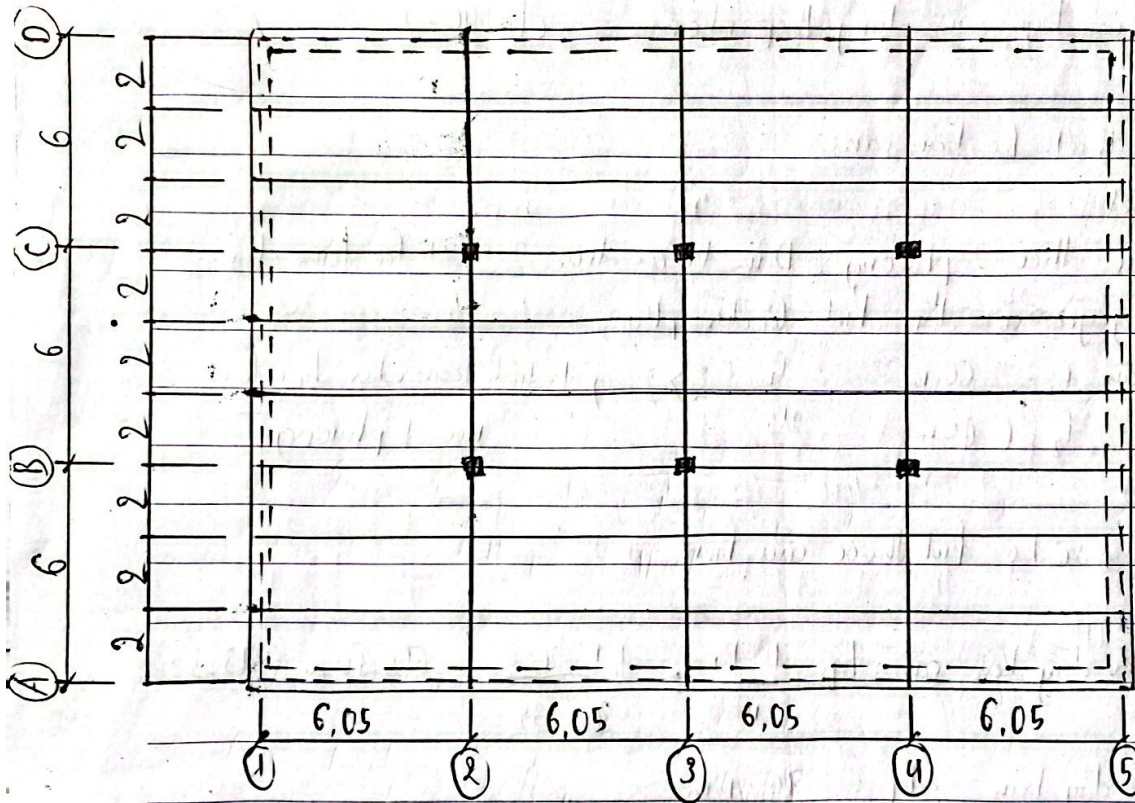


Vũ Chi' Thanh

MS SV, 0192467

I. Số liệu cho trước

1. Sơ đồ thiết kế dầm sàn



2. Số liệu cho trước

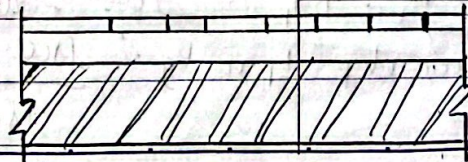
STT	Sơ đồ	l_1 (m)	l_2 (m)	P_{tc} (kN/m ²)	Cấp BT
49	1	2.00	6.05	6.6	B30

Trọng chịu lực cột chiều dài $b_t = 300$ mm

Tiết diện cột bê tông : $b_c \times h_c = 300 \times 300$ mm

3. Tải trọng tác dụng lên sàn:

lớp gạch ceramic dày 9mm
lớp vữa lót dày 30mm
lớp vữa trát dày 15mm
bản sàn BTC1



Cầu tạo sàn

2



TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG

Hoạt tải tiêu chuẩn:

Hệ số độ tin cậy của tải trọng $n = 1,2$

1. Vật liệu sử dụng:

Bê tông cấp độ bền chịu nén: B30

Cốt thép của cốt đai dầm dùng thép nhóm: CB-240t

Cốt thép dọc của dầm dùng thép nhóm: CB-300v

Cốt thép của bản sàn dùng thép nhóm: cb240t

II. Tính toán thiết kế bản sàn:

1. Nhận xét:

Sàn có dầm theo 2 phương. Dầm tại các trục 2, 3, 4 là dầm chính. Các dầm vuông góc với dầm chính là dầm phụ.

