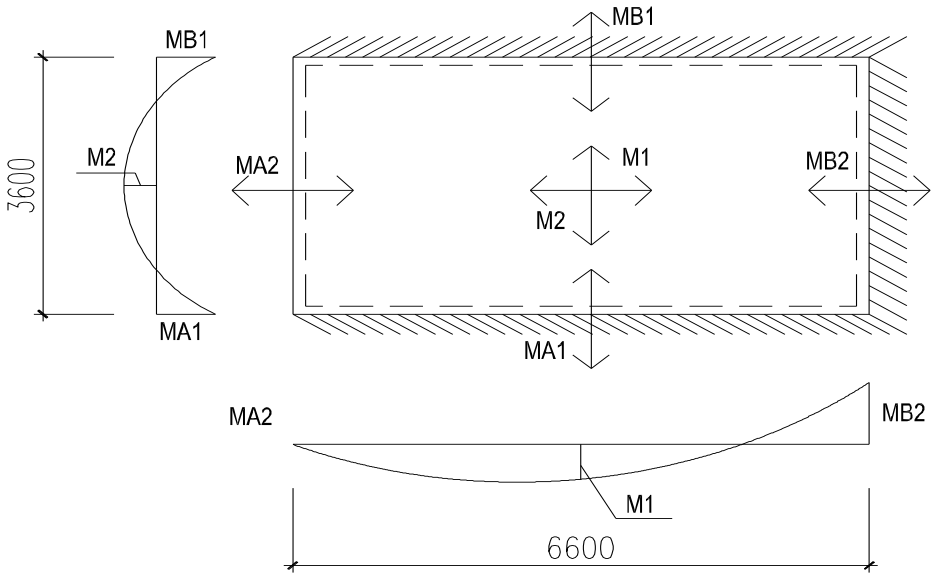
$$\frac{q\times l_{t1}^2(l_{t2}-l_{t1})}{12}=(M_1+M_{A1}+M_{B1})l_{t2}+(M_2+M_{A2}+M_{B2})l_{t1} \qquad (3\text{-}1)$$

+ Lấy M_1 làm ẩn số chính và qui định tỉ số: $\theta=\frac{M_2}{M_1}$; $A_i=\frac{M_{Ai}}{M_1}$; $B_i=\frac{M_{Bi}}{M_1}$ sẽ đưa phương trình về còn 1 ẩn số M_1, sau đó dùng các tỉ số đã qui định để tính lại các mômen khác.

3.3.2.2 Tính cho ô bản điển hình.

Ô bản Ô1 có: $l_1\times l_2 = 3{,}6\times 6{,}6$m.

- *Sơ đồ tính toán.*



Hình 3-3: Sơ đồ tính toán ô sàn điển hình.

- *Nhịp tính toán.* $l_{0i} = l_i - b_d + 0{,}5\times h_b$ (3-2)

+ Kích thước tính toán:

$l_{02} = 6,6 - 0,22 + 0,5\times0,1 = 6,43$ m

$l_{01} = 3,6 - 0,3 + 0,5\times0,1 = 3,35$ m

+ Xét tỷ số hai cạnh $\frac{l_{02}}{l_{01}} = 1,92 \Rightarrow$ Tính toán theo bản kê 4 cạnh làm việc theo hai phương.

- Tải trọng tính toán.

+ Tĩnh tải: G = 381,9 KG/m^2

+ Hoạt tải: p^{tt} = 240 KG/m^2

+ Tổng tải trọng tác dụng lên bản là:

$q = 381,9 + 240 = 621,9$ KG/m^2

- *Xác định nội lực.*

+ Tính tỷ số: $r = \frac{l_{02}}{l_{01}} = 1,92 \Rightarrow$ Tra bảng 6.2 (Sách sàn BTCT toàn khối) ta có được các giá trị như sau: $\theta = \frac{M_2}{M_1} = 0,34 \Rightarrow M_2 = 0,34\times M_1$

$$B_1 = \frac{M_{B1}}{M_1} = 1 \Rightarrow M_{B1} = 1\times M_1$$

$$A_1 = \frac{M_{A1}}{M_1} = 1 \Rightarrow M_{A1} = 1\times M_1$$

$$B_2 = \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,54 \Rightarrow M_{B2} = 0,54\times M_1$$

+ Thay vào phương trình mômen trên ta có:

$$\text{VT: } \frac{621,9\times 3,35^2\times\ 3\times 6,43-3,35}{12} = 9257,38 \text{ KGm}$$

$$\text{VP: } 4M_1\ \times 6,43+\ 2\times 0,34M_1+0,54M_1+0\ \times 3,35\ = 29,807\times M_1$$

$9257,37 = 29,807\times M_1 \Rightarrow M_1 = 310,58$ KGm

$M_{A2} = 0$; $M_{B2} = 0,54$x310,58 = 167,71 (Kgm)

$M_2 = 0,34\times 310,58 = 105,6$ (Kgm)

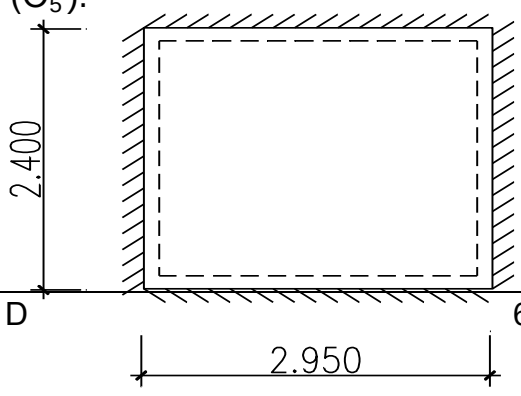
$M_{A1} = M_{B1} = 1\times M_1 = 1\times 310,58 = 310,58$ KGm

3.3.3 Xác định nội lực cho sàn khu vệ sinh ($\hat{O}_5'$).

a. Kích thước ô sàn*:*

Ô sàn $\hat{O}_5'$ có $l_1\times l_2 = 2,4\times 2,95$m.

b. Sơ đồ tính toán.



Hình 3-5: Sơ đồ tính ô sàn vệ sinh.

Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn, nội lực trong ô sàn vệ sinh được tính theo sơ đồ đàn hồi và bỏ qua sự làm việc liên tục của các ô bản:

Xét tỷ số : $\frac{l_2}{l_1} = \frac{2,95}{2,4} = 1,23 < 2 \Rightarrow$ Bản làm việc theo 2 phương.

+ Theo phương cạnh ngắn:

$\frac{h_d}{3} = \frac{300}{3} = 100\,cm = h_b = 100cm \Rightarrow$ Bản được coi là ngàm vào dầm

+ Theo phương cạnh dài:

$\frac{h_d}{3} = \frac{600}{3} = 200\,cm > h_b = 100cm \Rightarrow$ Bản được coi là ngàm vào dầm.

Vậy ô bản $Ô_5$' được coi là bản kê bốn cạnh, làm việc theo sơ đồ số 9

(Sách sổ tay thực hành kết cấu – PGS . PTS . Vũ Mạnh Hùng)

c. Tải trọng tính toán (Đan sàn liên tục làm việc hai phương).

+ Mômen ở nhịp:

Theo phương cạch ngắn: $M_{i1} = m_{11}P' + m_{i1}P''$

Theo phương cạch dài: $M_{i2} = m_{12}P' + m_{i2}P''$

+ Mômen âm:

Theo phương cạch ngắn: $M_I = k_{i1}(P' + P'')$

Theo phương cạch dài: $M_{II} = k_{i2}(P' + P'')$

m_{11}, m_{12}, m_{i1}, m_{i2} tra bảng 1-19.

$$P' = (G + \frac{p}{2}) \times l_1 \times l_2 \qquad (3\text{-}3)$$

$$= (449,2 + \frac{240}{2}) \times 2,4 \times 2,95 = 4030\ KG/m^2$$

$$P'' = \frac{p}{2} \times l_1 \times l_2 = \frac{240}{2} \times 2,4 \times 2,95 = 849,6\ KG/m^2$$

d. Xác định nội lực.

Với : $\frac{l_2}{l_1} = \frac{2,95}{2,4} = 1,23$, tra bảng 1 - 19 (Sách sổ tay thực hành kết cấu – PGS. PTS . Vũ Mạnh Hùng) ta có:

$m_{11} = 0,0432$; $m_{12} = 0,0287$

$m_{91} = 0,0205$; $m_{92} = 0,0139$

$k_{91} = 0,0471$; $k_{92} = 0,0315$

+ Tính toán ta có:

- $M_{91} = m_{11}P' + m_{91}P''$

  $= 0,0432\times4030 + 0,0205\times849,6 = 191,5$ KG.m

- $M_{92} = m_{12}P' + m_{92}P''$

  $= 0,0287\times4030 + 0,0139\times849,6 = 127,5$ KG.m

- $M_I = 0,0471\times(4030 + 849,6) = 229,8$ KG.m

- $M_{II} = 0,0315\times(4030 + 849,6) = 153,7$ KG.m

3.4 Tính toán cốt thép cho bản sàn.

3.4.1. Tính toán cốt thép cho bản làm việc 2 phương.

Tính cho ô bản điển hình ($\hat{O}_1$):

Tính với tiết diện chữ nhật có b×h = 100×10 (cm);

a. Tính thép chịu mô men dương theo phương cạnh ngắn:

$M_2 = 105,6$ KGm = 10560 KG.cm.

Chọn a_o=2 cm $\Rightarrow$ ho = h- a_o= 10 - 2 = 8 cm

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{10560}{110\times100\times8^2} = 0,015 < 0,3 \qquad (3\text{-}4)$$

$$\gamma = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2\times0,015}\right) = 0,9924$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_o} = \frac{10560}{2300\times0,9924\times8} = 0,578 \text{ cm}^2. \qquad (3\text{-}5)$$

- Dùng thép theo cấu tạo ϕ6 a=200mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 5 thanh ϕ6.

$F_a = 0,283\times5 = 1,415$ cm^2.

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b\times h_0}100\% = \frac{1,415}{100\times8}100\% = 0,177\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

b. Tính thép chịu mô men dương theo phương cạnh dài:

$M_1 = 310,58$ KGm = 31058 kGcm.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{31058}{110\times100\times8^2} = 0,044 < 0,3$$

$$\gamma = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2\times0,044}\right) = 0,977$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_o} = \frac{31058}{2300\times0,977\times8} = 1,728 \text{ cm}^2.$$

- Dùng thép ϕ6 a = 150 mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 7 thanh ϕ6

$F_a = 0,283\times7 = 1,981\ cm^2$.

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b\times h_0}100\% = \frac{1,981}{100\times8}100\% = 0,248\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

c. Tính thép chịu mô men âm theo phương cạnh ngắn:

$M_{B1} = 310,58$ KGm = 31058 kG.cm.

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{31058}{110\times100\times8^2} = 0,044 < 0,3$$

$$\gamma = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2\times0,044}\right) = 0,977$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a\gamma h_o} = \frac{31058}{2300\times0,977\times8} = 1,728\ cm^2.$$

- Dùng thép ϕ6 a = 150 mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 7 thanh ϕ6

$F_a = 0,283\times7 = 1,981\ cm^2$.

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b\times h_0}100\% = \frac{1,981}{100\times8}100\% = 0,248\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

d. Tính thép chịu mô men âm theo phương cạnh dài:

$M_{B2} = 167,71$ KGm = 16771 kG.cm.

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{16771}{110\times100\times8^2} = 0,024 < 0,3$$

$$\gamma = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5\times\left(1+\sqrt{1-2\times0,024}\right) = 0,988$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a\gamma h_o} = \frac{16771}{2300\times0,988\times8} = 0,92\ cm^2.$$

- Dùng thép ϕ6 a = 200 mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 7 thanh ϕ6

$F_a = 0,283\times5 = 1,415\ cm^2$.

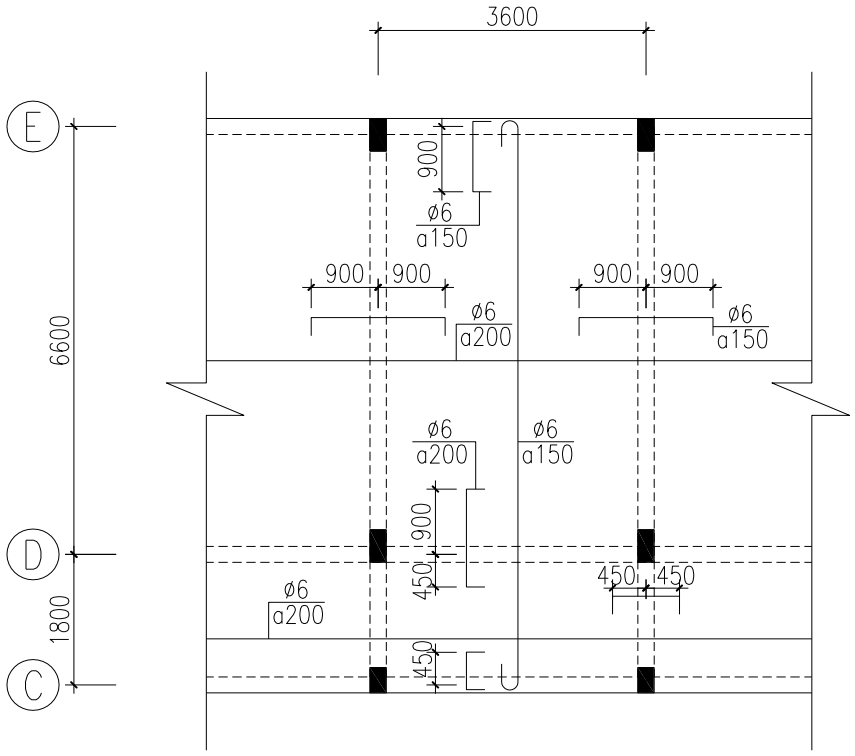
- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b\times h_0}100\% = \frac{1,415}{100\times8}100\% = 0,177\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

- Các giá trị mômen của các ô bản này đều nhỏ hơn giá trị mômen tính toán và cũng để thuận lợi cho thi công nên không cần tính toán lại. Lấy kết quả vừa tính được áp dụng cho các ô còn lại.

Thép chịu mômen âm đặt phía trên gối phải kéo dài khỏi mép gối một đoạn khoảng 0,25×l

(l nhịp theo phương cạnh ngắn)



Hình 3-6: Mặt bằng bố trí thép ô sàn Ô1

3.4.2. Tính toán thép cho ô sàn khu vệ sinh (ô sàn $Ô_5'$).

Ô sàn vệ sinh là ô sàn làm việc theo hai phương $l_1 \times l_2$ = 2,4×2,95 (m) .

- Mômen dương lớn nhất theo phương cạnh ngắn : M_1 = 191,5 KG.m
- Mômen dương lớn nhất theo phương cạnh dài : M_2 = 127 KG.m
- Mômen âm lớn nhất trên gối theo phương cạnh ngắn : M_I = 229,8 KG.m
- Mômen âm lớn nhất trên gối theo phương cạnh dài : M_{II} = 153,7 KG.m

a. Tính thép chịu mômen âm theo phương cạnh ngắn:

M_I = 229,8 KG.m = 22980 KG.cm.

Chọn a_0 =2 cm $\Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8$ cm

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{22980}{110 \times 100 \times 8^2} = 0,033 < 0,3$$

$$\gamma = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2A}\right) = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,033}\right) = 0,982$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_o} = \frac{22980}{2300 \times 0,982 \times 8} = 1,27 \text{ cm}^2.$$

- Dùng thép theo cấu tạo ϕ6 a =200mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 5 thanh ϕ6.

F_a = 0,283×5 = 1,415 cm^2.

+ Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b \times h_0} 100\% = \frac{1,415}{100 \times 8} 100\% = 0,177\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

b. Tính thép chịu mô men âm theo phương cạnh dài:

M_{II} = 153,7 KG.m = 15370 KG.cm.

Chọn a_0 =2 cm $\Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8$ cm

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

$$A = \frac{M_{II}}{R_n b h_0^2} = \frac{15370}{110 \times 100 \times 8^2} = 0,022 < 0,3$$

$$\gamma = 0,5 \times \left(+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5 \times \left(+\sqrt{1-2 \times 0,022}\right) = 0,988$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_o} = \frac{15370}{2300 \times 0,988 \times 8} = 0,846 \text{ cm}^2.$$

- Dùng thép theo cấu tạo ϕ6 a = 200 mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 5 thanh ϕ6.

F_a = 0,283×5 = 1,415 cm^2.

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b \times h_0} 100\% = \frac{1,415}{100 \times 8} 100\% = 0,177\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

c. Tính thép chịu mô men dương theo phương cạnh ngắn:

M_1 = 191,5 KG.m = 19150 KG.cm.

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

Chọn a_0 =2 cm $\Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8$ cm

$$A = \frac{M_1}{R_n b h_0^2} = \frac{19150}{110 \times 100 \times 8^2} = 0,027 < 0,3$$

$$\gamma = 0,5 \times \left(+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5 \times \left(+\sqrt{1-2 \times 0,027}\right) = 0,986$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_o} = \frac{19150}{2300 \times 0,986 \times 8} = 1,055 \text{ cm}^2.$$

- Dùng thép theo cấu tạo ϕ6 a=200mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 5 thanh ϕ6.

F_a = 0,283×5 = 1,415 cm^2.

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b \times h_0} 100\% = \frac{1,415}{100 \times 8} 100\% = 0,177\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

d. Tính thép chịu mô men dương theo phương cạnh dài :

M_2 = 127 KG.m = 12700 KG.cm.

- Tính với tiết diện chữ nhật b×h =100×10 cm đặt cốt đơn.

Chọn a_0 =2 cm $\Rightarrow h_0 = h - a_0 = 10 - 2 = 8$ cm

$$A = \frac{M_2}{R_n b h_0^2} = \frac{12700}{110 \times 100 \times 8^2} = 0{,}018 < 0{,}3$$

$$\gamma = 0{,}5 \times \left(+\sqrt{1-2A}\right) = 0{,}5 \times \left(+\sqrt{1-2\times 0{,}018}\right) = 0{,}991$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bề rộng 1m là:

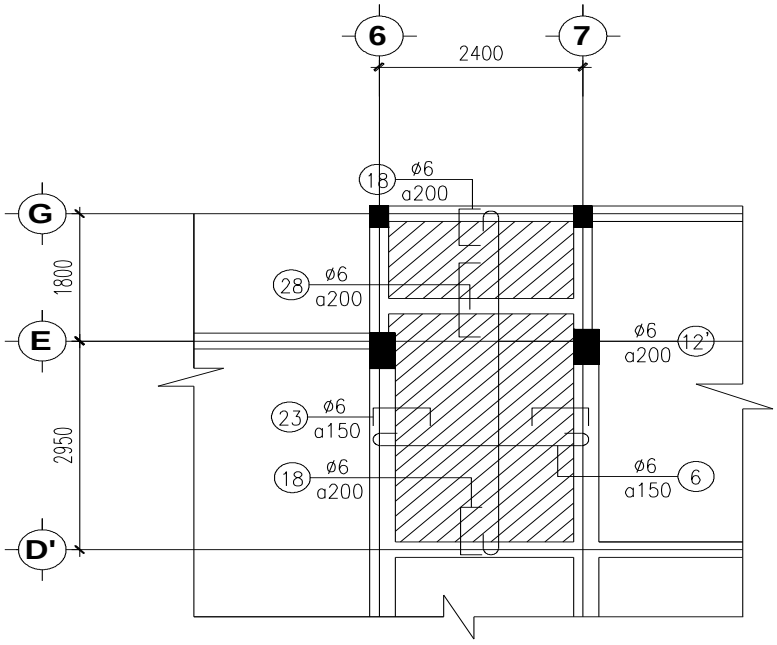
$$F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_o} = \frac{12700}{2300 \times 0{,}991 \times 8} = 0{,}696 \text{ cm}^2.$$

- Dùng thép theo cấu tạo ϕ6 a = 200 mm $\Rightarrow$ Trong mỗi mét bề rộng bản có 5 thanh ϕ6.

$$F_a = 0{,}283 \times 5 = 1{,}415 \text{ cm}^2.$$

- Hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{b \times h_0} 100\% = \frac{1{,}415}{100 \times 8} 100\% = 0{,}177\% \Rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$



Hình 3-7: Mặt bằng bố trí thép sàn vệ sinh.