Kích thước ô bản $l_1 = 2,00 \text{ m}$ $\frac{l_2}{l_1} = 3 > 2$ ta tính toán như bản lần
 $l_2 = 6,05 \text{ m}$ với 1 phương.

2. Tính toán sơ bộ kích thước cầu bản

a) Bản sàn:

Xác định chiều dày bản sàn: $h_b = \frac{D \cdot l_1}{m} = \frac{1,1 \cdot 2000}{30 \sim 35} = 62,86 \sim 73,3$

Chọn chiều dày bản $h_b = 70 \text{ mm}$

Trong đó $D = 1,1$ với tải trọng trung bình, $m = 30 \sim 35$ với bản liên tục

- Chọn tiết diện dầm phụ: $h_{dp} = 400 \text{ mm}$

$b_{dp} = 200 \text{ mm}$

- Chọn tiết diện dầm chính: $h_{dc} = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12} \right) \times l_{dc} = (800 \sim 750) \text{ mm}$

$\Rightarrow$ Chọn $h_{dc} = 800 \text{ mm}$

$b_{dc} = 300 \text{ mm}$

3. Nhịp tính toán của bản

Nhịp biên: $l_b = l_1 - \frac{b_{dp}}{2} + \frac{h_b}{2} = 2000 - \frac{200}{2} + \frac{70}{2} = 1765 (\text{mm})$

Nhịp giữa: $l_g = l_1 - \frac{b_{dp}}{2} = 2000 - 200 = 1800 (\text{mm})$

Chênh lệch nhau giữa các nhịp l_b và l_g : $\frac{1800 - 1765}{1800} \cdot 100\% = 1,94\% < 10\%$
(thỏa mãn)

4. Tải trọng tĩnh (kN/m²)

Các lớp cấu tạo cơ bản	Bề dày (mm)	Dung trọng	n	Tải trọng tĩnh (kN/m ²)
Lớp gạch lát	9	20	1,1	0,198
Lớp vữa lót	30	18	1,3	0,702
Bê tông B10	70	25	1,1	1,925
Lớp vữa trát trần	15	18	1,3	0,351
Tổng cộng	124			3,176

Lấy $g_b = 3,176 \text{ kN/m}^2$

- Hoạt tải tĩnh

Hoạt tải tiêu chuẩn lấy theo sổ liên đầu vào là $6,6 \text{ kN/m}^2$

-1 Hoạt tải tĩnh: $p_b = n \cdot p_{tc} = 1,2 \cdot 6,6 = 7,92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Vậy Tải trọng toàn phần (gồm tĩnh và hoạt tải tác dụng lên bề mặt sàn là

$$q_b = 1(g_b + p_b) = 3,176 + 7,92 = 11,096 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

5. Tính và vẽ biểu đồ nội lực

- Theo sơ đồ

Momen uốn tại nhịp biên và gối thứ hai:

$$M_{nhb} = M_{g2} = \pm \left(\frac{q_b \cdot l_0^2}{11} \right) = \pm \frac{11,096 \cdot 4,765^2}{11} = \pm 3,142 \text{ kNm}$$

Momen uốn tại nhịp giữa và gối giữa:

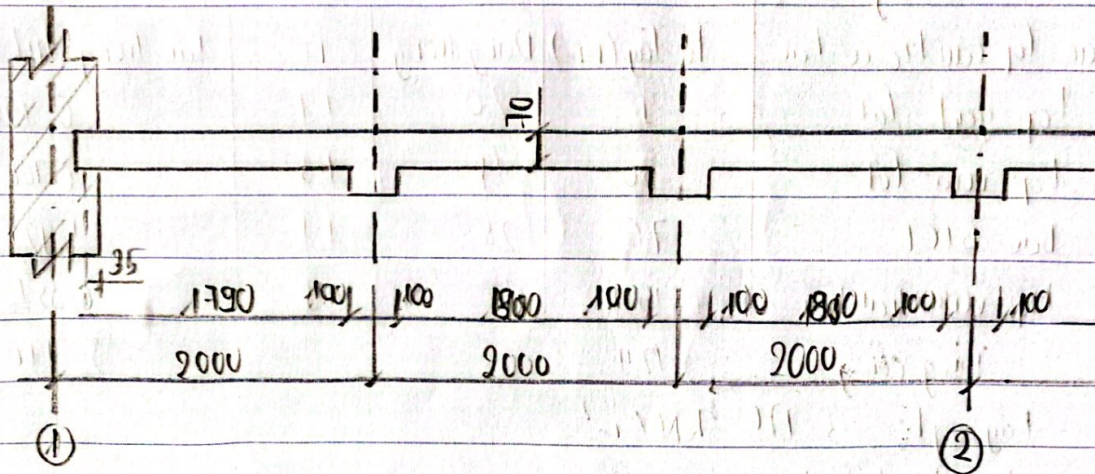
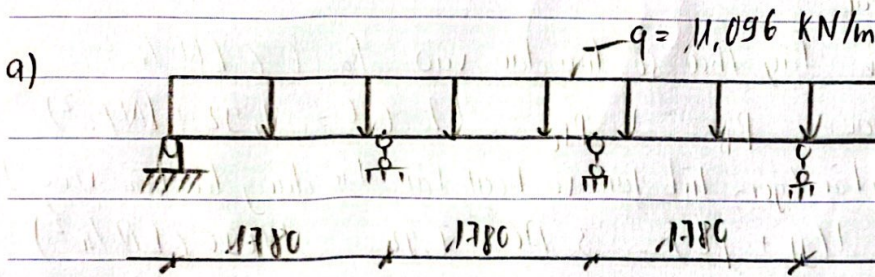
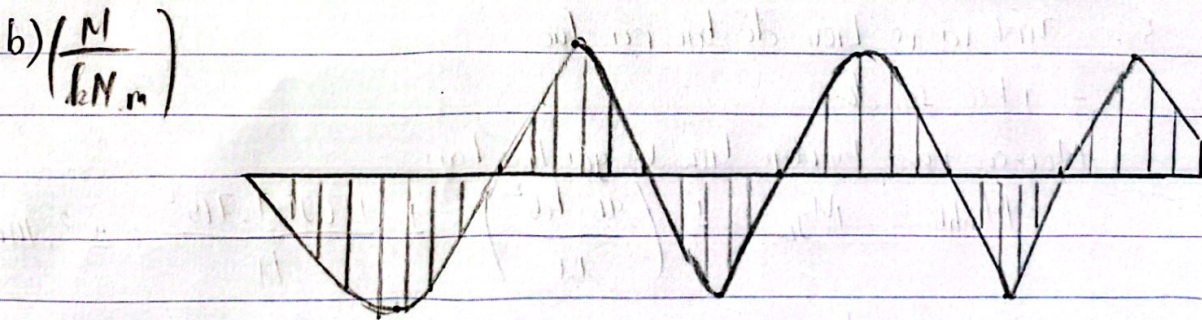
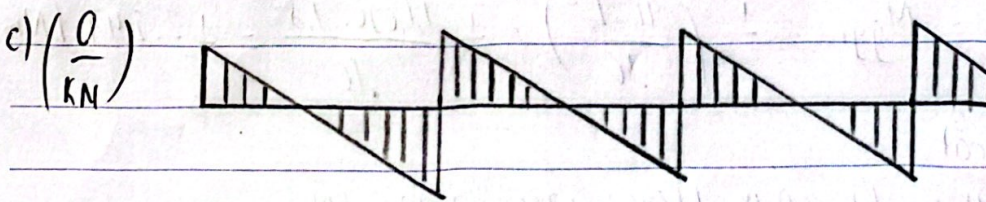
$$M_{nhg} = M_{ggi} = \pm \left(\frac{q_b \cdot l_0^2}{16} \right) = \pm \frac{11,096 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 2,247 \text{ kNm}$$