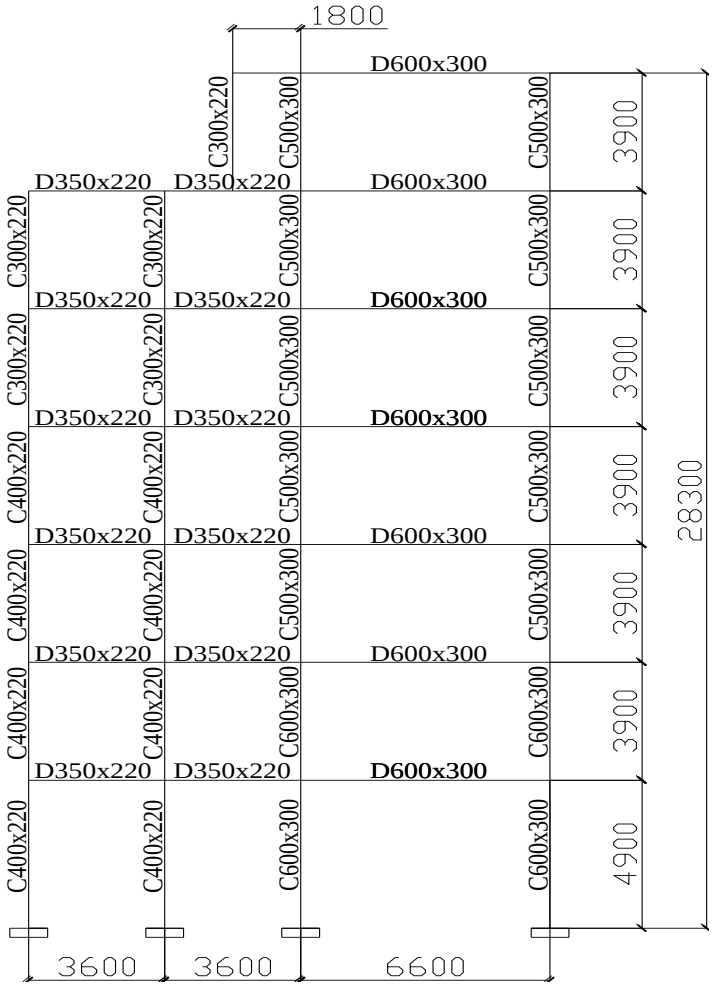
3.5. Bố trí thép bản vẽ.

Xem bản vẽ KC - 02

Chương 4 :

Tính toán dầm

Thiết kế thép cho dầm - khung trục 12



Hình 4-1: Kích thước khung trục 12

4.1 Xác định tĩnh tải phân bố truyền vào khung trục 12.

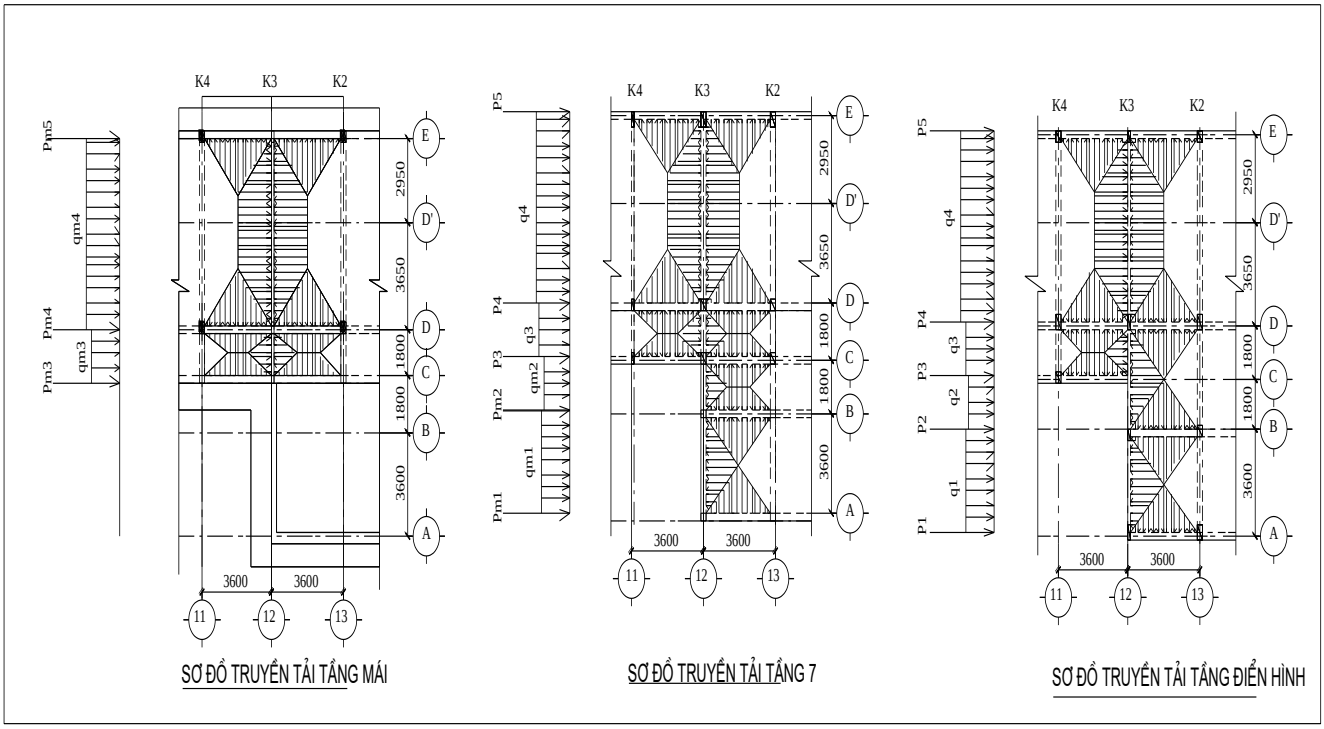
Các hệ số quy đổi phân bố dạng tam giác và hình thang về dạng phân bố đều

$$Q = k \times q_{tt} \times \frac{l_1}{2} \qquad (2\text{-}2)$$

Trong đó:

- Đối với hình thang $k = 1 - 2\beta^2 + \beta^3$; với $\beta = \frac{l_1}{2 \times l_2}$
- Đối với hình tam giác $k = \frac{5}{8}$

Áp dụng công thức trên ta có bảng tĩnh tải phân bố truyền vào khung trục 12 như sau:



Hình 4-2: mặt bằng truyền tải lên khung trục 12. (Tĩnh tải)

Bảng 4-1. Xác định tĩnh tải phân bố đều truyền vào khung trục 12

Tên tải	Cách tính toán	q^{tt}(kG/m)
	SÀN MÁI	
q_{m3}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 378,2\times\frac{1,8}{2}$ x2	425,48
	- Do tường xây vượt mái: $\frac{5}{8}\times 1213,9\times 2,6$	1972,6
	- Do sàn sê nô truyền vào: 445,7×0,91	405,6
	Tổng	**2803,68**
q_{m4}	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng hình thang:$0,872\times 378,2\times\frac{3,6}{2}\times 2$	1186,6
	- Do tường xây vượt mái: $\frac{5}{8}\times 1213,9\times 2,6$	1972,6
	Tổng	**3159,2**
	SÀN TẦNG 7	
q_{m1}	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 378,2\times\frac{3,6}{2}$	425,48
	- Do tường xây cao 70:	209,54

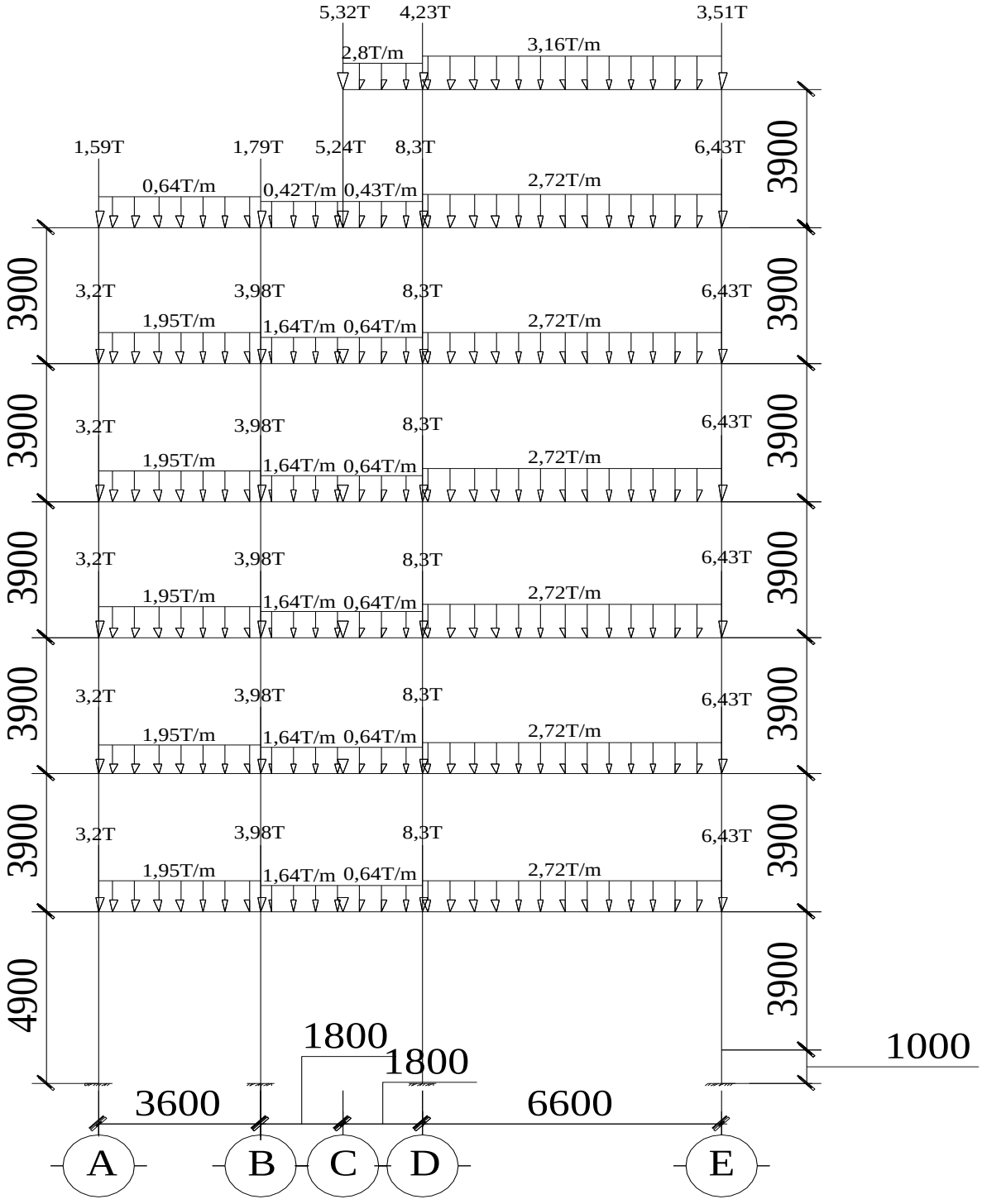
	Tổng	**635,02**
q_{m2}	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 378,2\times \frac{1,8}{2}$	212,74
	- Do tường xây cao 70:	209,54
	Tổng	**422,28**
q_3	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{1,8}{2}$ x2	429,64
	Tổng	**429,64**
q_4	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng hình thang: $0,872\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times 2$	1198,86
	- Do trọng lượng tường 220:	1517,4
	Tổng	**2716,26**
SÀN TẦNG		
q_1	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}$	429,64
	- Do trọng lượng tường 220:	1517,4
	Tổng	**1947,04**
q_2	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}$	429,64
	- Do trọng lượng tường 220:	1213,9
	Tổng	**1643,54**
q_3	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}$	429,64
	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{1,8}{2}$	214,82
	Tổng	**644,64**
q_4	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng hình thang: $0,872\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times 2$	1198,86
	- Do trọng lượng tường 220:	1517,4
	Tổng	**2716,26**

Bảng 2-6. Xác định tĩnh tải tập chung truyền vào khung trục 3

Tên tải	Cách tính toán	q^{tt}(kG)
SÀN MÁI		
P_{m3}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times378,2\times\frac{3,6}{2}$ x3,6	2181,16
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times\frac{3,6}{2}$ x3,6	925,08
	- Do sàn sê nô truyền vào: 445,7×0,91×3,6	1460,11
	- Do tường xây cao 70: $209,54\times\frac{3,6}{2}$ x2	754,34
	Tổng	**5320,69**
P_{m4}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times378,2\times\frac{3,6}{2}$ x3,6	2181,16
	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times378,2\times\frac{3,6}{2}\times3,6$	1531,71
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: 142,76×3,6	513,9
	Tổng	**4226,77**
P_{m5}	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times378,2\times\frac{3,6}{2}\times3,6$	1531,71
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: 142,76×3,6	513,9
	- Do sàn sê nô truyền vào: 445,7×0,91×3,6	1460,1
	Tổng	**3505,71**
SÀN TẦNG 7		
P_1	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times378,2\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	765,86
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times\frac{3,6}{2}$	256,9
	- Do tường xây cao 70: $209,54\times(\frac{3,6}{2}+0,91)$	567,85
	Tổng	**1590,61**
P_2	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times378,2\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}\times2$	1531,71

	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times\frac{3,6}{2}$	256,9
	Tổng	**1788,61**
P_3	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times381,9\times\frac{3,6}{2}$	611,80
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times\frac{3,6}{2}$	256,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times3,6$	4370,04
	Tổng	**5238,74**
P_4	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times381,9\times\frac{3,6}{2}\times3,6$	1546,7
	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times381,9\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	1101,25
	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times378,2\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	765,86
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times3,6$	513,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times3,6$	4370,04
	Tổng	**8297,75**
P_5	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times381,9\times\frac{3,6}{2}\times3,6$	1546,7
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times3,6$	513,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times3,6$	4370,04
	Tổng	**6430,64**
SÀN TẦNG		
P_1	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times381,9\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	773,35
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times\frac{3,6}{2}$	256,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times\frac{3,6}{2}$	2185,02
	Tổng	**3214,27**

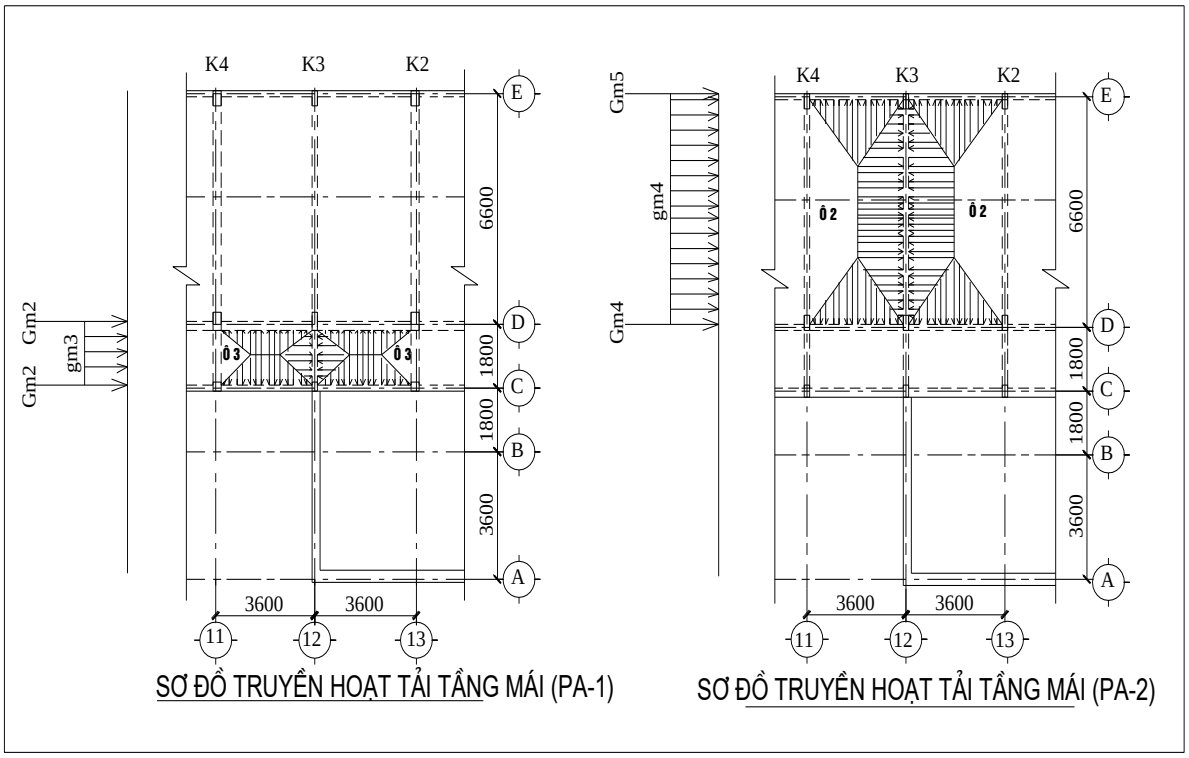
P_2	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times \frac{3,6}{2}\times 2$	1546,7
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times \frac{3,6}{2}$	2185,02
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times \frac{3,6}{2}$	256,9
	Tổng	**3988,62**
P_3	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang:$0,89\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times \frac{3,6}{2}$	1101,25
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times \frac{3,6}{2}$	256,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times \frac{3,6}{2}$	2185,02
	Tổng	**3543,17**
P_4	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times 3,6$	1546,7
	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang:$0,89\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times \frac{3,6}{2}$	1101,25
	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times \frac{3,6}{2}$	773,35
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times 3,6$	513,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times 3,6$	4370,04
	Tổng	**8305,24**
P_5	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 381,9\times \frac{3,6}{2}\times 3,6$	1546,7
	- Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $142,76\times 3,6$	513,9
	- Do trọng lượng tường 220: $1213,9\times 3,6$	4370,04
	Tổng	**6429,74**



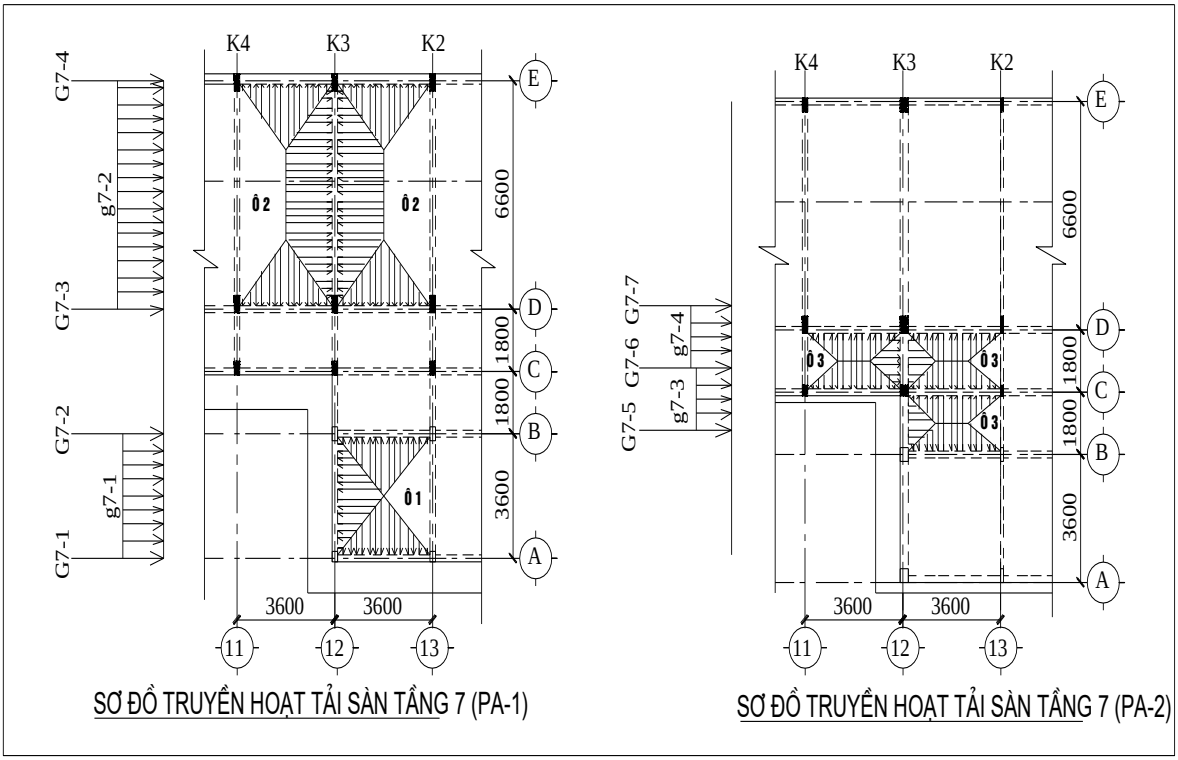
Hình 4-3: Sơ đồ tĩnh tải tác dụng lên khung trục 12