Giá trị lực cắt

$$Q_{\mu} = 0,4 \cdot q_b \cdot l_0 = 0,4 \cdot 11,096 \cdot 1,765 = 7,834 \text{ kN}$$

$$Q_N = 0,6 \cdot q_b \cdot l_0 = 0,6 \cdot 11,096 \cdot 1,765 = 11,571 \text{ kN}$$

$$Q_N = Q_p = Q_q = Q_a = Q_s = 0,5 \cdot q_b \cdot l_0 = 0,5 \cdot 11,096 \cdot 1,8 = 9,9864 \text{ kN}$$



a) Sơ đồ tĩnh tải, b) Biểu đồ momen, c) Biểu đồ lực cắt.

6. Tính cốt thép chịu momen uốn

Vật liệu sử dụng

Bê tông cấp độ bền B30 có $R_b = 17 \text{ MPa}$ và $R_{bt} = 1,20$

Cốt thép nhóm CB240-1 có $R_s = 210 \text{ MPa}$

Tính nội lực theo sơ đồ chéo, hệ số hạn chế ứng suất $\alpha_{pl} = 0,255$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu: $11 \text{ mm} = 0,05 \%$

Chọn $a = 15 \text{ mm}$ cho mọi tiết diện, chiều cao làm việc của bản.

$$h_0 = h_b - a = 70 - 15 = 55 \text{ mm}$$

Tại gối biên và nhịp biên, với $M = 3,1412 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3,14 \cdot 10^6}{17 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,061 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,061}}{2} = 0,968$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{3,14 \cdot 10^6}{210 \cdot 0,968 \cdot 55} = 281 \text{ mm}^2$$

$$11 \% = \frac{A_s}{b_x \cdot h_0} \cdot 100 \% = \frac{281}{1000 \cdot 55} \cdot 100 \% = 0,51 \%$$

Chọn thép có đường kính 8 mm ; $q_s = 50,3 \text{ mm}^2$

kh/c giữa các cốt thép:

$$s = \frac{b_1 \cdot q_s}{A_s} = \frac{1000 \cdot 50,3}{281} = 179 \text{ mm}$$

→ Chọn $\phi 8 \text{ s} = 170 \text{ mm}$

Tại gối giữa và nhịp giữa $M = 2,243 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,25 \cdot 10^6}{17 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,044 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044}}{2} = 0,978$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{2,25 \cdot 10^6}{210 \cdot 0,978 \cdot 55} = 199 \text{ mm}^2$$

$$11 \% = \frac{A_s}{b_x \cdot h_0} \cdot 100 \% = \frac{199}{1000 \cdot 55} \cdot 100 \% = 0,36 \%$$

Chọn thép có đường kính 6 mm ; $q_s = 28,3 \text{ mm}^2$

kh/c giữa các cốt thép:

$$s = \frac{b_1 \cdot q_s}{A_s} = \frac{1000 \cdot 28,3}{199} = 142,2 \text{ mm}$$

Chọn $\phi 6 \text{ s} = 140 \text{ mm}$

Tại gờ giữa và nhịp giữa trong văng được phép giảm lượng cốt thép tối đa đến 20% $A_s = 0,8 \cdot 199 = 159 \text{ mm}^2$

$$\eta\% = \frac{159}{1000 \cdot 55} \cdot 100\% = 0,29\%$$

Chọn $\phi 6 \rightarrow s = 110 \text{ mm}$

Kiểm tra lại chiều cao làm việc. Lấy lớp bảo vệ là 10 mm

$$h_0 = h_b - 10 - 0,5 \phi_{\max} = 70 - 10 - 0,5 \cdot 8 = 56 \text{ mm}$$

Như vậy trị số đã dùng trong tính toán là $h_0 = 55 \text{ mm}$ là thích hợp an toàn.