4.2 Xác định hoạt tải phân bố truyền vào khung trục 12.

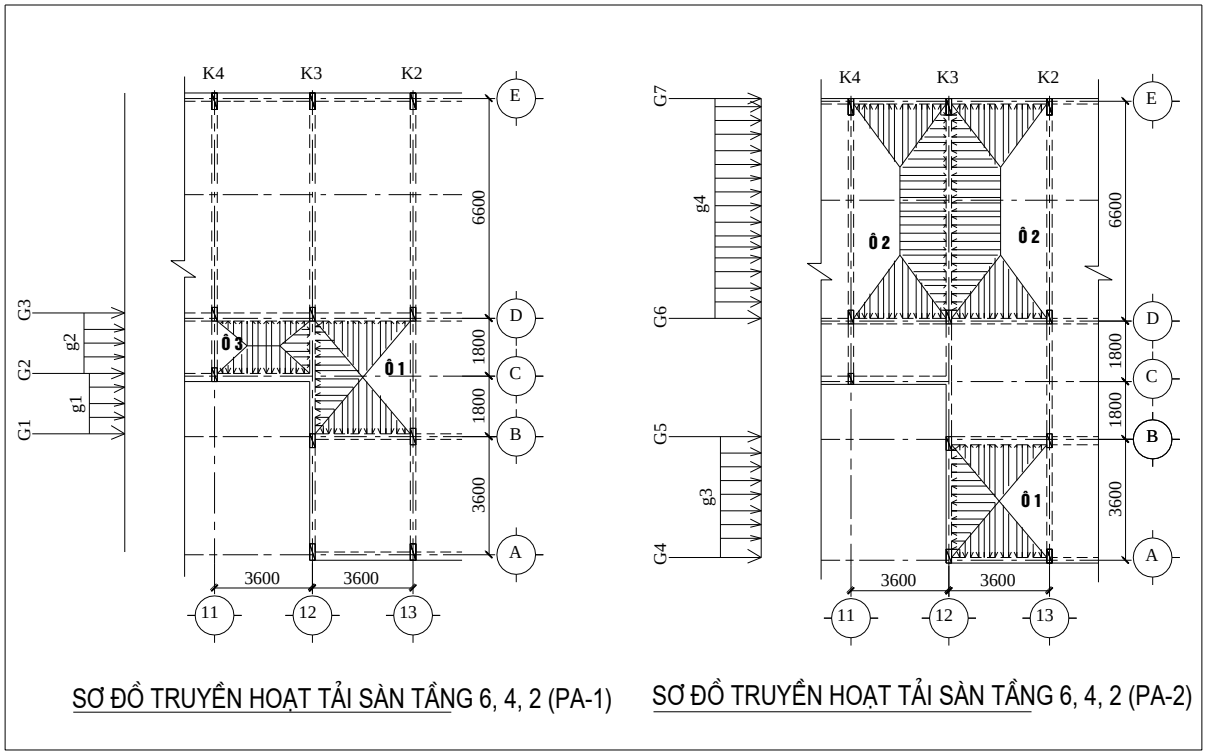
Các mặt bằng truyền tải phương án bất lợi nhất (P.A – 1; P.A - 2)



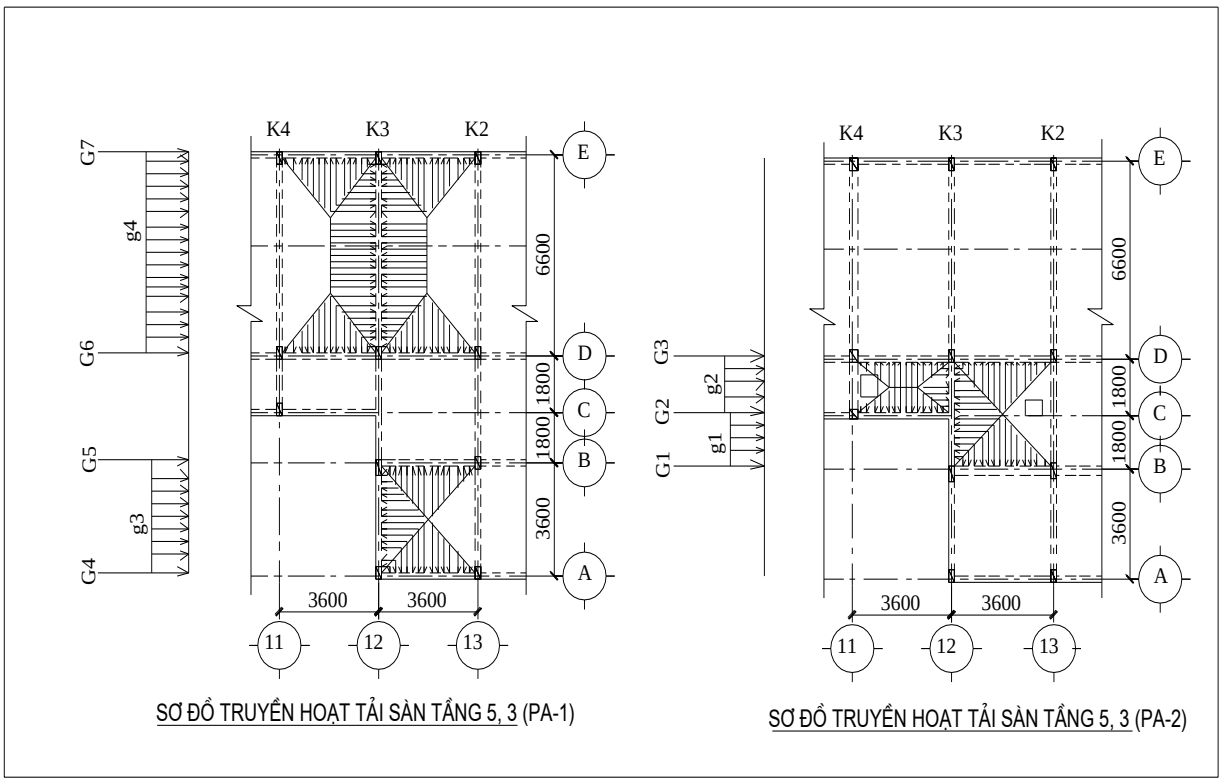
Hình 4-4: Sơ đồ truyền tải tầng mái.



Hình4-5: Sơ đồ truyền tải tầng 7.



Hình 4-6: Sơ đồ truyền tải tầng 6, 4, 2.



Hình 4-7: Sơ đồ truyền tải tầng 5, 3.

Bảng 4-2: Xác định hoạt tải phân bố truyền vào khung 12 (Cách tầng cách nhịp)

Tên tải	Cách tính toán	q^{tt}(kG/m)
SÀN MÁI (NHỊP CD – P.A 1)		
g_{m3}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times \frac{1,8}{2}$ x2	109,69
	Tổng	**109,69**
SÀN MÁI (NHỊP DE – P.A 2)		
g_{m4}	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,872\times 97,5\times \frac{3,6}{2}\times 2$	306,07
	Tổng	**306,07**
SÀN TẦNG 7 (NHỊP AB, DE – P.A 1)		
g_{7-1}	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times \frac{3,6}{2}$	109,68
	- Do sàn sê nô truyền vào tính khi ngập nước: $1000\times 0,7\times 0,8\times 1,1\times 0,91$	560,56
	Tổng	**670,24**
g_{7-2}	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,872\times 240\times \frac{3,6}{2}\times 2$	753,41
	Tổng	**753,41**
SÀN TẦNG 7 (NHỊP BD – P.A 2)		
g_{7-3}	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times \frac{3,6}{2}$	109,68
	Tổng	**109,68**
g_{7-4}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 224\times \frac{1,8}{2}$ x2	252
	Tổng	**252**
SÀN TẦNG (NHỊP BD – P.A 1)		
g_1	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 240\times \frac{3,6}{2}$	270
	Tổng	**270**

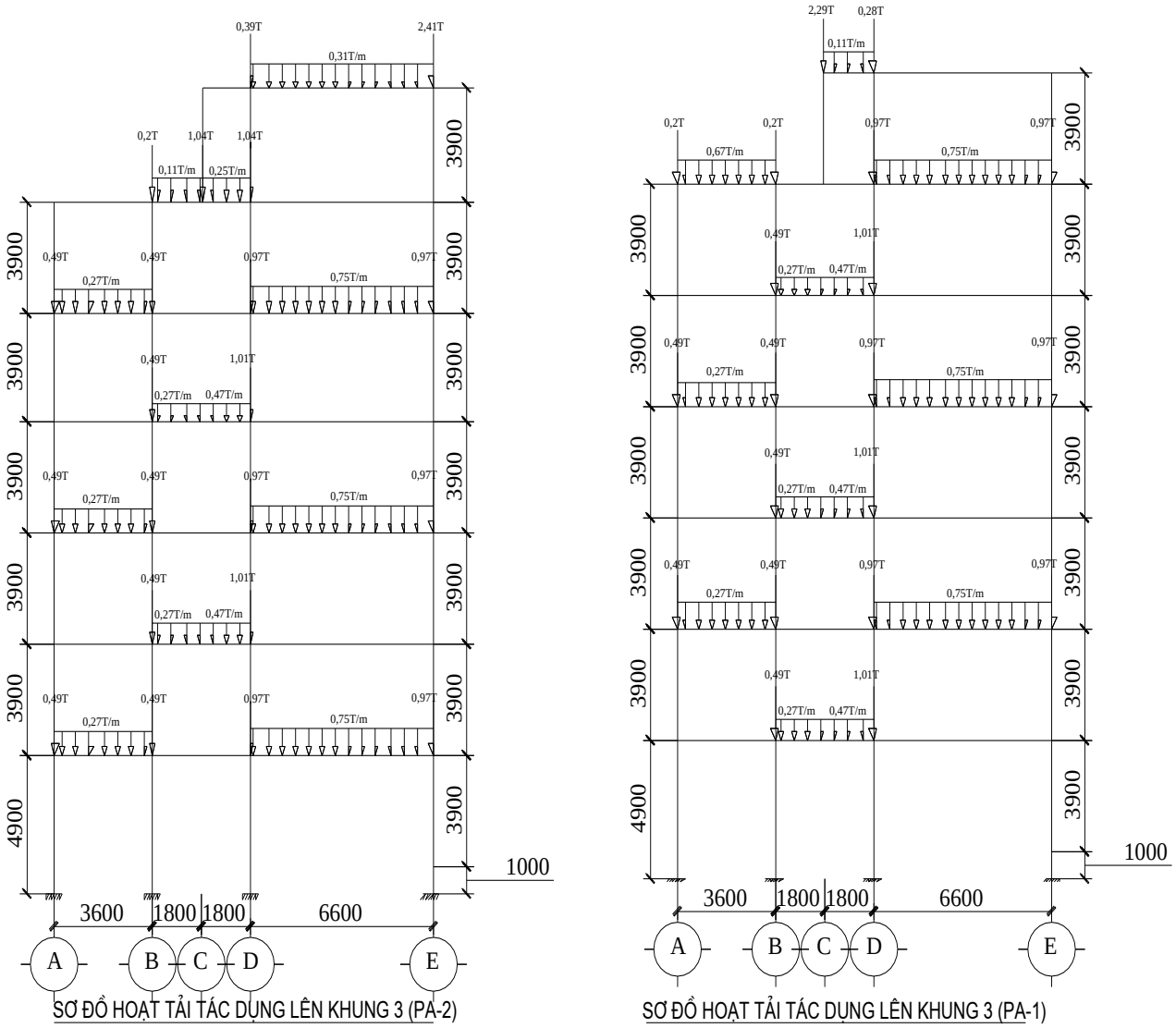
g_2	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times240\times\frac{3,6}{2}$	270
	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times360\times\frac{1,8}{2}$	202,5
	Tổng	**472,5**
SÀN TẦNG (NHỊP AB, DE – P.A 2)		
g_3	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times224\times\frac{3,6}{2}$	270
	Tổng	**270**
g_4	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng hình thang: $0,872\times240\times\frac{3,6}{2}\times2$	753,4
	Tổng	**753,4**

Bảng 4-3. Xác định hoạt tải tập chung truyền vào khung 12 (Cách tầng cách nhịp)

Tên tải	Cách tính toán	q^{tt}(kG)
SÀN MÁI (NHỊP CD – P.A 1)		
G_{m2}	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times97,5\times\frac{1,8}{2}\times3,6$	281,15
	- Do sàn sê nô truyền vào tính khi ngập nước: $1000\times0,7\times0,8\times1,1\times0,91\times\frac{3,6}{2}\times2$	2018
	Tổng	**2299,15**
G_{m3}	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times97,5\times\frac{1,8}{2}\times3,6$	281,15
	Tổng	**281,15**
SÀN MÁI (NHỊP DE – P.A 2)		
G_{m4}	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times97,5\times\frac{3,6}{2}\times3,6$	394,87
	Tổng	**394,87**

G_{m5}	- Do $\hat{O}_{2m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times\frac{3,6}{2}\times 3,6$	394,87
	- Do sàn sê nô truyền vào tính khi ngập nước: $1000\times 0,7\times 0,8\times 1,1\times 0,91\times\frac{3,6}{2}\times 2$	2018
	Tổng	**2412,87**
SÀN TẦNG 7 (NHỊP AB, DE – P.A 1)		
G_{7-1}	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	197,4
	Tổng	**197,4**
G_{7-2}	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	197,4
	Tổng	**197,4**
G_{7-3}	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 240\times\frac{3,6}{2}\times 3,6$	972
	Tổng	**972**
G_{7-4}	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 240\times\frac{3,6}{2}\times 3,6$	972
	Tổng	**972**
SÀN TẦNG 7 (NHỊP BD – P.A 2)		
G_{7-5}	- Do $\hat{O}_{1m}$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times 97,5\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	197,4
	Tổng	**197,4**
G_{7-6}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times 360\times\frac{1,8}{2}\times 3,6$	1038,1
	Tổng	**1038,1**
G_{7-7}	- Do $\hat{O}_{3m}$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times 360\times\frac{1,8}{2}\times 3,6$	1038,1
	Tổng	**1038,1**
SÀN TẦNG (NHỊP BD – P.A 1)		

G_1	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times240\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	486
	Tổng	**486**
G_2	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang: $0,89\times360\times\frac{1,8}{2}\times\frac{3,6}{2}$	519,04
	Tổng	**519,04**
G_3	- Do $\hat{O}_3$ truyền vào dạng hình thang:$0,89\times360\times\frac{1,8}{2}\times\frac{3,6}{2}$	519,04
	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times240\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	486
	Tổng	**1005,04**
SÀN TẦNG (NHỊP AB, DE – P.A 2)		
G_4	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times240\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	486
	Tổng	**486**
G_5	- Do $\hat{O}_1$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times240\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}$	486
	Tổng	**486**
G_6	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times240\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}\times2$	972
	Tổng	**972**
G_7	- Do $\hat{O}_2$ truyền vào dạng tam giác: $\frac{5}{8}\times214\times\frac{3,6}{2}\times\frac{3,6}{2}\times2$	972
	Tổng	**972**



Hình 4-8: Sơ đồ hoạt tải tác dụng lên khung trục 12.

4.3 Xác định tải trọng ngang tác dụng vào khung trục 12

4.3.1 Đặc điểm:

- Công trình được thiết kế với các cấu kiện chịu lực chính là khung bê tông cốt thép. Sàn có chiều dày δ =10cm.

- Để đơn giản cho tính toán và thiên về an toàn ta coi tải trọng ngang chỉ có khung chịu lực, các khung chịu tải trọng ngang theo diện chịu tải.

4.3.2 Xác định tải trọng gió tác dụng lên công trình

- Theo TCVN 2737 - 1995 thành phần động của tải trọng gió phải được kể đến khi tính toán công trình tháp trụ, các nhà nhiều tầng cao hơn 40m và tỉ số độ cao trên bề rộng $\frac{H}{B} > 1,5$

- Công trình "Viện Kiểm Định Sinh Học Quốc Gia" có chiều cao công trình H = 30,13(m)

- Ta thấy H = 30,13(m) < 40(m)

Vậy theo TCVN 2737-1995 ta không phải tính đến thành phần động của tải trọng gió.

Thành phần gió tĩnh:

Tải trọng gió:

- Tải trọng gió tác động lên công trình bao gồm 2 thành phần: gió động và gió tĩnh.

- Giá trị của tải trọng phụ thuộc vào các thông số, hình dạng kích thước, độ nhám bề mặt, hướng của vật cả so với chiều gió và các vật kế cận. Công trình được xây dựng tại Hà Nội có chiều cao đến đỉnh mái là 30,13m < 40m $\rightarrow$ khi tính toán không cần thiết phải tính toán đến ảnh hưởng của gió động. Giá trị tính toán của tải trọng gió được xác định theo công thức:

$$W = n \times W_o \times k \times c \times B \qquad (2\text{-}3)$$

+ W_o: giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng áp lực trong TCVN 2737-1995. Với địa hình Hà Nội là vùng II-B $\rightarrow$ $W_0 = 95$ KG/m^2)

+ k: hệ số tính toán kể đến sự thay đổi áp lực gió theo chiều cao và địa hình

+ c: hệ số khí động, gió đẩy c = + 0,8

gió hút c = - 0,6

+ n: hệ số vượt tải n = 1,2

+ B: diện truyền tải

*** Áp lực gió từ trái sang.**

- Áp lực gió tại mức sàn có độ cao H = 11,7m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,0272:

$$W_đ = 1,2 \times 0,8 \times 95 \times 1,0272 \times 1,8 = 168,6 \text{ (KG/m)}$$

$$W_h = 1,2 \times (-0,6) \times 95 \times 1,0272 \times 3,6 = - 252,9 \text{ (KG/m)}$$

- Áp lực gió tại mức sàn có độ cao H = 23,4m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,162:

$$W_đ = 1,2 \times 0,8 \times 95 \times 1,162 \times 1,8 = 190,7 \text{ (KG/m)}$$

$$W_h = 1,2 \times (-0,6) \times 95 \times 1,162 \times 3,6 = - 286,13 \text{ (KG/m)}$$

- Áp lực gió tại mức sàn có độ cao H = 27,3m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,1957:

$$W_đ = 1,2 \times 0,8 \times 95 \times 1,1957 \times 1,8 = 196,29 \text{ (KG/m)}$$

$$W_h = 1,2 \times (-0,6) \times 95 \times 1,1957 \times 3,6 = - 294,43 \text{ (KG/m)}$$

- Áp lực gió ở đỉnh mái có độ cao H = 30,13m được quy về tải tập trung tại cốt sàn H = 27,3m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,1957:

$$W_đ = 1,2 \times 0,8 \times 95 \times 1,1957 \times 1,8 \times 3,83 = 751,79 \text{ (KG)}$$

$$W_h = 1,2 \times (-0,6) \times 95 \times 1,1957 \times 3,6 \times 3,83 = - 1127,67 \text{ (KG)}$$

*** Áp lực gió từ phải sang.**

- Áp lực gió tại mức sàn có độ cao H = 11,7m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,0272:

$W_đ$ = 1,2×0,8×95×1,0272×3,6 = 337,2 (KG/m)

W_h = 1,2×(-0,6)×95×1,0272×1,8 = - 126,46 (KG/m)

- Áp lực gió tại mức sàn có độ cao H = 23,4m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,162:

$W_đ$ = 1,2×0,8×95×1,162×3,6 = 381,5 (KG/m)

W_h = 1,2×(-0,6)×95×1,162×1,8 = - 143,08 (KG/m)

- Áp lực gió tại mức sàn có độ cao H = 27,3m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,1957:

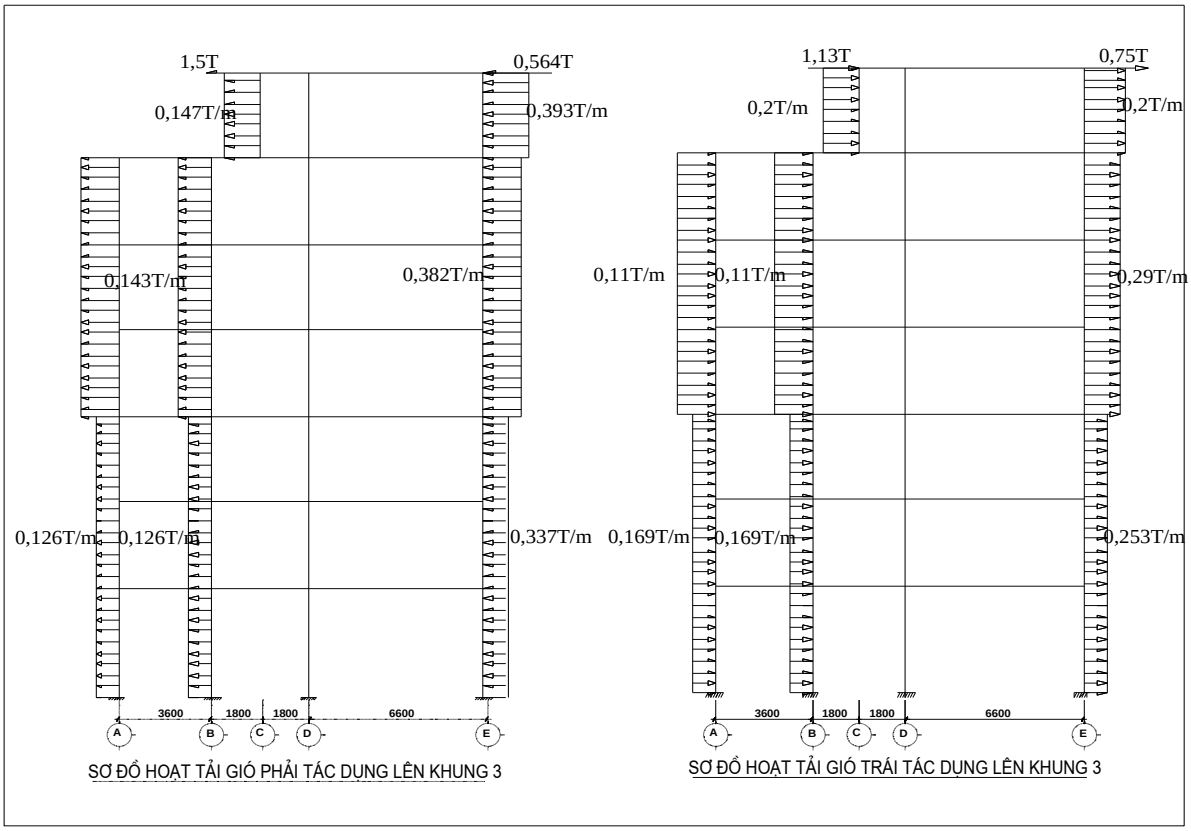
$W_đ$ = 1,2×0,8×95×1,1957×3,6 = 392,57 (KG/m)

W_h = 1,2×(-0,6)×95×1,1855×1,8 = - 147,21 (KG/m)

- Áp lực gió ở đỉnh mái có độ cao H = 30,13m được quy về tải tập trung tại cốt sàn H = 27,3m. (Tra bảng 2-TCVN 2737:1995): Hệ số k địa hình B ta được hệ số k = 1,1957:

$W_đ$ = 1,2×0,8×95×1,1957×3,6×3,83 = 1503,54 (KG)

W_h = 1,2×(-0,6)×95×1,1855×1,8×3,83 = - 563,8 (KG)



Hình 4-9: Sơ đồ hoạt tải gió tác dụng lên khung 3.

4.4 Tính toán nội lực cho công trình

4.4.1 Lựa chọn phần mềm tính toán nội lực

Để tính toán kết cấu một công trình xây dựng dân dụng có nhiều phần mềm kết cấu trong và ngoài nước để các nhà thiết kế lựa chọn như:ETAPS, SAP 2000 (CSI-Mỹ), STAAD III/PRO (REI-Mỹ), PKPM (Trung Quốc), ACECOM (Thái Lan), KPW (CIC - Việt Nam), VINASAS (CIC - Việt Nam).

Công trình "Viện Kiểm Định Sinh Học Quốc Gia" là một công trình tương đối lớn. Để tính kết cấu cho công trình này, ta có thể sử dụng phần mềm SAP 2000, hoặc ETAPS. Tuy ETAPS là phần mềm hiện đại, với nhiều ứng dụng để tính nhà cao tầng. Nhưng ETAPS chỉ chuyên tính cho khung không gian, nếu dùng để tính cho khung phẳng sẽ mất nhiều công mà kết quả không khác so với trương trình SAP 2000. Do đó em quyết định chọn phần mêm SAP 2000 đê tính kết cấu khung phẳng của công trình.

4.4.2 khai báo tải trọng

a.Tĩnh tải:

Chương trình SAP 2000 tự động dồn tải trọng bản thân của khung nên đầu vào ta chỉ cần khai báo kích thước của khung. Còn Tĩnh tải tác dụng lên khung ta khai báo số liệu như đã tính toán ở trên .

Đặc trưng của vật liệu được dùng thiết kế như mô đun đàn hồi, trọng lượng riêng, hệ số poatxông, nếu không theo sự ngầm định của máy: với bê tông M250 ta nhập E = $2,7.10^6$ T/m^2; γ =2,5 T/m^3 chương trình tự động dồn tải dồn tĩnh tải về khung nút.

b.Hoạt tải đứng:

Để có thể tính toán được những trường hợp bất lợi nhất của công trình khi chịu hoạt tải tác dụng, em sẽ chất tải theo phương pháp lệch tầng lệch nhip. Khí đó em sẽ có 2 phương án chất hoạt tải: Hoạt tải 1(HT1); Hoạt tải 2 (HT2).(Các số liệu đã được tính ở phần trên.)

Tải trọng gió: Gồm 2 thành phần :

- Thành phần gió tĩnh (gió trái, gió phải)
- Thành phần gió động.(bỏ qua.)

+Thành phần gió tĩnh được tính cho khoảng chiều cao mỗi bước là 10m, mặt khác để thuân tiện cho lúc chất tải. Em đã chia miền ảnh hưởng của gió động theo 3 mức chiều cao đó là: 11,7m; 23,4m; 27,3m.. Mặt khác theo hướng gió, em chia thành 2 loại tải trọng gió đó là: Tải trọng gió trái (GT); Tải trọng gió phải (GP).Các số liệu đã được tính toán ở trên. Tải trọng động đất:(Bỏ qua)

4.4.3 Mô hình tính toán nội lực

Sơ đồ tính được lập trong phần mềm tính kết cấu SAP2000 dưới dạng khung phẳng có sự tham gia của phần tử frame là dầm, cột.

Tải trọng được nhập trực tiếp lên các phần tử chịu tải theo các trường hợp tải trọng (TT, HT1, HT2, GIO PHAI, GIO TRAI). Phần tải trọng bản thân do máy tự tính nên ta chỉ nhập tĩnh tải phụ thêm ngoài tải trọng bản thân. Hoạt tải tính toán được nhân với hệ số giảm tải trước khi nhập vào máy.

Nội lực của các phần tử được xuất ra và tổ hợp theo các quy định trong TCVN 2737-1995 và TCXD 198-1997

4.4.4 Tổ hợp nội lực

a.Cơ sở cho việc tổ hợp nội lực

Tổ hợp nội lực nhằm tạo ra các cặp nội lực nguy hiểm có thể xuất hiện trong quá trình làm việc của kết cấu. Từ đó dùng để thiết kế thép cho các cấu kiện.

- Các loại tổ hợp nội lực:

+ Tổ hợp cơ bản 1: TT + 1 HT

+ Tổ hợp cơ bản 2: TT + nhiều hơn 2 HT với hệ số 0,9

b.Tổ hợp nội lực cho cột - khung trục 3

- Nội lực cột được xuất ra theo hai mặt cắt I-I (chân cột) và II-II (đỉnh cột)

- Tổ hợp nội lực tiến hành theo cả hai phương X,Y, tìm ra các cặp nội lực nguy hiểm gồm

(M_{max+}, N_{tu}) ; (M_{max-} , N_{tu}) ; (N_{max} , M_{tu})

- Dự kiến việc thiết kế thép cột sẽ thay đổi thép trong pham vi 5 tầng. Do đó nội lực cột được xuất ra và tổ hợp tại các tầng : tầng hầm 2, tầng 2, 6, 7,

- Kết quả tổ hợp cụ thể được thể hiện trong bảng tổ hợp nội lực cột

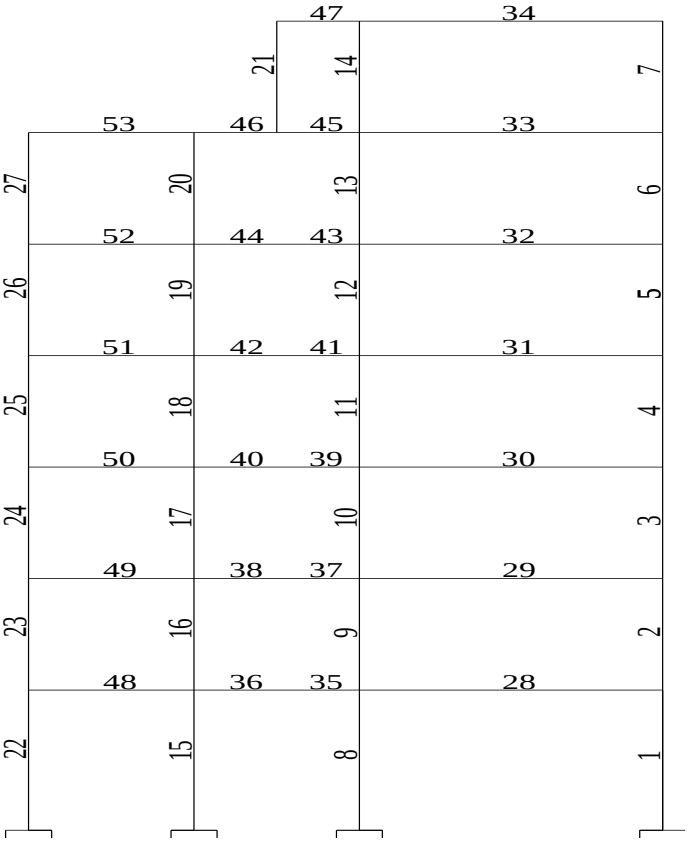
c.Tổ hợp nội lực cho dầm - khung trục 12

Nội lực dầm được xuất ra theo ba mặt cắt I-I (đầu dầm), II-II (khoảng giữa dầm) và III-III (cuối dầm)

- Tổ hợp nội lực tiến hành theo một phương nằm trong mặt phẳng uốn của dầm, tìm ra các cặp nội lực nguy hiểm gồm (M_{max+}, Q_{tu}) ; (M_{max-} , Q_{tu})

- Kết quả tổ hợp cụ thể được thể hiện trong bảng tổ hợp nội lực dầm

4.4.5 Kết xuất nội lực (xem trong phụ lục)



Hình 4-10: Tên các cấu kiện.

4.5 Cơ sở tính toán

4.5.1 Tính toán cốt dọc

a.Thông số thiết kế

Cường độ tính toán của vật liệu:

+ Bêtông mác 250 có R_n = 110 kG/cm^2, R_k = 8,3 kG/cm^2.

+ Cốt thép nhóm AII có R_a = 2800 kG/cm^2 ,nhóm AI R_{ad} = 1700 kG/cm^2.

+ Tra ra hệ số α_o và A_o theo bảng.

Nội lực tính toán thép: Dùng mômen cực đại ở giữa nhịp, trên từng gối tựa làm giá trị tính toán. Dầm đổ toàn khối với bản nên xem một phần bản tham gia chịu lực với dầm như là cánh của tiết diện chữ T. Tuỳ theo mômen là dương hay âm mà có kể hay không kể cánh vào trong tính toán. Việc kể bản vào tiết diện bêtông chịu nén sẽ giúp tiết kiệm thép khi tính dầm chịu mômen dương.

b.Tiết diện chịu mô men âm

Cánh nằm trong vùng kéo nên bỏ qua, chiều cao làm việc $h_o = h - a$, với a là lớp bảo vệ cốt thép.

Tính hệ số: $$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} \quad (4\text{-}1)$$

Nếu A ≤Ao (tức $\alpha \le \alpha_o$) thì từ A tra bảng ra γ. Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_o} \quad (4\text{-}2)$$

Chọn thép và kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu = F_a/bh_o$, điều kiện $\mu \ge \mu_{min}$ = 0,05%.

Kích thước tiết diện hợp lý khi hàm lượng cốt thép $0{,}5\% \le \mu \le 2{,}5\%$.

Nếu A ≥ Ao thì trong trường hợp không thể tăng kích thước tiết diện thì phải tính toán đặt cốt thép vào vùng nén để giảm A (tính cốt kép).

c.Với tiết diện chịu mômen dương

Sàn nằm trong vùng chịu nén, tham gia chịu lực với sườn, tính toàn theo tiết diện chữ T chiều rộng cánh đưa vào tính toán là b_c: $b_c = b + 2C_1$

Trong đó C_1 không vượt quá trị số bé nhất trong ba trị số sau:

+ Một nửa khoảng cách giữa hai mép trong của dầm;

+ 1/6 nhịp tính toán của dầm .

+ $9h_c$ với h_c = 10cm > 0,1.h = 0,1.60 = 6 cm. Trong đó h_c là chiều dày của sàn.

Xác định vị trí trục trung hoà bằng cách tính M_c

$$M_c = R_n . b_c . h_c . (h_o - 0{,}5\, h_c) \quad (4\text{-}3)$$

- Trường hợp 1: Nếu M ≤ M_c trục trung hoà đi qua cánh, lúc này tính toán như tiết diện chữ nhật b_c x h

- Trường hợp 2: Nếu M > M_c trục trung hoà đi qua sườn, lúc này tính toán như tiết diện chữ nhật b x h.

+ Tính hệ số:

$$A = \frac{M - R_n(b_c - b)h_c(h_0 - 0.5h_c)}{R_n b h_o^2} \quad (4\text{-}4)$$

+ Từ A tra ra γ , xác định F_a theo công thức:

$$F_a = \frac{R_n}{R_a}[\gamma b h_0 + (b_c - b)h_c] \quad (4\text{-}5)$$

4.5.2 Tính toán cốt đai:

Trước hết kiểm tra điều kiện hạn chế về lực cắt, đảm bảo bêtông không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính:

$$Q \le k_o . R_n . b.h_o \quad (4\text{-}6)$$

+ Trong đó k_o = 0,35 với bêtông mác dưới 400

Kiểm tra điều kiện khả năng chịu cắt của bêtông:

$$Q \le k_1 . R_k . b . h_o \quad (4\text{-}7)$$

+Trong đó k_1 = 0,6 đối với dầm

Nếu điều kiện này thoả mãn thì không cần tính toán chỉ cần đặt cốt đai, cốt xiên theo cấu tạo, nếu không thì cần tính toán cốt đai chịu cắt.

Tính toán cốt đai khi không đặt cốt xiên:

+ Lực cốt đai phải chịu:

$$q_d = \frac{Q^2}{8R_k b h_o^2} \quad (4\text{-}8)$$

+ Chọn đường kính cốt đai có diện tích tiết diện là fd, số nhánh của cốt đai là n.

Khoảng cách tính toán của cốt đai:

$$u_{tt} = \frac{R_{ad} n f_d}{q_d} \quad (4\text{-}9)$$

Khoảng cách cực đại của cốt đai:

$$u_{\max} = \frac{1{,}5 R_k b h_0^2}{Q} \quad (4\text{-}10)$$

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai:

+ Đầu dầm (u_{ct} ≤ h/2 ; 150 cm) khi h ≤ 45 cm

+ Giữa dầm (u_{ct} ≤3h/4 ; 50 cm) khi h > 30 cm

Khoảng cách giữa các cốt đai chọn:($u_d \le u_{tt}$, u_{max} , u_{ct})

4.5.3 Thiết kế thép cho cấu kiện điển hình:

Tính toán dầm nhịp D-E khung trục 12, tầng 1. (phần tử 28)

A.Thông số tính toán :

3) Kích thước hình học :

- Tiết diện dầm :h = 60 cm , b = 30 cm

- Nhịp dầm : L = 660 cm

- Nhịp tính toán : L_{tt} = 638 cm

4) Nội lực :

Nội lực dầm được xuất ra và tổ hợp ở 3 tiết diện. Trên cơ sở bảng tổ hợp nội lực, ta chọn cặp nội lực nguy hiểm nhất tại từng tiết diện để tính toán thép.

Nội Lực Dầm

Tiết diện	I-I (đầu dầm)	II-II (giữa dầm)	III-III (cuối dầm)
M (Tm)	-32,33	8,925	-32,63
Q (T)	-18,81	6,07	18,75

5) Vật liệu :

- Bêtông mác 250, có R_n = 110 kG/cm^2, R_k = 8,3 kG/cm^2.

- Cốt thép nhóm AII,AI có R_a= 2800 kG/cm^2, R_{ad} = 1700kG/cm^2.

- Tra bảng có α_o = 0,58 và A_o = 0,412

B.Thiết kế cốt dọc :

1) Tiết diện chịu Momen dương:

Dùng: M = 8,925 Tm, Q= 6,07 T

Do đặc điểm của khung là mômen dương ở giữa nhịp nhỏ hơn mômen ở gần gối tựa nên ta tính thép chịu mômen dương cho cả 3 tiết diện đầu,cuối và giữa dầm sau đó bố trí cho phù hợp và tiện lợi cho thi công.

Tiết diện tính toán là tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén.

Tính $M_c=R_n.b_c.h_c.(h_0-0,5.h_c)$

Chọn a=4cm $\Rightarrow$ h_0=60-4=56 cm

$h_c=h_b$=10cm

b_c= b+2C_1=30+2x90=210cm

với C_1 $\begin{cases} \frac{l}{6}=\frac{660}{6}=110cm \\ 9h_c=90cm \\ 0,5(660-22)=319cm \end{cases}$

$\Rightarrow$ C_1 =90cm

Thay vào công thức trên ta có:

Mc =110x210x10(56-0,5x10)=11781000 Kgm

M = 892500 Kgm<Mc=11781000 Kgm

$\Rightarrow$ Trục trung hoà đi qua cánh. Tính như tiết diện chữ nhật $b_c$xh=(210x60) cm.

Tính hệ số:

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{8,925.10^5}{110.210.56^2} = 0,0123 < A_o = 0,399$$

Do đó:

$$F_a = \frac{\alpha.R_n.b.h_o}{R_a} = \frac{(1-\sqrt{1-2A})R_n.b.h_o}{R_a} = 5,72 \quad (\text{cm2})$$

Chọn thép sơ bộ $3\phi 16$ có F_a = 6,03 cm^2 (sai số 3,13%)

Hàm lượng cốt thép

$$\mu = \frac{F_a}{b.h_o} = \frac{6,03}{30.56} = 0,359\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

2) Tiết diện chịu Momen âm:

Dùng

M = -32,33 Tm

Q = -18,81 T

Giả thiết a = 4 cm, từ đó h_o = 60 – 4 = 56 (cm)

Tính hệ số:

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{32,33.10^5}{110.30.56^2} = 0,31 < A_o = 0,412$$

$\Rightarrow$ Tính theo trường hợp đặt cốt đơn.

Do đó:

$$F_a = \frac{\alpha.R_n.b.h_o}{R_a} = \frac{(1-\sqrt{1-2A})R_n.b.h_o}{R_a} = 21,31 \quad (\text{cm2})$$

Chọn thép sơ bộ $3\phi 25+2\phi 22$ có F_a = 22,324 cm^2 (sai số 3,13%)

Hàm lượng cốt thép :

$$\mu_t = \frac{Fa}{bh_0}100\% = \frac{22,324}{30x56}.100\% = 1,33\% > \mu\min \Rightarrow \text{thoả mãn}$$

C.Thiết kế cốt đai

Nội lực thiết kế: Q_1 = -18,81 T ; Q_2 = 6,07 T ; Q_3 = 4.33 T

Kiểm tra điều kiện 1: $Q \leq k_o.R_n.b.h_o$ = 0,35.110.30.56 = 64680 (KG)

Toàn bộ các lực cắt đều thoả mãn, đảm bảo điều kiện bêtông không bị ép vỡ bởi ứng suất nén chính

Kiểm tra điều kiện 2 : $Q \leq k_1.R_k.b.h_o$ = 0,6.8,3.30.56 = 8,36 (T)

Giá trị lực cắt Q_1 ở đầu dầm không thoả mãn. Ta phải tính toán cốt đai cho khu vực này, các vùng khác đai đặt theo cấu tạo.