Cốt thép chịu momen âm trên gờ đã được bố trí kéo dài ra khỏi mép gờ 1 đoạn là

$$\text{Với } \frac{P_b}{9P} = \frac{7,92}{3,18} = 2,494 < 3, \text{ trị số } v = \frac{1}{4} \quad v \cdot l_0$$

Đoạn vươn của cốt thép ra khỏi gờ

$$\text{Tính từ mép dầm phụ } l_0: v \cdot l_0 = \frac{1}{4} \cdot 1,8 = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Tính từ trục dầm phụ là: } v \cdot l_0 + 0,5 \cdot b_{dp} = 0,45 + 0,5 \cdot 0,2 = 0,55 \text{ m}$$

Thép dọc chịu momen âm được đặt xen kẽ nhau, đoạn vươn của cốt thép ngắn hơn

$$\text{Tính từ mép dầm phụ } l_0: \frac{1}{6} \cdot l_0 = \frac{1,8}{6} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Tính từ trục dầm phụ là: } \frac{1}{6} l_0 \cdot 0,5 \cdot b_{dp} = 0,3 + 0,5 \cdot 0,2 = 0,4 \text{ m}$$

Thép dọc chịu momen dương được đặt xen kẽ nhau, hh/c từ đầu mút của cốt thép ngắn hơn. Đến mép tường là $\frac{1}{12} \cdot l_{0b} \cdot 1,765 = 0,143 \text{ m}$

$$\text{Đến mép dầm phụ } l_0: \frac{1}{8} \cdot l_0 = \frac{1}{8} \cdot 1,8 = 0,225 \text{ m}$$

Ktra khả năng chịu cắt của bản.

Bản 0 bố trí cốt đai nên lực cắt của bản hoàn toàn do bê tông chịu, ta có:

$$Q_{bmin} = 0,8 \cdot R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0 = 0,8 \cdot 1,2 \cdot 1000 \cdot 55 = 52800 \text{ N} = 52,8 \text{ kN}$$

$$Q_N = 11,751 \text{ kN} < Q_{bmin} = 52,8 \text{ kN} \text{ Bản đủ khả năng chịu cắt}$$

7. Cốt thép cần tạo.

Cốt thép chịu momen âm đặt theo phương vuông góc với dầm chính.