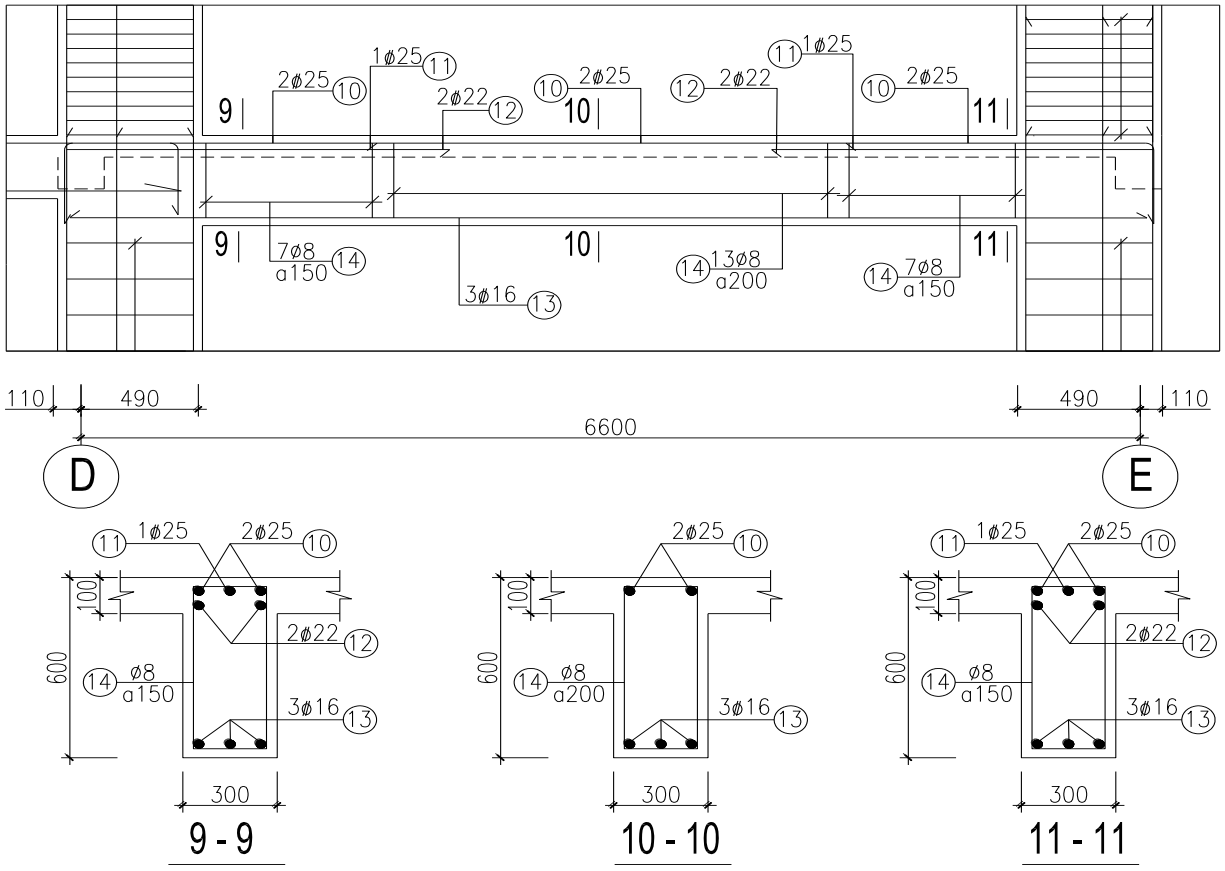
- Chọn đai $\phi 8$ thép AI, $f_d = 0{,}503$ cm^2, $R_{ad} = 1700$ kG/cm^2, $n_d = 2$

Ta có: $u_{tt} = \dfrac{8.R_k.b.h_o^2.R_{ad}.n.f_d}{Q^2} = \dfrac{8.8,3.30.56^2.1700.2.0,503}{(18,81.10^3)^2} = 30,19$ (cm)

- Theo cấu tạo khu vực đầu dầm : $u_{ct} \le$ (h/3 :300) = 200 mm

- Theo u_{max} : $u_{max} = \dfrac{1,5R_k bh_0^2}{Q} = \dfrac{1,5.8,3.30.56^2}{18,81.10^3} = 62,27$ (cm)

- Khu vực hai đầu dầm đặt đai theo cấu tạo $\phi 8$, a150. Khu vực giữa dầm dùng $\phi 8$, a200



Hình 4-11: Mặt bằng bố trí thép dầm 19.

4.5.4 Kết quả tính toán cho toàn bộ cấu kiện dầm D – E, khung trục 3:

Việc tính toán cụ thể cho các cấu kiện dầm D-E ở các tầng 2,3,4,5,6, tầng mái được tiến hành cụ thể trong bảng tính excel với nguyên tắc tính toán như trên. Kết quả tính toán được thể hiện trong bảng sau :

Bảng 4.4:Kết quả tính toán dầm đặt cốt đơn đối với dầm tầng 2,3,4,5,6, tâng mái.

Bảng 4-4 Kết quả tính toán dầm đặt cốt đơn (300x600)

Tầng	Nội lực	Tính toán tiết diện cốt đơn					
		A	α	F_{ayc}	Thép chọn	F_a (cm^2)	μ (%)
Tầng 2	M+ = 8,46 Tm	0.08	0.09	5.64	$3\phi 16$	6.03	0.34
	M- = -31,47 Tm	0.30	0.33	21.78	$3\phi 25+2\phi 22$	22.33	1.33
Tầng 3	M+ = 8,74 Tm	0.08	0.09	5.64	$3\phi 16$	6.03	0.34
	M- = -28,95 Tm	0.30	0.33	21.78	$3\phi 22+2\phi 25$	22.33	1.33
Tầng 4	M+ = 8,85 Tm	0.08	0.09	5.64	$3\phi 16$	6.03	0.34
	M- = -25,98 Tm	0.30	0.33	21.78	$3\phi 22+2\phi 22$	22.33	1.33
Tầng 5	M+ = 9,17 Tm	0.08	0.09	5.64	$3\phi 16$	6.03	0.34
	M- = -22,61 Tm	0.30	0.33	21.78	$3\phi 20+2\phi 20$	22.33	1.33
Tầng 6	M+ = 8,51 Tm	0.08	0.09	5.64	$3\phi 16$	6.03	0.34
	M- = -17,65 Tm	0.30	0.33	21.78	$2\phi 20+2\phi 20$	22.33	1.33
Tầng mái	M+ = 10,80 Tm	0.08	0.09	5.64	$3\phi 16$	6.03	0.34
	M- = -10,72 Tm	0.30	0.33	21.78	$2\phi 20+1\phi 20$	22.33	1.33

4.5.5 Kết quả tính toán cho toàn bộ cấu kiện dầm A-B-D, khung trục 12:

Việc tính toán cụ thể cho các cấu kiện dầm A-B-D ở các tầng 1,2,3,4,5,6, tầng mái được tiến hành cụ thể trong bảng tính excel với nguyên tắc tính toán như trên. Kết quả tính toán được thể hiện trong bảng sau :

Bảng 4-1. Kết quả tính toán dầm đặt cốt đơn (220x350)

Tầng	Nội lực	Tính toán tiết diện cốt đơn					
		A	α	F_{ayc}	Thép chọn	F_a (cm^2)	μ (%)
Tầng 1	M+ = 2,96 Tm	0.03	0.03	1.92	$2\phi 16$	4.02	0.57
	M- = -8,7 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86
Tầng 2	M+ = 2,97 Tm	0.03	0.03	1.92	$2\phi 16$	4.02	0.57
	M- = -8,15 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86
Tầng 3	M+ = 3,02 Tm	0.03	0.03	1.92	$2\phi 16$	4.02	0.57
	M- = -7,5 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86
Tầng 4	M+ = 3,07Tm	0.03	0.03	1.92	$2\phi 16$	4.02	0.57
	M- = -6,67 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86
Tầng 5	M+ = 3 Tm	0.03	0.03	1.92	$2\phi 16$	4.02	0.57
	M- = -6,3 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86
Tầng 6	M+ = 9,01 Tm	0.03	0.03	1.92	$3\phi 16$	6.03	0.86
	M- = -7,96 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86
Tầng mái	M+ = -1,1 Tm	0.03	0.03	1.92	$2\phi 16$	4.02	0.57
	M- = -6,02 Tm	0.08	0.09	5.80	$3\phi 16$	6.03	0.86

Chương 5

TÍNH TOÁN CỘT

4.2 Tính toán cột

4.2.1 Cơ sở tính toán

Nguyên lý tính toán: Tính theo cấu kiện chịu nén lệch tâm đặt cốt đối xứng $F_a = F'_a$ *(Lý thuyết tính được trình bày trong giáo trình bê tông 1*

Trình tự tính toán như sau:

- Tra số liệu: Rn, Ra, Ra', Ea, Eb, α_o, A_o

- Tính $e_o = e_{o1} + e'_o = \left|\frac{M}{N}\right| + \max\{\frac{H}{600}; \frac{h}{30}; 1\}$ (5-1)

- Chiều dài tính toán: $l_o = 0,7H$ (5-2)

- Tính độ lệch tâm giới hạn: $e_{ogh} = 0,4.(1,25h - \alpha_0.h_0)$ (5-3)

- Tính $\frac{l_0}{h}$

+ Nếu $\frac{l_0}{h} < 4$: Bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

+ Nếu $\frac{l_0}{h} > 4$: Xét đến ảnh hưởng của uốn dọc làm tăng độ lệch tâm

Tính hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}}$ (5-4)

Lực dọc tới hạn: $N_{th} = \frac{6,4}{l_0^2}.(\frac{S}{K_{dh}}.E_b.J_b + E_a.J_a)$ (5-5)

Giả thiết $\mu_t = 1 \div 2\%$, Tính $J_a = \mu_t .b.h_o(0,5.h - a)^2$ (5-6)

$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh}.(0.5h - a)}{M + N.(0.5h - a)}$ (5-8)

Tính S: xảy ra 3 trường hợp

$0,05 < \frac{e_0}{h} < 5 \Rightarrow S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{e_o}{h}} + 0,1$ (5-9)

$\frac{e_0}{h} < 0,05 \Rightarrow S = 0,85$

$\frac{e_0}{h} > 5 \Rightarrow S = 0,122$

- Tính e: Khoảng cách từ điểm đặt lực đến trọng tâm Fa

$$e = \eta.e_0 + 0,5h - a \quad (5\text{-}10)$$

- Tính x: Chiều cao vùng bêtông chịu nén

$$x = \frac{N}{R_n.b} \quad (5\text{-}11)$$

- So sánh, xảy ra 3 trường hợp sau:

+ Nếu $2a' < x < \alpha_0 h_0$: Trường hợp lệch tâm lớn

Tính Fa = Fa' = $\frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R'_{a'}.(h_0 - a')}$ (5-12)

+ Nếu $x < 2a'$

Tính Fa' = Fa = $\frac{Ne'}{R_a.(h_0 - a')}$ (5-13)

Trong đó e' = e - h_0 +a'

+ Nếu $x > \alpha_0 h_0$: Trường hợp lệch tâm bé

So sánh

Nếu $e_0 > e_{0ng}$ thì lấy $x = \alpha_0 h_0$ rồi tính Fa = Fa' = $\frac{N.e - A_0 Rnbh_0}{R'_{a'}.(h_0 - a')}$ (5-14)

Nếu $e_0 \le e_{0ng}$ thì tính lại x

+ Nếu $e_0 \le 0,2h_0 \Rightarrow x = h - (\frac{0,5h}{h_0} + 1,8 + 1,4\alpha_0)e_0$ (5-15)

+ Nếu $e_0 > 0,2h_0 \Rightarrow x = 1,8(e_{0ng0})e_0 + \alpha_0 h_0$ (5-16)

Sau đó tính Fa = Fa' = $\frac{N.e - Rnbx(h_0 - 0,5.x)}{R'_{a'}.(h_0 - a')}$ (5-17)

- Tính cho cả 3 trường hợp nội lực, chọn trường hợp cốt thép lớn nhất.

5.2.Tính toán thép cột điển hình:

5.2.1 Nội lực tính toán:

Trong bảng tổ hợp nội lực cột,mỗi phần tử có 12 cặp nội lực ở 2 tiết diện đầu và cuối.Từ 12 cặp nội lực này ta chọn ra 3 cặp nội lực nguy hiểm nhất để tính toán, đó là các cặp sau:

- Cặp có giá trị tuyệt đối của mômen lớn nhất
- Cặp có lực dọc lớn nhất
- Cặp có độ lệch tâm lớn nhất .

Ta chọn ra 3 cặp nội lực trên để tính toán vì những cặp có độ lệch tâm lớn thường gây ra nguy hiểm cho vùng kéo, còn những cặp có lực dọc lớn thường gây nguy hiểm cho vùng nén, cặp có mômen lớn thì gây nguy hiểm cho cả vùng nén và vùng kéo. Khi có nghi ngờ giữa các cặp nội lực, không biết rõ cặp nào nguy hiểm hơn thì phải tính toán với tất cả các cặp đó.

5.2.2 Tính cốt thép dọc:

Do cột có hình dạng đối xứng và mômen M^+ max, M^- min chênh lệch nhau không nhiều, để tiện cho thi công ta đặt thép đối xứng cho cột. Ta sử dụng bài toán tính cốt thép đối xứng Fa=Fa' để tính toán với cả 3 cặp nội lực nguy hiểm. Kết quả cuối cùng ta bố trí thép theo cặp có Fa lớn nhất hoặc là bố trí theo cấu tạo.

- Chiều dài tính toán của cấu kiện phụ thuộc vào số nhịp khung và tỷ số B/H

Ta có : $\frac{B}{H}=\frac{15}{34,8}=0,431>\frac{1}{3}=0,333$

Và số nhịp của khung >2

Kết cấu là nhà khung BTCT đổ toàn khối.

$\Rightarrow$ Chiều dài tính toán của cột là : $l_{tt}=0,7.H$

(H là chiều cao từ sàn tầng thứ i đến sàn tầng thứ i+1)

Với khung trục có :

+ Tầng 1÷7 : $l_0=0,7x390=273$ cm

Xét tỷ số l_0/h với các cột ở các tầng :

+ Tầng 1 ÷2 : $\frac{l_0}{h}=\frac{273}{60}=4,55<8$

+ Tầng 3÷6 : $\frac{l_0}{h}=\frac{273}{55}=5<8$

+ Tầng 6÷áp mái : $\frac{l_0}{h}=\frac{273}{50}=5,46<8$

Theo sách "Kết cấu Bê tông cốt thép phần cấu kiện cơ bản" thì đối với các cấu kiện có tỷ số $\frac{l_0}{h}<8$ thì cho phép bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

5.2.3. Tính ví dụ cột trục E, khung3 tầng 1 (phần tử 1).

a. Số liệu thiết kế:

Vật liệu dùng làm cột có các thông số :

Bê tông dùng mác 250 có Rn=110 KG/cm^2

Eb= 265.10^3 KG/cm^2

Thép chịu lực nhóm AII có Ra=Ra'=2800 KG/cm^2

$\Rightarrow$ Từ mác Bê tông 250 và nhóm thép AII tra bảng ta có:

α_0=0,62 , A_0=0,428

chiều dài tính toán của cột : l_0=273 cm

Dựa vào bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra cặp nội lực sau:

Bảng 5-1: Nội lực tính toán cột.

Số TT	M (Tm)	N (T)	e_{01}=M/N (m)	Q (T)	Mdh(Tm)	Ndh(T)
1	24,004	-166,48	0.144	8,67	1,83	-128,4

Tiết diện cột đã chọn là bxh=300x600 mm

Giả thiết a=a'=5cm$\Rightarrow$ h_0=h-a=60-5=55cm

độ lệch tâm ngẫu nhiên: e_{0ng}=max(2, $\frac{h}{25}$ = 2,4)=2,0 cm

b. Tính cốt thép đối xứng với cặp 1:

M = 24004 Kgm

N = -166480 Kg

Q = 8670 Kg

+ Độ lệch tâm : $e_0 = e_{01} + e_{0ng}$ = 14,4 + 2 = 16,4 cm

+ Tính hệ số uốn dọc :

- Giả thuyết: μ_T=1,8(%)

$$\frac{e_0}{h} = \frac{16,4}{60} = 0,273$$

- Hệ số uốn dọc:

η=1 vì l_0/h <8 (Tính ở phần trên)

+ Tính giá trị e:

e = $\eta.e_0$ + 0,5.h - a = 1.16,4 + 0,5.60 - 5 = 41,4 (cm)

+ Chiều cao vùng nén:

$$x = \frac{N}{Rn.b} = \frac{166480}{110.30} = 50,45 \ cm$$

2a'=10(cm)

$\alpha_0.h_O$=0,62x55 =34,1 cm $\rightarrow$ x>$\alpha_0.h_O$

$\Rightarrow$ Xẩy ra trường hợp lệch tâm bé.

- Diện tích cốt thép yêu cầu:

$$Fa = Fa' = \frac{N.e - Rn.b.x.(h_0 - 0,5.x)}{Ra'.(h_0 - a')}$$

$$= \frac{166480.41,4 - 110.30.50,45.(55 - 0,5.50,45)}{2800 \ \ 55 - 5} = 13,82 \ (cm^2)$$

Kiểm tra hàm lượng giả thiết μ_T

$$\mu_t = \frac{Fa + Fa'}{bh_0} = \frac{2.10,82}{30x55}.100\% = 1,31\% < \mu_{max} = 3\%$$

$\Rightarrow$ Fa=Fa'=13,82 (cm^2).

$\Rightarrow$ Chọn và bố trí thép 4ϕ22 có Fa=15,2 cm^2

Các phần tử khác cũng tính toán tương tự .

* <u>Cấu tạo cốt đai cho cột</u>

Chọn đai ϕ8,đai 2 nhánh

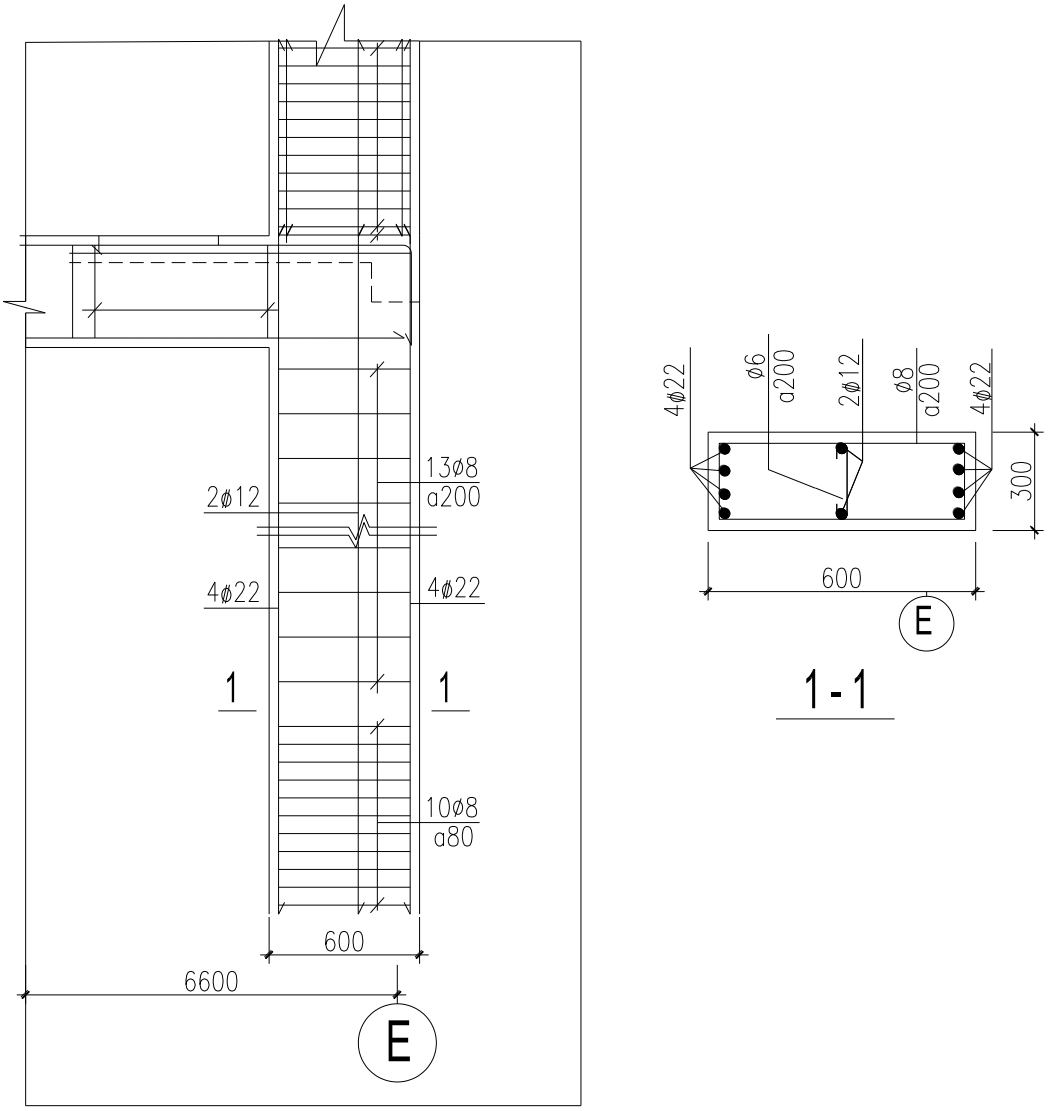
Khoảng cách đai : a = min(12ϕmin,b,300mm)

$\Rightarrow$ chọn cấu tạo đai ϕ8a200

Trong các vùng tới hạn : a = min (8ϕmin;b/2;200mm)

$\Rightarrow$ chọn ϕ8150 là thoả mãn

(vùng tới hạn là các vùng ở 2 đầu mút cột ,có tường xây ở 1 phần cột..)



Hình 5-1: Mặt bằng bố trí cốt thép trong cột (phần tử 1).

5.2 Tính toán cốt thép cho toàn cột khung trục 12.

Bảng 5-2: Tính toán thép cột.

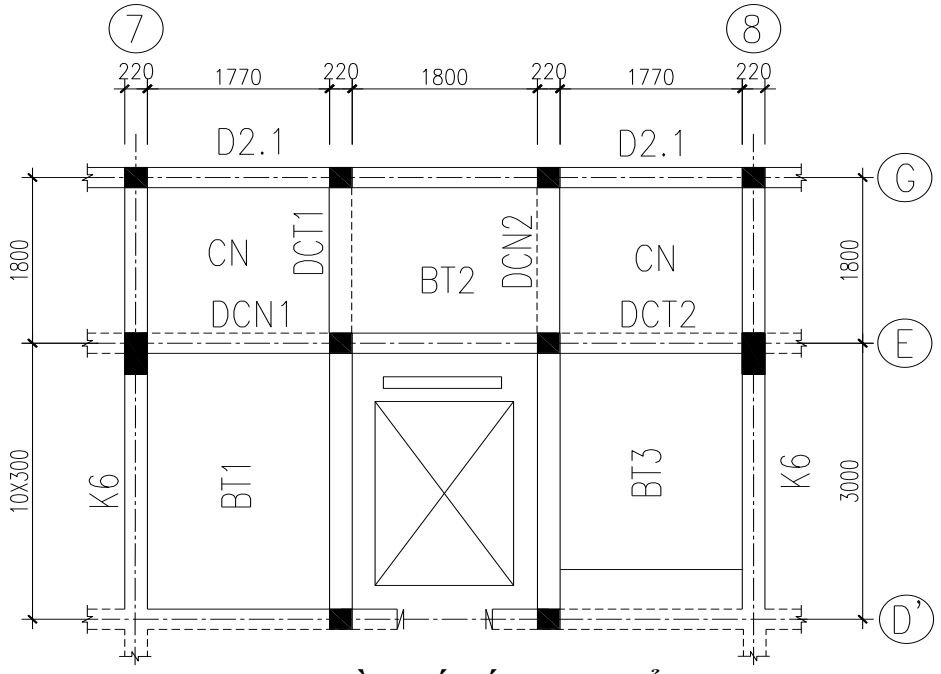
SỐ LIỆU				TÍNH TOÁN											CH
M	N	b	h	μ_{tinh}	l_0	h_0	e_0	N_{th}	η	e	e'	x	THLT	Fa = Fa'	FaT=
Tm	T	cm	cm	%	m	cm	cm	T		cm	cm	cm		cm^2	cm
7.13	147.5	30	60	1.50%	2.73	56	14.583	818	1.203	43.55	-8.45	41.88	LTB	**12.6**	**15**
6.05	118.4	30	50	0.58%	2.73	56	14.455	694	1.196	43.29	-8.71	34.54	LTB	**4.9**	**5.**
4.1	91.83	30	50	0.56%	2.73	51	17.07	493	1.215	44.24	-2.76	26.45	LTL	**4.29**	**5.**
3.4	66.13	30	50	0.34%	2.73	51	19.392	421	1.182	46.42	-0.58	19.62	LTL	**2.57**	**5.**
0.3	41.5	30	50	0.52%	2.73	46	25.317	283	1.165	50.49	8.49	12.11	LTL	**3.58**	**5.**
0.18	18.54	30	50	0.43%	2.73	46	35.566	263	1.083	59.51	17.51	6.08	LTL	**2.98**	**5.**
5.94	174.2	30	60	2.65%	2.73	56	13.927	952	1.224	43.05	-8.95	52.79	LTB	**19,23**	**19**
7.76	156.3	30	60	2.43%	2.73	56	11.795	856	1.271	41	-11	55.38	LTB	**18,89**	**19**
5.56	150.9	30	60	1.47%	2.73	56	12.715	842	1.218	41.49	-10.51	45.71	LTB	**12.34**	**14**
3.7	102.3	30	55	1.73%	2.73	51	13.353	466	1.345	41.46	-5.54	36.25	LTB	**13.26**	**14**
2.3	82.3	30	55	0.51%	2.73	51	15.826	445	1.25	43.28	-3.72	26.95	LTL	**3.89**	**5.**
7.7	60.6	30	50	0.08%	2.73	46	14.039	329	1.219	38.11	-3.89	17.92	LTL	**0.54**	**5.**
1.05	24.25	30	50	0.95%	2.73	46	47.567	249	1.108	73.7	31.7	7.35	LTL	**4.54**	**5.**

SỐ LIỆU				TÍNH TOÁN										CH
M	N	b	h	μ_{tinh}	l_0	h_0	e_0	N_{th}	η	e	e'	x	THLT	Fa = Fa'	FaT=
Tm	T	cm	cm	%	m	cm	cm	T		cm	cm	cm		cm^2	cm
.66	79.43	22	40	4.59%	2.73	37	9.126	175	1.83	33.7	-0.3	32.82	LTB	**13.96**	**14**
5.2	74.99	22	40	3.66%	2.73	37	8.908	176	1.742	32.52	-1.48	30.99	LTB	**11.56**	**14**
.05	59.73	22	40	2.63%	2.73	37	10.455	170	1.541	33.11	-0.89	24.68	LTB	**9.35**	**9.**
.89	44.59	22	40	2.52%	2.73	32	10.724	80	2.277	38.91	9.91	18.43	LTL	**8.86**	**9.**
.42	29.42	22	40	1.14%	2.73	32	13.625	74	1.653	37.02	8.02	12.16	LTL	**4.02**	**9.**
.15	14.3	22	40	2.82%	2.73	27	31.021	36	1.657	63.39	39.39	5.91	LTL	**8.38**	**9.**
.04	8.13	22	30	0.93%	2.73	27	27.092	37	1.282	46.73	22.73	3.36	LTL	**2.75**	**5.**
.51	60.17	22	40	3.23%	2.73	37	11.157	168	1.559	34.4	0.4	24.86	LTB	**4.93**	**5.**
.83	45.89	22	40	0.66%	2.73	37	10.346	128	1.556	33.1	-0.9	18.96	LTL	**2.69**	**5.**
.87	36.25	22	40	0.52%	2.73	37	12.676	121	1.426	35.08	1.08	14.98	LTL	**2.12**	**5.**
.14	25.18	22	40	0.86%	2.73	32	14.47	73	1.523	36.54	7.54	10.4	LTL	**3.02**	**5.**
3.2	14.51	22	40	0.83%	2.73	32	24.054	65	1.286	45.44	16.44	6	LTL	**2.94**	**5.**
.21	4.25	22	40	1.06%	2.73	27	54	33	1.146	73.88	49.88	1.76	LTL	**3.15**	**5.**

Chương 2

TÍNH TOÁN CẦU THANG

Công trình gồm một thang bộ: thang T_1 chạy suốt chiều cao từ tầng 1 tới tầng mái. Ta tiến hành tính toán thang bộ T_1 của tầng điển hình.



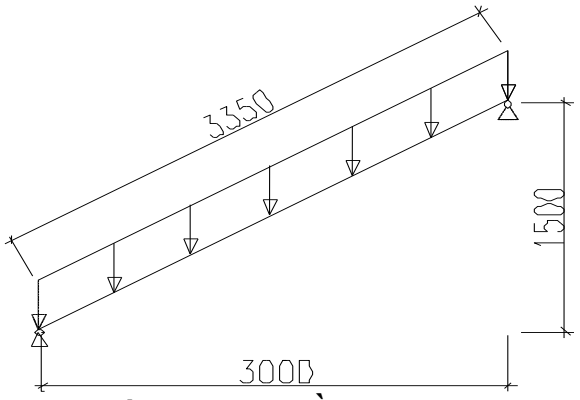
Hình 6-1: Mặt bằng kết cấu thang điển hình

6.1. Tính toán bản thang đợt 1 và đợt 3.

6.1.1 Xác định kích thước sơ bộ.

- Chiều dài của bản thang là l_1 =3,0 m.
- Chiều cao của bản theo phương nghiêng là 1,5m
- Chiều dài của bản thang theo phương mặt phẳng nghiêng là:

$$l_b = \sqrt{3 + 1{,}5^2} = 3{,}35 \text{ m}$$



Hình 6-2: sơ đồ tính bản thang

- Chiều dày bản xác định sơ bộ theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \times l = \frac{1,4}{35} \times 1,99 = 0,0796(m) = 7,96(cm) \quad (6\text{-}1)$$

$\Rightarrow$ chọn h_b = 10 (cm).

Trong đó : D = 0,8 ÷ 1,4 là hệ số phụ thuộc tải trọng . Lấy D = 1,4

m = 30 ÷ 35 . Lấy m = 35.

l = 1,99 là nhịp của bản.

Vậy chiều dày bản thang h_b = 10cm

6.1.2 Xác định tải trọng tác dụng.

a. Xác định tĩnh tải tác dụng lên bản thang đợt 1 và đợt 3:

(Bản thang đợt 1 và đợt 3 là giống nhau, ta chỉ tính cho1 loại)

- Trọng lượng lớp đá granitô dày 3 cm:

$$g_1 = \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} \times 0,03 \times 2000 \times 1,1 = 88,548(kG/m^2) \quad (6\text{-}2)$$

- Trọng lượng lớp vữa lót đá granitô dày 2 cm:

$$g_2 = \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} \times 0,02 \times 1800 \times 1,3 = 62,789(kG/m^2) \quad (6\text{-}3)$$

- Trọng lượng lớp gạch xây bậc cao 15,0 cm:

$$g_3 = \frac{0,5 \times 0,3 \times 0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} \times 1800 \times 1,1 = 132,82(kG/m^2) \quad (6\text{-}4)$$

- Trọng lượng bản thang dày 10 cm:

$$g_4 = 0,08 \times 2500 \times 1,1 = 275 \quad (kG/m^2) \quad (6\text{-}5)$$

- Trọng lượng lớp vữa trát bản thang dày 2 cm:

$$g_5 = 0,02 \times 1800 \times 1,3 = 46,8 \quad (kG/m^2) \quad (6\text{-}6)$$

Ta lập được bảng tĩnh tải sau:

Bảng 6-1: Trọng lượng thang

Các lớp vật liệu	γ (kG/m^3)	G_{tc} (kG/m^2)	n	G_{tt} (kG/m^2)
- Lớp đá granitô dày 3 cm	2000	80,49	1,1	88,548
- Lớp vữa lót đá dày 2 cm	1800	48,299	1,3	62,789
- Lớp gạch xây bậc	1800	120,745	1,1	132,82
- Bản thang dày 10 cm	2500	200	1,1	275
- Lớp vữa trát dày 2 cm	1800	36	1,3	46,8

Tổng cộng	605,957

b. Xác định hoạt tải tác dụng lên bản thang:

Hoạt tải phân bố trên thang lấy theo TCVN 2737-1995

$P = 300 \times 1,2 = 360$ (kG/m^2)

c. Tổng tải trọng tác dụng lên bản thang:

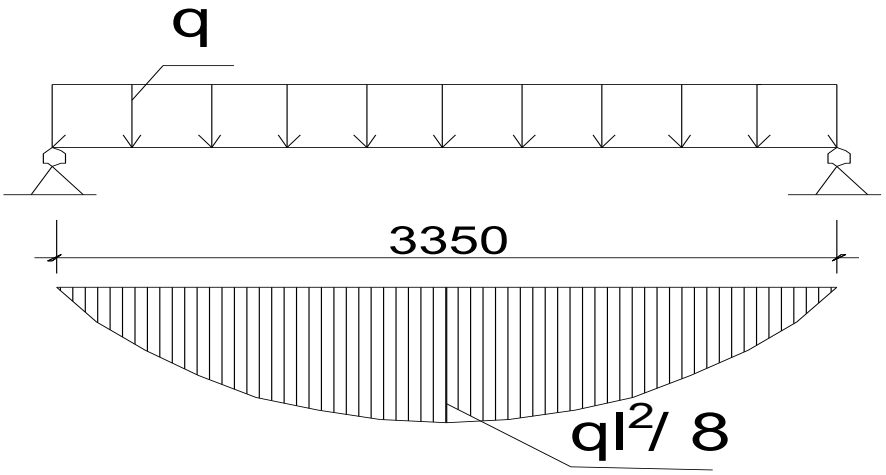
$q = 605,957 + 360 = 965,957$ (kG/m^2)

Tải trọng có phương vuông góc với bản thang

$$q_1 = q \times \cos\alpha = 965,957 \times \frac{3350}{3000} = 1078,65 \ (\text{kG/m}^2)$$

6.1.3 Xác định nội lực:

a. Sơ đồ tính:



Hình 6-3: Sơ đồ tính

Để tính toán bản thang, ta cắt một dải bản có bề rộng 1m song song với cạnh ngắn. Dải bản có tiết diện chữ nhật, chiều cao h_b = 10 cm, chiều rộng b_b = 100cm q_1 = 1078,65 (kG/m^2). Coi bản thang như một dầm đơn giản kê lên dầm chiếu tới và dầm chiếu nghỉ, chịu tải trọng phân bố đều.

b. Xác định nội lực.

- Mômen lớn nhất ở giữa nhịp

$$M_{max} = \frac{q_1 \times l^2}{8} = \frac{1078,65 \times 3,35^2}{8} = 1513,1 \ (\text{kG.m})$$

- Lực cắt lớn nhất:

$$Q_{max} = \frac{q_1 \times l}{2} = \frac{1078,65 \times 3,35}{2} = 1806,7 \ (\text{KG})$$

6.1.4 Tính toán thép cho bản thang đợt 1 và đợt 3.

Dùng thép AI, AII, bê tông mác 250, chọn lớp bảo vệ dày a = 1,5 cm $\Rightarrow h_0$ = 6,5 cm.

- Với M = 1270,5 kG.m

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_0^2} = \frac{1513,1}{110 \times 100 \times (8,5)^2} = 0,2$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2A}\right) = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,2}\right) = 0,88$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a \times \gamma \times h_0} = \frac{151310}{2300 \times 0,88 \times 8,5} = 8.79$$

Chọn 13ϕ10 có f_a = 10,2cm^2 khoảng cách giữa các cốt thép là

$$a = \frac{b \times f_a}{F_a} = \frac{199 \times 0,785}{8.79} = 13,7cm$$ => chọn a=140cm

Hàm lượng cốt thép là:

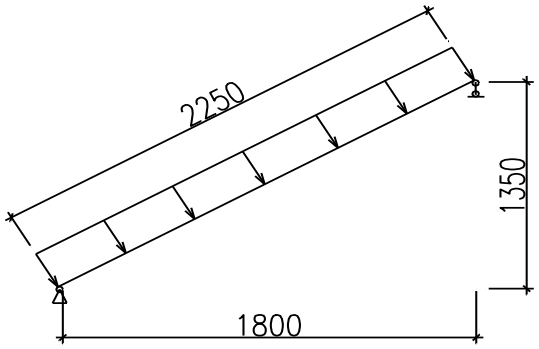
$$\mu_{min} < \mu\% = \frac{F_a}{bh_0} \times 100\% = \frac{8,79}{199 \times 8,5} \times 100\% = 0,52\% \Rightarrow$$ đạt yêu cầu.

6.2 Tính toán bản thang đợt 2.

6.2.1 Xác định tải trọng của bản thang đợt 2.

- Chiều dài của bản thang là l_1 =1,8 m.
- Chiều cao của bản theo phương nghiêng là 1,35m
- Chiều dài của bản thang theo phương mặt phẳng nghiêng là:

$$l_b = \sqrt{1,8^2 + 1,35^2} = 2,25 \text{ m}$$



Hình 6-4: Sơ đồ tính bản thang đợt 2

a. Tải trọng tác dụng lên bản thang đợt 2.

- Trọng lượng lớp đá granitô dày 3 cm:

$$g_1 = 0,03 \times 2000 \times 1,1 = 66(kG/m^2)$$

- Trọng lượng lớp vữa lót đá granitô dày 2 cm:

$$g_2 = 0,02 \times 1800 \times 1,3 = 46,8(kG/m^2)$$

- Trọng lượng bản thang dày 8 cm:

$$g_3 = 0,08 \times 2500 \times 1,1 = 220(kG/m^2)$$

- Trọng lượng lớp vữa trát bản thang dày 2 cm:

$g_4 = 0,02 \times 1800 \times 1,3 = 46,8 (kG/m^2)$

- Tĩnh tải tác dụng tổng cộng:

$g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 66 + 46,8 + 220 + 46,8 = 379,6 (KG/m^2)$

6.2.2 Tính toán bản thang đợt 2.

a. Sơ đồ tính.

Xét tỷ số $\frac{l_2}{l_1} = \frac{2,25}{1,8} = 1,25 < 2$

$\Rightarrow$ Bản làm việc theo hai phương (bản thuộc loại bản kê 4 cạnh).

Tra bảng: Ta có $m_{11} = 0,0365$; $m_{12} = 0,0365$

$m_{51} = 0,018$; $m_{52} = 0,0267$

$k_{52} = 0,0694$

$$\mathbf{M_1 = P'm_{11} + P"m_{51}}$$

$$\mathbf{M_2 = P'm_{12} + P"m_{52}}$$

$$\mathbf{M = k_{52}P}$$

$$\mathbf{Với\ P' = (g + \frac{P}{2}) \times l_1 \times l_2 = (379,6 + \frac{360}{2}) \times 2,25 \times 1,8}$$

$$\mathbf{= 2266,37\ kG/m}$$

$$\mathbf{P" = \frac{P}{2} \times l_1 \times l_2 = \frac{360}{2} \times 2,25 \times 1,8}$$

$$\mathbf{= 729\ kG/m}$$

b. Xác định nội lực.

$$\mathbf{M_1 = P'm_{11} + P"m_{51} = 2266,37 \times 0,0365 + 729 \times 0,018 = 99,08\ kG.m}$$

$$\mathbf{M_2 = P'm_{12} + P"m_{52} = 2266,37 \times 0,0365 + 729 \times 0,0267 = 79,6\ kG.m}$$

$$\mathbf{M = k_{52}P = (729 + 2266,37) \times 0,0694 = 207,87\ kG.m}$$

c. Tính toán cốt thép:

Dùng thép AI, AII, bê tông mác 250, chọn lớp bảo vệ dày a = 1,5cm

$\Rightarrow h_0 = h - a = 8 - 1,5 = 6,5$ cm

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{20787}{110 \times 100 \times (6,5)^2} = 0,0358$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2A}\right) = 0,5 \times \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,0358}\right) = 0,981$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{20787}{2300 \times 0,981 \times 6,5} = 1,32\ cm^2$$

Chọn thép theo cấu tạo ϕ6 a = 200

Thép đặt song song với phương cạnh ngắn đặt cấu tạo là ϕ6 a200

Chọn sơ đồ là dầm đơn giản nhưng vẫn phải bố trí thép âm ở xung quanh ô bản. Chọn thép chịu mômen âm là ϕ6 a200, khoảng cách từ mép gối tới mép thép mũ lấy bằng 0,25×l, (l nhịp của bản theo phương đặt thép).

6.3 Tính dầm chiếu tới, chiếu nghỉ:

6.3.1. Xác định sơ bộ kích thước:

Ta có : $h_d = \frac{l_d}{m_d} = \frac{1800}{12} = 150$ mm $\Rightarrow$ Chọn $h_d = 300$ mm, b = 220 mm

Vậy kích thước dầm ngang chọn là: $b \times h = 220 \times 300$ mm

6.3.2 Xác định tải trọng tác dụng:

a. Dầm chiếu nghỉ:

- Tải trọng do trọng lượng bản thân dầm

$$g_1 = 0,22 \times 0,3 \times 2500 \times 1,1 = 133,1 \text{ KG/m}$$

- Do trọng lượng lớp vữa trát dày 15 mm.

$$g_2 = 1,3 \times 0,015 \times (2 \times 0,3 + 0,22) \times 1800 = 23,16 \text{ KG/m}$$

- Tải trọng do bản chiếu tới truyền vào.

+ Tĩnh tải của bản chiếu nghỉ truyền vào dạng tam giác:

$$q_3 = \frac{5}{8} \times g \times l = \frac{5}{8} \times 379,8 \times 1,8 = 427,27 \text{ KG/m}$$

+ Tải trọng tính toán của bản chiếu tới (có kể tới hoạt tải)

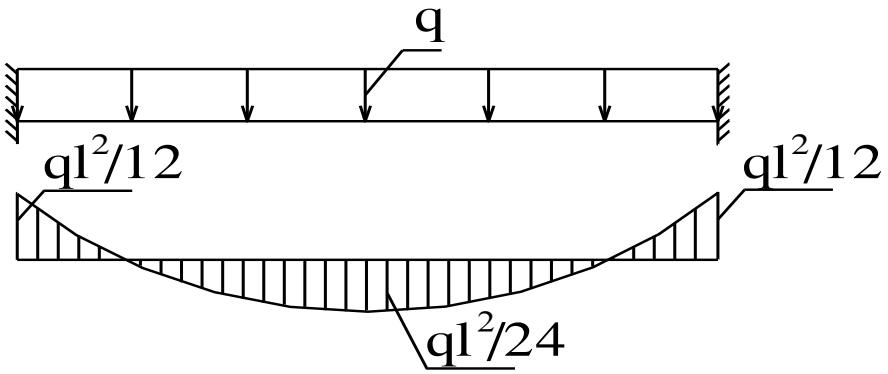
$$g_4 = \frac{(g+p) \times l_1}{2} = \frac{(379,8+360) \times 1,8}{2} = 665,82 \text{ KG/m}$$

* Tổng tải trọng phân bố đều trên dầm chiếu tới:

$q_1 = g_1 + g_2 + g_3 + g_4$

$= 55 + 133,1 + 23,16 + 427,27 + 665,82 = 1304,35$ KG/m

* Sơ đồ tính:



Hình 6-5: Sơ đồ tính dầm chiếu nghỉ

$$M_g = \frac{ql^2}{12} = \frac{1304,35 \times 1,8^2}{12} = 352,17 \text{ kG.m}$$

$$M_{gn} = \frac{ql^2}{24} = \frac{1304,35 \times 1,8^2}{24} = 176,08 \text{ kG.m}$$

$$Q = \frac{ql^2}{2} = \frac{1304,35 \times 1,8^2}{2} = 2113,04 \text{ kG}$$

* Tính cốt thép:

Chọn a = 2,5 $\rightarrow$ $h_0 = 30 - 2,5 = 27,5$ cm

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{35217}{110\times 22\times (27,5)^2} = 0,0383$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5\times\left(+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5\times\left(+\sqrt{1-2\times 0,0383}\right) = 0,980$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{35217}{2800\times 0,980\times 27,5} = 0,658 cm^2$$

Chọn thép theo cấu tạo 2ϕ16 có:

$$\mu = \frac{4,02}{22\times 27,5}\times 100\% = 0,664\%$$

* Tính cốt đai:

- Kiểm tra điều kiện han chế:

$k_0\times R_n\times b\times h_0 = 0,35\times 110\times 22\times 27,5 = 16516,5$ kG > $Q_{max} = 2113,04$ kG

Thoả mãn điều kiện

- Kiểm tra điều kiện lực cắt.

$k\times R_k\times b\times h_0 = 0,6\times 8,8\times 22\times 27,5 = 2265,12$ kG > 2113,04 kG

→ Không phải tính cốt đai, cốt đai bố trí theo cấu tạo chọn ϕ6.

b. Dầm chiếu tới:

- Tải trọng do trọng lượng bản thân dầm

$g_1 = 0,22\times 0,3\times 2500\times 1,1 = 133,1$ KG/m

- Do trọng lượng lớp vữa trát dày 15 mm.

$g_2 = 1,3\times 0,015\times(2\times 0,3 + 0,22)\times 1800 = 23,16$ KG/m

- Tải trọng do bản chiếu tới truyền vào.

+ Tĩnh tải của bản chiếu nghỉ truyền vào dạng tam giác:

$$q_3 = \frac{5}{8}\times g\times l = \frac{5}{8}\times 379,8\times 1,8 = 427,27 \text{ KG/m}$$

+ Tĩnh tải của bản thang truyền vào dạng tam giác:

$$q_4 = \frac{5}{8}\times g\times l = \frac{5}{8}\times 379,8\times 1,8 = 427,27 \text{ KG/m}$$

+ Tải trọng tính toán của bản chiếu tới (có kể tới hoạt tải)

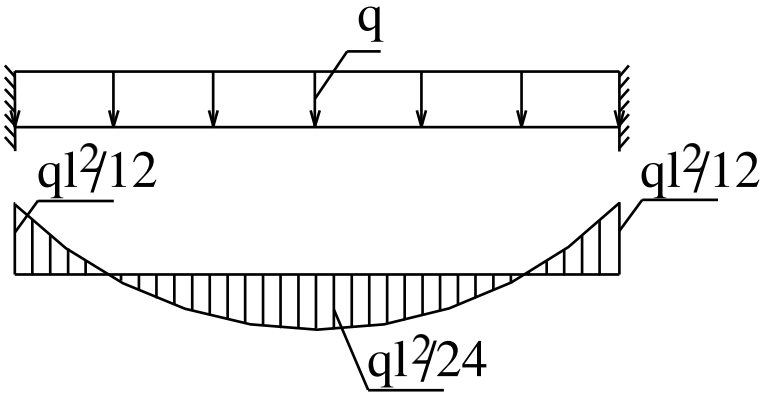
$$g_5 = \frac{(g+p)\times l_1}{2} = \frac{(379,8+360)\times 1,8}{2} = 665,82 \text{ KG/m}$$

* Tổng tải trọng phân bố đều trên dầm chiếu tới:

$q_1 = g_1 + g_2 + q_3 + q_4 + g_5$

$= 133,1 + 23,16 + 427,27 + 427,27 + 665,82 = 1731,62$ KG/m

* Sơ đồ tính:



Hình 6-6: Sơ đồ tính dầm chiếu tới.

$$M_g = \frac{ql^2}{12} = \frac{1731,62\times 1,8^2}{12} = 467,54 \text{ kG.m}$$

$$M_{gn} = \frac{ql^2}{24} = \frac{1731,62\times 1,8^2}{24} = 233,76 \text{ kG.m}$$

$$Q = \frac{ql^2}{2} = \frac{1731,62\times 1,8^2}{2} = 2805,22 \text{ kG}$$

* Tính cốt thép:

Chọn a = 2,5 $\rightarrow$ h_0 = 30 – 2,5 = 27,5 cm

$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{46754}{110\times 22\times (27,5)^2} = 0,0508$$

$$\Rightarrow \gamma = 0,5\times\left(+\sqrt{1-2A}\right) = 0,5\times\left(+\sqrt{1-2\times 0,0508}\right) = 0,974$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{46754}{2800\times 0,974\times 27,5} = 0,879\,cm^2$$

Chọn thép theo cấu tạo 2ϕ16 có:

$$\mu = \frac{F_a}{b\times h_o} = \frac{3,08}{22\times 27,5}\times 100\% = 0,509\% > \mu_{min}$$

* Tính cốt đai:

- Kiểm tra điều kiện han chế:

$k_0\times R_n\times b\times h_0 = 0,35\times 110\times 22\times 27,5 = 16516,5$ kG > Q_{max} = 2805,22 kG

Thoả mãn điều kiện

- Kiểm tra điều kiện lực cắt.

$k\times R_k\times b\times h_0 = 0,6\times 8,8\times 22\times 27,5 = 2265,12$ kG < 2805,22 kG

$\rightarrow$ Phải tính cốt đai.

- Chọn đai hai nhánh : n = 2
- Lực cốt đai phải chịu:

$$q_đ = \frac{Q^2}{8\times R_k\times b\times h_0^2} = \frac{2805,22^2}{8\times 8,8\times 22\times 27,5^2} = 13,36\,(\text{kG/cm})$$

- Chọn đường kính cốt đai ϕ 6 có diện tích tiết diện ngang f_a = 0,283 cm^2 .
- Khoảng cách tính toán giữa các cốt đai .

$$u_{tt} = \frac{R_{ad}\times n\times f_a}{q_d} = \frac{1800\times 2\times 0,283}{13,36} = 58\,cm \quad u_{ct} \le h/2 \text{ và } 200 \text{ mm}$$

- Vậy khoảng cách giữa các cốt đai lấy là: u_{bt} =15 cm.

Chương 3

TÍNH TOÁN NỀN MÓNG VÀ TÍNH TOÁN TƯỜNG XÂY

3.1 Cơ sở tính toán.

3.1.1 Quy trình thết kế móng

3.1.1.1 Tài liệu cho việc thiết kế nền móng công trình.

3) Tài liệu địa chất.

Để thiết kế nền móng công trình cần thu thập đủ các tài liệu về địa chất thuỷ văn khu vực xây dựng công trình. Các tài liệu địa chất phải đủ để thiết lập mặt cắt địa chất với các lớp đất có đủ các thông số về chỉ tiêu cơ lý, mực nước ngầm.

Hệ thống kết quả của các thí nghiệm hiện trường (CPT, SPT…) hoặc các thí nghiệm trong phòng phải được cơ quan có thẩm quyền lập và kiểm định để dùng làm căn cứ xác định sức chịu tải của cọc trong quá trình thiết kế.

4) Vật liệu dùng thiết kế móng.

Thông thường sử dụng bêtông cốt thép cho việc thi công nền móng công trình. Khi đó cần có các thống số về cường độ vật liệu, các thông tin về phụ gia sử dụng nếu có. Trong trường hợp thiết kế các loại nền móng đặc biệt cần có các thông tin chỉ dẫn kèm theo.

5) Tải trọng dùng thiết kế móng.

Tải trọng thiết kế móng thường là tải trọng chân cột được tổ hợp theo quy định. Việc sử dụng tải trọng tính toán hay tiêu chuẩn tuỳ theo từng quá trình thiết kế hay kiểm tra móng. Đối với việc sử dụng đài cọc chung cho một hệ móng lớn cần có những phân tích chính xác về sự tác dụng của tải trọng để tìm ra được tổ hợp tải trọng nguy hiểm nhất.

3.1.1.2 Quy trình chung thiết kế móng cọc.

1- Thống kê các tài liệu, thông số thiết kế: đất nền, vật liệu, tải trọng, tiêu chuẩn thiết kế, các yêu cầu riêng đối với công trình nếu có.

2- Chọn loại cọc, chiều sâu hạ cọc, chiều sâu chôn đài. Việc chọn loại cọc tiến hành trên cơ sở các phương án cọc được đề xuất, đánh giá tuỳ theo điều kiện cụ thể của công trình, khả năng thi công, các chỉ tiêu về kinh tế kỹ thuật tổng hợp.

3- Xác định sức chịu tải của cọc đơn.

4- Xác định sơ bộ số lượng cọc, bố trí cọc trong đài.

5- Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.

6- Kiểm tra tính toán cọc và đài cọc.

7- Kiểm tra ổn định tổng thể, dự báo độ lún của móng cọc.

8- Hoàn thiện thiết kế và bản vẽ.

***3.1.2** Thiết kế móng cho cột trục D – khung 3.*

3.1.2.1 Thông số thiết kế.

6) Tài liệu địa chất.

- Theo "báo cáo khảo sát địa chất công trình VIỆN KIỂM DỊCH SINH HỌC QUỐC GIA - ĐỐNG ĐA, HÀ NỘI" giai đoạn phục vụ thiết kế thi công:

- Khu đất xây dựng tương đối bằng phẳng. Cao độ trung bình của mặt đất +6,3m, được khảo sát bằng phương pháp khoan thăm dò. Từ trên xuống dưới gồm các lớp đất chiều dày ít thay đổi trong mặt bằng:

+ Lớp 1: Đất lấp dày trung bình 0,7m

+ Lớp 2: Cát pha dày trung bình 12,9m

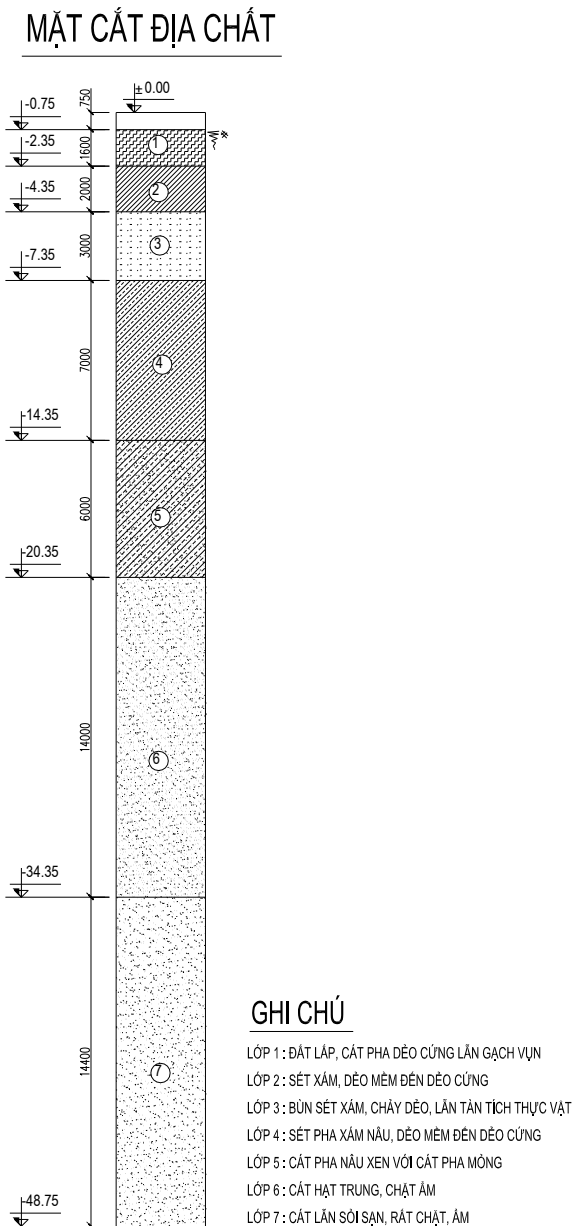
+ Lớp 3: Cát hạt nhỏ dày trung bình 3,2m

+ Lớp 4: Cát hạt vừa có chiều dày chưa kết thúc trong phạm vi hố khoan sâu 32m.

+ Mực nước ngầm ở độ sâu trung bình 1,4m so với mặt đất.

Bảng 7-1: Các chỉ tiêu cơ học, vật lý của đất.

Lớp	Tên	Chiều dày m	γ $\frac{KN}{m^3}$	γ_s $\frac{KN}{m^3}$	W %	W_L %	W_p %	$\varphi°_{II}$	C_{II} KPa	E KPa
1	Đất lấp	0,7	16	_	_	_	_	_	_	_
2	Cát pha	12,9	17,6	26,5	30,4	31,7	25	17°	7	5600
3	Cát pha	3,2	18,2	26,2	22,4	_	_	30°	_	11200
4	Cát hạt vừa		18,5	26,1	16,6	_	_	35°	_	3400



Hình 3-1. ***Mặt cắt địa chất***

2. Đánh giá điều kiện địa chất công trình.

Lớp 1: Đất trồng trọt dày trung bình 0,7m là loại đất rất yếu.

Lớp 2 : Cát pha dày trung bình 12,9m có độ sệt:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_1 - W_p} = \frac{30 - 25}{31{,}7 - 25} = 0{,}74; \quad (7\text{-}1)$$

$\rightarrow$ Cát pha dẻo có E = 5600 KPa, đất trung bình.

$$e = \frac{\gamma_s(1 + 0{,}01W)}{\gamma} - 1 = \frac{26{,}5(1 + 0{,}304)}{17{,}6} - 1 = 0{,}963 \quad (7\text{-}2)$$

$$\rightarrow \gamma_{dn2} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1+e} = \frac{26,5-10}{1+0,963} = 8,4(KN/m^3). \quad (7\text{-}3)$$

Lớp 3: Cát hạt nhỏ dày trung bình 3,2m:

$$e = \frac{\gamma_s(1+0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,2(1+0,224)}{18,2} - 1 = 0,762$$

Cát ở trạng thái chặt vừa E = 11200 Kpa, đây là lớp đất tương đối tốt.

$$\rightarrow \gamma_{dn3} = \frac{\gamma_s - \gamma_n}{1+e} = \frac{26,2-10}{1+0,762} = 9,14(KN/m^3)$$

Lớp 4: Cát hạt vừa chiều dày chưa kết thúc ở độ sâu khảo sát 32m có:

$$e = \frac{26,1(1+0,166)}{18,5} - 1 = 0,645 \rightarrow$$ cát chặt vừa. E = 3400 KPa, đất tốt.

$$\rightarrow \gamma_{dn4} = \frac{26,1-10}{1+0,645} = 9,78(KN/m^3)$$

3. Chọn loại nền và móng.

- Căn cứ vào đặc điểm công trình, điều địa chất thuỷ văn, chọn giải pháp móng cọc ép trước. Do vậy ta dùng cọc bê tông cốt thép cắn vào lớp đất thứ 4 là 1,5(m), dùng cọc bê tông cốt thép có tiết diện 25×25cm.(Mũi cọc được cắn sâu vào lớp đất thứ 4 là 1,5(m). Đầu cọc được đập bỏ chìa thép dọc chịu lực 1 đoạn 0,4(m). Phần đầu cọc ngàm vào đài là 0,15(m) đáy đài đặt ở độ sâu – 1,5(m) so với cốt ±0,00 (Cốt ±0,00 tương ứng với cốt sàn tầng 1)) dài 17,6 (m) được nối từ 3 đoạn cọc C_1, C_2 và C_3. Đoạn cọc C_1, C_2 dài 6(m), đoạn cọc C_3 dài 6(m). Hạ cọc bằng kích thuỷ lực theo phương pháp ép trước để đảm bảo không gây ảnh hưởng đến các công trình lân cận.

- Dùng cọc 4 ϕ18 AII làm cốt dọc chịu lực

- Bê tông mác 400 có R_n = 170(kG/cm^2)

- Theo bảng 16 TCXD 45-78 đối với nhà khung bê tông cốt thép có tường chèn thì:

S_{gh}= 0,08m

ΔS_{gh}= 0,001.

3.1.2.2 Vật liệu.

Vật liệu làm đài móng là bêtông cốt thép.

Bêtông M250: R_n = 110 kG/cm^2 , R_k = 8,3 kG/cm^2

Cốt thép nhóm AII: R_a = 2800 kG/cm^2

3.1.2.3 Tải trọng dùng thiết kế móng.

Tải trọng tính toán móng cho cột biên C1 được lấy từ bảng tổ hợp nội lực cột. Tổ hợp được dùng là tổ hợp N_{max}, M_{tu}

Giá trị tải trọng tính toán chân cột là:

N = 174,57 T Q = 6,39 T

M = 20,76 Tm

3.2 Tính toán móng.

Tải trọng trên là tải trọng chưa kể đến trọng lượng giằng, tường tầng 1 do vậy ta phải tính thêm phần tải trọng này.

- Tường tầng 1 là tường 220 (tính toán có trừ cửa):

$g_1 = (3,4\times0,22\times3,6 + 3,4\times0,22\times2,95)\times1800\times1,1\times0,8$

$= 7760(kG) = 77,60(KN)$

- Tải trọng do giằng móng: Giằng móng tiết diện (0,22×0,4)

$g_2 = (0,22\times0,4\times2500\times1,1)\times(3,6 + 3,85) = 1802,9\ (kG) = 18,03(KN)$

- Tải trọng do tường, dầm giằng tầng 1 là:

$N_0^{tt} = g_1 + g_2$

$= 77,60 + 18,03 = 95,9\ (KN)$

Tổng tải trọng tác dụng xuống chân cột tầng 1 là:

$N^{tt} = N_0^{tt} + N_0^{tt} = 95,9 + 1745,7 = 1841,6\ (KN)$

Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng xuống chân cột tầng 1 là:

$$N_0^{tc} = \frac{N^{tt}}{n} = \frac{1841,6}{1,2} = 1534,67(KN)$$

$$M_0^{tc} = \frac{M^{tt}}{n} = \frac{207,6}{1,2} = 173(KN.m)$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q^{tt}}{n} = \frac{63,9}{1,2} = 53,25\ (KN)$$

7.2.1 Xác định sức chịu tải của cọc:

a. Theo vật liệu làm cọc:

$P_v = \varphi(R_b\times F_b + R_a\times F_a) = 1(17000\times0,25^2 + 280000\times10,18\times10^{-4})$ (7-5)

$= 1347,54$ KN

b. Theo sức chịu tải của đất nền:

- Sức cản phá của cọc ma sát:

Ta có: $P_x^{'} = P_{mũi} + P_{xq}$ (7-6)

$P_{mũi} = q_p \times F$

- Sức cản phá hoại của đất ở mũi cọc tra bảng sách hướng dẫn đố án nền móng ta có.

$q_c = 11200(Kpa)$

$P_q = 0,4 \times 11200 = 4480(Kpa)$

$$P_{xq} = U\sum_{1}^{n} q_{si} \times h_i \quad (7\text{-}7)$$

- Lớp sét pha: $q_c = 1670(Kpa)$

$$\alpha = 30 \rightarrow q_s = \frac{q_c^{tb}}{\alpha} = \frac{1670}{30} = 55,66(Kpa)$$

- Lớp đất cát hạt vừa: $q_c = 5200(Kpa)$

$$\alpha = 100 \rightarrow q_s = \frac{q_c^{tb}}{\alpha} = \frac{5200}{100} = 52(Kpa)$$

- Lớp cát hạt vừa $q_c = 11200(Kpa)$

$$\alpha = 150 \rightarrow q_s = \frac{q_c^{tb}}{\alpha} = \frac{11200}{150} = 74,67(Kpa)$$

Ta có:

$P'_x = (4480 \times 0,3^2) + 0,3 \times 4 \times (55,6 \times 13,6 + 52 \times 7,4 + 74,67 \times 2)$

$= 2036,8512(KN)$

- Tải trọng cho pháp tác dụng xuống cọc

$$P_x = \frac{P_{mui} + P_{xq}}{2 \div 3} = \frac{2036,8512}{3} = 678,95(KN) \quad (7\text{-}8)$$

Ta có $P_x = 2036,85$ (KN) $> P_x = 678,95$(KN) nên ta đưa P_x vào tính toán.

Chân cọc tỳ lên lớp cát hạt vừa nên cọc làm việc theo sơ đồ ma sát. Sức chịu tải của cọc được xác định theo công thức.

$$P = m \times (m_R + R \times F + \Sigma m_{fi} \times f_i \times h_i) \quad (7\text{-}9)$$

Cường độ tính toán của đất nền ở chân cọc với độ sâu H = 16,9(m) tra bảng ta có R = 4608(KPa). Chi đất nền thành các lớp đồng nhất.

$Z_1 = 3,1(m)$ f = 7,1

$Z_1 = 6,1(m)$ f = 9,9

$Z_1 = 12,1(m)$ f = 9,74

$Z_1 = 15,7(m)$ f = 9,452

$Z_1 = 16,45(m)$ f = 9,8

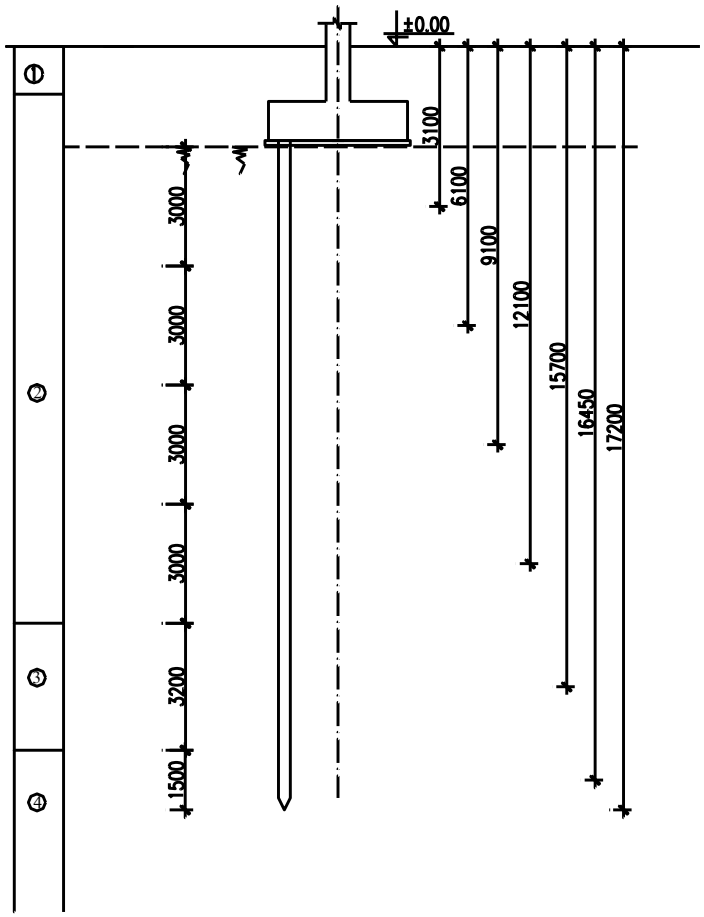
$Z_1 = 17,2(m)$ $f = 15,95$

$P_đ = [4608\times0,25^2 + 0,25\times4\times[(3\times(7,1 + 9,9 + 9,7 + 9,542 + 9,8) + 3,2\times9,2 + 1,5\times15,09]$

$= 487,603(KPa)$

Ta có:

$$P_d^{'} = \frac{P_d}{k_d} = \frac{487,06}{1,4} = 341,57(KPa)$$



Hình 7-2: Chiều sâu ép cọc.

Ta thấy P' = 341,57(KPa) < P_v = 1347,5(KPa) nên ta lấy $P_d^{'}$ = 341,57 KN đưa vào tính toán:

7.2.2 Xác định số lượng cọc và bố trí cọc cho móng:

- Áp lực tính toán giả định tác dụng lên đế đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$P_{tt} = \frac{P_x}{(3d)^2} = \frac{341,57}{(9\times0,0625)} = 607,064(KPa) \qquad (7\text{-}10)$$

- Diện tích sơ bộ đế đài:

$$F = \frac{N_0^{tt}}{p_{tt} - \gamma_{tb}\times n\times h} = \frac{1642,82}{607,064 - 1,1\times20\times1,6} = 2,874m^2 \qquad (7\text{-}11)$$

- Trọng lượng đài và đất trên đài:

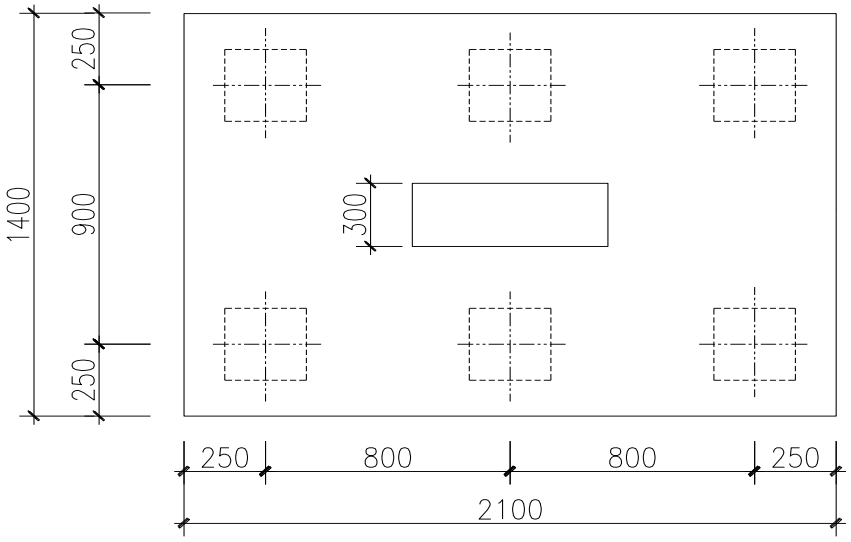
$$N_đ^{tt} = n \times F_đ \times \gamma_{tb} \times h = 1,1 \times 2,874 \times 20 \times 1,6 = 101(KN) \quad (7\text{-}12)$$

- Lực dọc tính toán xác định đến cốt đế đài:

$$N^{tt} = N_0^{tt} + N_đ^{tt} = 1841,6 + 101 = 1942,6(KN) \quad (7\text{-}13)$$

- Số lượng cọc sơ bộ: $n_c' = \frac{N^{tt}}{P_x} = \frac{1942,6}{341,57} = 5,6$ cọc.

Chọn 6 cọc và bố trí như hình vẽ:



Hình 7-3: Sơ đồ bố trí cọc.

Diện tích đế đài thực tế: $F_đ' = 2,1 \times 1,4 = 2,94\ m^2$.

Trọng lượng tính toán của đài cọc và đất trên đài:

$$N_đ^{tt} = n \times F_đ' \times \gamma_{tb} \times h = 1,1 \times 2,94 \times 20 \times 1,6 = 103,5(KN)$$

Lực dọc: $N_{tt} = 1841,6 + 103,5 = 1945,1(KN)$

Mô men tính toán xác định tương ứng với trọng tâm diện tích các cọc tại đế đài:

$$M^{tt} = M_0^{tt} + Q_0^{tt} \times h = 207,6 + 63,9 \times 0,7 = 252,33(KNm) \quad (7\text{-}14)$$

Lực truyền xuống các cọc dãy biên:

$$P^{tt}_{max,min} = \frac{N^{tt}}{n_c'} \pm \frac{M_y . x_{max}}{\sum x_i^2} = \frac{1945,1}{6} \pm \frac{252,33 \times 0,8}{4 \times 0,8^2} = 277,87 \pm 45,71 \quad (7\text{-}15)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} P^{tt}_{max} = 323,58(KN) \\ P^{tt}_{min} = 232,16(KN) \end{cases}$$

Trọng lượng tính toán của cọc: $P_c = 0,25^2 \times 10 \times 16,9 \times 1,1 = 17,43(KN)$

Ta thấy điều kiện:

$$\begin{cases} P^{tt}_{max} + P_c = 323,58 + 17,43 = 341,01 < P_d' = 341,57(KN) \end{cases}$$

$P^{tt}_{min} = 191,614 < P_v = 1347,54(KN)$

7.2.3 Kiểm tra móng theo điều kiện biến dạng:

Độ lún của nền móng cọc được tính theo độ lún của nền khối móng quy ước có mặt cắt abcd:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{1}{4}\frac{\sum hi.\varphi i}{\sum hi} = \frac{1}{4}\left(\frac{17\times 12^0 + 3,2\times 30^0 + 1,5\times 35^0}{12+3,2+1,5}\right) = 5,276^0 \quad (7\text{-}16)$$

Chiều dài của đáy khối quy ước:

$$L_M = 1,6 + 0,25 + 2\times 16,7\times tg\ 5,276^0 = 4,984(m) \quad (7\text{-}17)$$

Bề rộng của đáy khối quy ước:

$$B_M = 0,9 + 0,25 + 2\times 16,7\times tg 5,276^0 = 4\ ,28(m) \quad (7\text{-}18)$$

Chiều cao khối móng quy ước :$H_M = 17,6 + 1,6 = 19,2(m)$ (7-19)

Xác định trọng lượng của khối quy ước:

+ Từ đáy đài trở lên:

$$N_1^{tc} = L_M \times B_M \times h \times \gamma_{tb} = 4,984\times 4,28\times 1,6\times 20 = 682,6(KN) \quad (7\text{-}20)$$

+Trọng lượng lớp đất từ đế đài đến đáy khối quy ước trừ đi phần thể tích đất bị cọc chiếm chỗ :

$$N_2^{tc} = (4,984\times 4,28 - 0,25^2\times 7)\times 12\times 8,4 = 2016,11(KN)$$

+Trọng lượng lớp đất thứ 3:

$$N_3^{tc} = (4,984\times 4,28 - 0,25^2\times 7)\times 3,2\times 9,14 = 615,12(KN)$$

+ Trọng lượng lớp đất thứ 4:

$$N_4^{tc} = (4,984\times 4,28 - 0,25^2\times 7)\times 1,5\times 9,78 = 307,14(KN)$$

+ Trọng lượng của cọc là:

$$N_c = 0,25^2\times 15\times 16,7\times 6 = 109,59375(KN)$$

Tổng trọng lượng khối móng quy ước:

$$N_{qu}^{tc} = 682,6 + (2016,11 + 615,12 + +307,14 + 109,6) = 3636,625(KN)$$

Trị tiêu chuẩn lực dọc xác định đến đáy khối quy ước:

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_{qu}^{tc} = 1534,67 + 3636,625 = 6171,3(KN)$$

Mô men tương ứng với trọng tâm đáy khối quy ước:

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q_0^{tc}\times 19,2 = 173 + 53,25\times 19,2 = 1195,4(KNm)$$

Độ lệch tâm: $e = \frac{M^{tc}}{N^{tc}} = \frac{1195,4}{6171,3} = 0,19m$ (7-21)

Áp lực tiêu chuẩn ở đáy khối quy ước:

$$\sigma^{tc}_{\max,\min} = \frac{N^{TC}}{L_M \times B_M}(1 \pm \frac{6 \times e}{L_M}) = \frac{6171,3}{4,984 \times 4,28}(1 \pm \frac{6 \times 0,19}{4,984}) \quad (7\text{-}22)$$

$$\rightarrow \begin{cases} \sigma^{tc}_{max} = 355,48(KN/m^2) \\ \sigma^{tc}_{min} = 223,13(KN/m^2) \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma^{tc}_{tb} = 289,31(KN/m^2)$$

Cường độ tính toán của đáy khối quy ước :

$$R_M = \frac{m_1 \times m_2}{K_{tc}}(1,1 \times A \times B_M \times \gamma_{II} + 1,1 \times B \times H_M \times \gamma_{II}' + 3 \times D \times C_{II}) \quad (7\text{-}23)$$

$K_{TC} = 1$:vì các chỉ tiêu cơ lí xây dựng bằng thí nghiệm trực tiếp đối với đất.

$m_1 = 1,4$ và $m_2 = 1$:vì công trình không thuộc loại tuyệt đối cứng

$\varphi_{II} = 35^0$ tra bảng 3-2 được : A = 1,67; B = 7,69; D = 9,59;

$\gamma_{II} = \gamma_{đn4} = 9,78\ KN/m^3$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma' \times h' + \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2' \times h_2' + \gamma_{dn2} \times (h_2 - h_2') + \gamma_{dn3} \times h_3 + \gamma_{dn4} \times h_4}{h' + h_1 + \ldots + h_4} \quad (7\text{-}24)$$

$$= \frac{16 \times 0,5 + 17,6 \times 0,9 + 12 \times 8,4 + 3,2 \times 9,2 + 1,5 \times 9,78}{0,95 + 0,9 + 12 + 3,2 + 1,5}$$

$$= 9,32KN/m^3$$

$$R_M = \frac{1,4 \times 1}{1}(1,1 \times 1,67 \times 4,28 \times 9,78 + 1,1 \times 7,69 \times 9,32) = 314(KN)$$

$$\begin{cases} \sigma^{tc}_{\max} = 355,48 < 1,2R_M = 314 * 1,2 = 376,8(KN) \\ \sigma^{tc}_{tb} = 289,31(KN) < R_M = 314(KN) \end{cases}$$

$\rightarrow$ thoả mãn

Vậy ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính. Đất nền từ chân cọc trở xuống có chiều dày lớn, ta dùng mô hình nền là nửa không gian biến dạng tuyến tính để tính lún

Áp lực bản thân ở đáy khối quy ước:

$$\sigma^{bt}_{z=0} = 0,5 \times 16 + (0,7 \times 17,6) + 12,2 \times 8,4 + 3,2 \times 9,2 + 1,5 \times 9,78$$

$$= 160(\ KPa)$$

Ứng suất gây lún ở đáy khối quy ước:

$$\sigma^{gl}_{z=0} = \sigma^{tc}_{tb} - \sigma^{bt}_{z=0} = 289,31 - 160 = 129,31\ (Kpa)$$

Chia nền dưới đáy khối quy ước thành các lớp có chiều dày $h_i = 01m < \frac{B_M}{4}$

Bảng 7-2: Ứng suất gây lún của khối móng.

Điểm	Độ sâu z(m)	L_M/B_M	$2z/B_M$	Ko	σ^{gl}_{zi} Kpa	σ^{bt}_{zi} Kpa
1	0	1,16	0	1	32,8	129,72
2	1	1,16	0,467	0,836	27,42	149,28
3	2	1,16	0,785	0,785	25,748	159,06
4	3	1,16	0,5647	0,5647	18,52	159,06
5	4	1,16	0,408	0,408	13,38	
6	5	1,16	0,3	0,3	9,84	

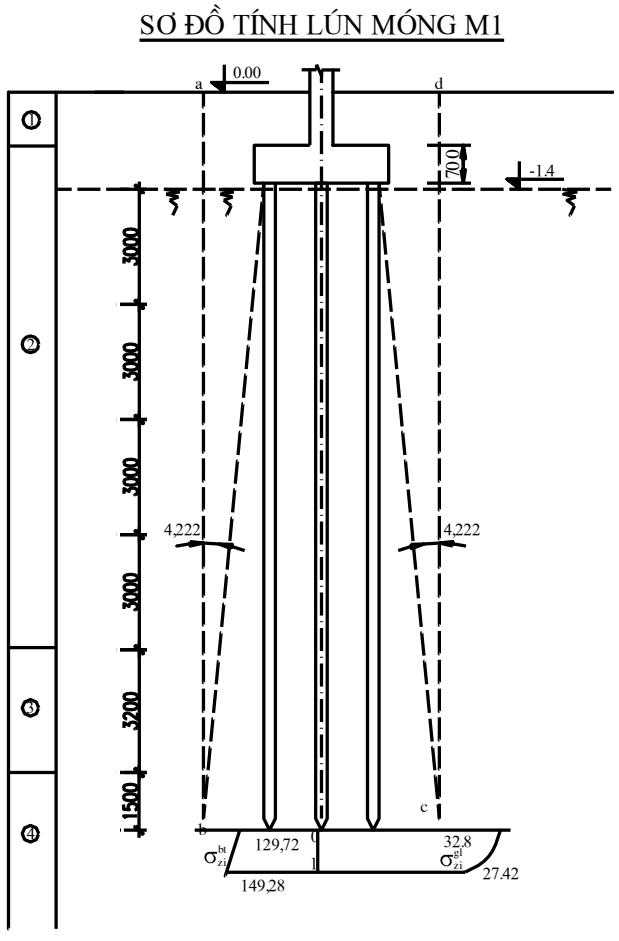
Tại điểm 2 có: $\sigma^{gl} = 27,42 < 0,2 \times \sigma^{bt} = 0,2 \times 149,28 = 29,856$ (KN)

Lấy giới hạn nền đến điểm ở độ sâu 1 m kể từ đáy khối quy ước:

Độ lún của nền:

$$S = \sum_{i=1}^{5} \frac{0.8}{E_i} \sigma^{gl}_{zi} \times hi = \frac{0,8 \times 1}{3400}\left(\frac{129,72}{2} + \frac{149,28}{2}\right) = 0.021153m < S_{gh} = 0,08m.$$

(Thoả mãn điều kiện biến dạng)

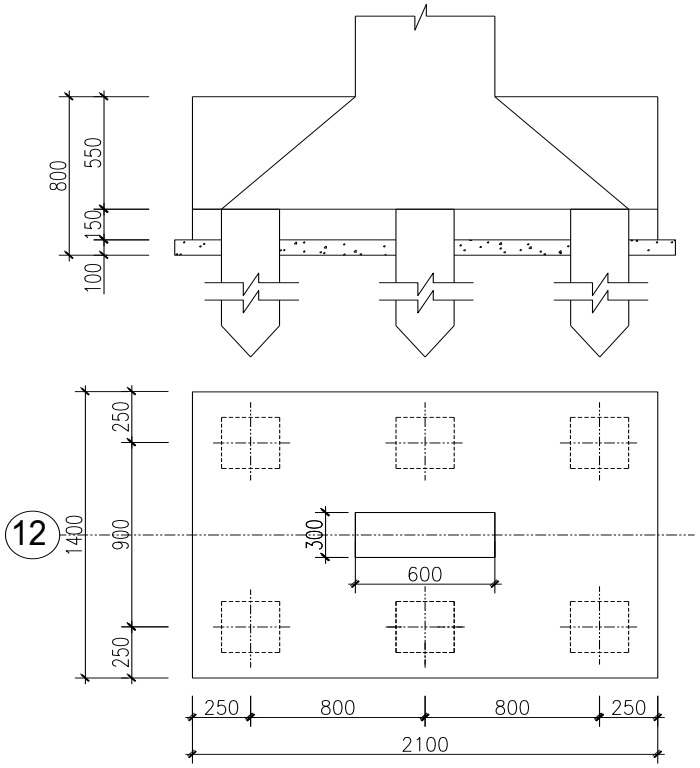


Hình 7-4: Sơ đồ tính lún móng.

7.2.4 Tính toán độ bền và cấu tạo đài cọc:

Bê tông cấu tạo đài cọc dùng bê tông mác 200 cốt thép nhóm AII

Chiều cao làm việc của đài cọc xác định theo đài cọc chống đâm thủng:vẽ tháp đâm thủng.



Hình 7-5: Kích thước đài cọc

Tính toán và bố trí cốt thép :

- Mô men tương ứng với mặt ngàm I-I là:

$M_I = r_i \times (p_3 + p_6)$

$p_3 = p_6 = p_{max}$

$M_I = 0,34 \times (p_{max} + p_{max}) = 0,4 \times (307,33 + 307,33) = 307,33(KNm)$

- Mô men tương ứng với mặt ngàm II-II

$M_{II} = r_2 \times (p_1 + p_2 + p_3 + p_7) = 0,34 \times (307,33 + 191,14 + 2 \times 249)$

$= 338,8(KNm)$

$$\rightarrow F_{a1} = \frac{M_I}{0,9 \times h_0 \times R_a} = \frac{307,33}{0,9 \times 0,55 \times 28.10^4} = 22,174cm^2$$

Chọn 11ϕ16 có $F_a = 22,12cm^2$,

$$\rightarrow F_{a2} = \frac{M_{II}}{0,9 \times h_0 \times R_a} = \frac{338,8}{0,9 \times 0,55 \times 28 \times 10^4} = 24,44cm^2$$

Chọn 13ϕ16 có $F_a = 26,14cm^2$,

Xem bản vẽ KC - 6