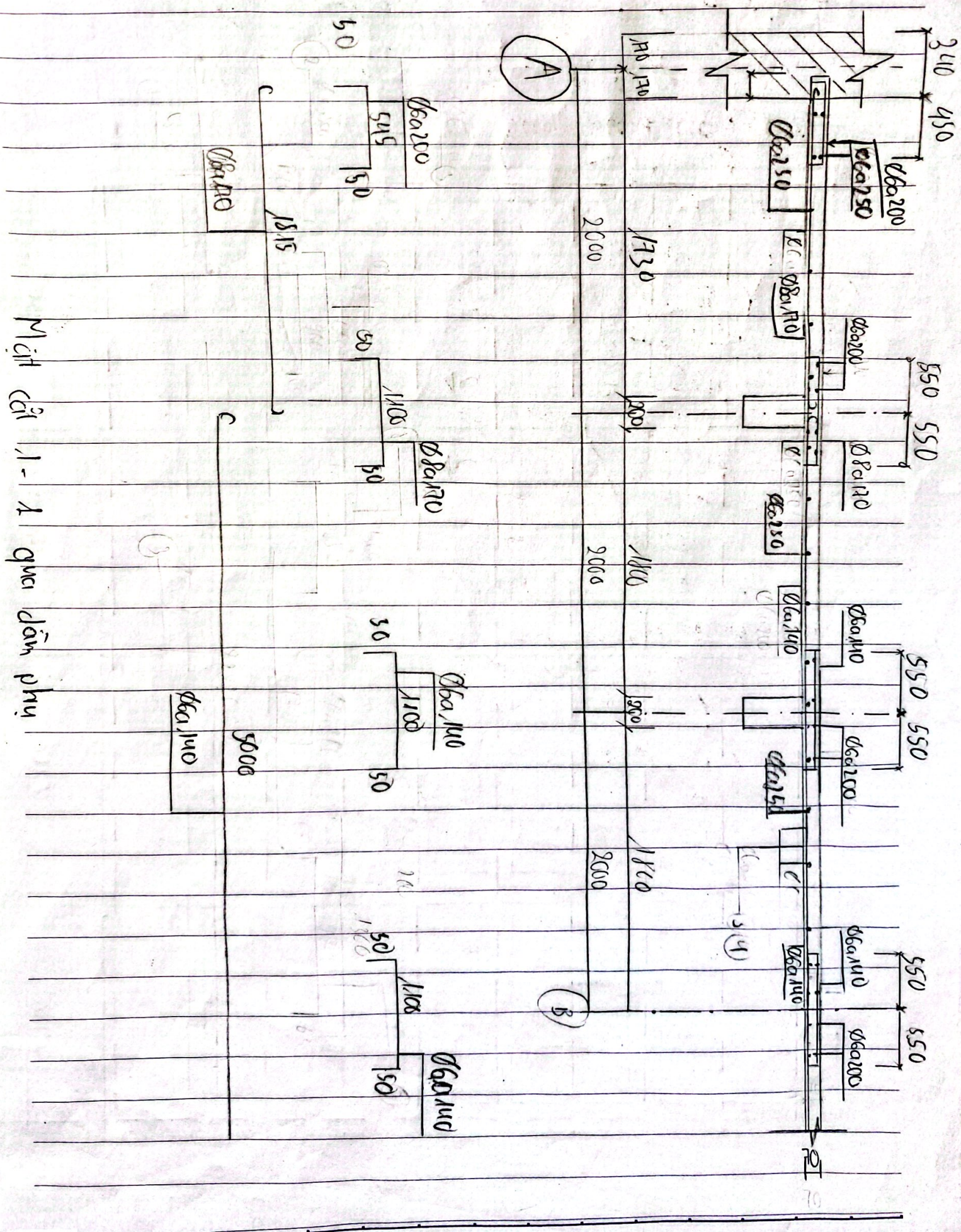
Chọn $\phi 6, s = 200 \text{ mm}$ có diện tích trên mỗi mét của dải bản 141 mm^2 lớn hơn 50% diện tích cốt thép tính toán tại gờ giữa của bản là $0,5 \cdot 199 = 99 \text{ mm}^2$ sử dụng các thanh cốt mũ, đoạn vươn của cốt thép ra khỏi gờ

$$\text{Tính từ mép dầm chính: } \frac{1}{4} l_0 = \frac{1}{4} \cdot 1,8 = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Tính từ trục dầm chính: } \frac{1}{4} l_0 + 0,5 b_{dc} = 0,45 + 0,5 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ m}$$

Cốt thép phân bố, được bố trí vuông góc với cốt thép chịu lực.

Chọn $\phi 6$, $s = 250 \text{ mm}$, có diện tích trên mỗi mét của dải bản là 113 mm^2 đảm bảo $A_{st} > 20\%$ diện tích cốt thép tính toán tại nhịp giữa (nhịp biên là $0,2 \cdot 281 = 56,18 \text{ mm}^2$; nhịp giữa là $0,2 \cdot 199 = 39,8 \text{ mm}^2$).



Mặt cắt 1-1 qua dẫn phụ

II. Tính dầm phụ

1. Sơ đồ tính

Dầm phụ là dầm liên tục 11 nhịp đối xứng. Xét 1 nửa bên trái của dầm. Dầm gối lên tường một đoạn h° nhỏ hơn 220mm vì vậy trong tính toán lấy $S_d = 220 \text{ mm}$

Bề rộng của dầm chính, $b_{dc} = 300 \text{ mm}$

Nhịp của dầm phụ, Nội lực dầm phụ được tính toán theo sơ đồ dầm

Nhịp giữa: $l_2 = \min \left(\frac{S_d}{2}; \frac{l_2}{40} \right) = \min \left(\frac{220}{2}; \frac{6050}{40} \right) = \min (110; 151,25) = 110 \text{ mm}$

x. Nhịp tính toán dầm phụ:

Nhịp biên: $l_{pb} = l_2 - \frac{b_{dc}}{2} - \frac{b_1}{2} + \frac{S_d}{2} = 6,05 - \frac{0,3}{2} - \frac{0,34}{2} + \frac{0,22}{2} = 5,84 \text{ m}$

Nhịp giữa: $l_p = l_1 - b_{dc} = 6,05 - 0,3 = 5,75 \text{ m}$

Chênh lệch giữa các nhịp: $\frac{(5,84 - 5,75)}{5,84} \cdot 100\% = 1,34\% < 10\%$

2. Tải trọng tính toán

x. Tính tải:

- Tải trọng bản thân dầm (k° hệ phân bố 30 mm)

$g_{dc} = b_{dp} (h_{dp} - h_b) \cdot \gamma \cdot n = 0,2 (0,4 - 0,07) \cdot 25 \cdot 1,1 = 1,815 \text{ kN/m}$

- Tải trọng truyền từ bản: $g_b \cdot l_1 = 3,18 \cdot 2 = 6,352 \text{ kN/m}$

- Tải trọng toàn phần: $g_{dp} = g_{dc} + g_b \cdot l_1 = 1,815 + 6,352 = 8,167 \text{ kN/m}$

x. Hoạt tải:

Hoạt tải truyền từ bản: $p_{dp} = p_b \cdot l_1 = 7,92 \cdot 2 = 15,84 \text{ kN/m}$

Tải trọng tính toán toàn phần: $q_{dp} = g_{dp} + p_{dp} = 8,167 + 15,84 = 24,007 \text{ kN/m}$

Tỷ số: $\frac{p_{dp}}{g_{dp}} = \frac{15,84}{8,167} = 1,94$

3. Nội lực tính toán

3.1. Momen uốn.

Tung độ hình tạo momen: (nhánh dương)

kNm

Tại nhịp biên: $M^+ = \beta_1 \cdot q_{dp} \cdot l_{pb}^2 = \beta_1 \cdot 24,007 \cdot 5,84^2 = \beta_1 \cdot 818,773$

Tại nhịp giữa: $M^+ = \beta_1 \cdot q_{dp} \cdot l_p^2 = \beta_1 \cdot 24,007 \cdot 5,75^2 = \beta_1 \cdot 793,731 \text{ kNm}$

Tung độ hình bao momen (nhánh âm): $M^- = \beta_2 \cdot q_{dp} \cdot l_p^2 = \beta_2 \cdot 24,007 \cdot 5,75^2 = \beta_2 \cdot 793,731$

Tra phụ lục 11 quyển "Sân sàn" với tỷ số $P_{dp} / q_{dp} = 1,94$ có hệ số

$k = 0,242$ và các hệ số β_1, β_2 kết quả tính toán đã trình bày trong bảng 3.2

Bảng 3.2. Tính toán hình bao momen của dầm phụ

Nhịp tiết diện	Giá trị β		Tung độ M (kNm)	
	β_1	β_2	M^+	M^-
Nhịp biên				
Gối 1				
1	0,0650		53,220	
2	0,0900		73,690	
0,425.l	0,0910		74,508	
3	0,0750		61,408	
4	0,0200		16,335	
Gối 2 - td5		-0,0915		-58,542
Nhịp 2				
6	0,018	-0,0295	14,287	-23,128
7	0,0580	-0,0083	46,036	-6,563
0,5.l	0,0625		49,608	
8	0,0580	-0,0053	46,036	-11,186
9	0,0180	-0,0235	14,287	-18,665
Gối 3 - td10		-0,0625		-19,608

Tiết diện có momen dương bằng 0 cách gối tựa 1 đoạn:

Tại nhịp biên: $0,15 \cdot l_{pb} = 0,15 \cdot 5,84 = 0,876$ m

Tại nhịp giữa: $0,15 \cdot l_p = 0,15 \cdot 5,75 = 0,863$ m

Tiết diện có momen âm bằng 0 cách bên trái gối thứ hai một đoạn

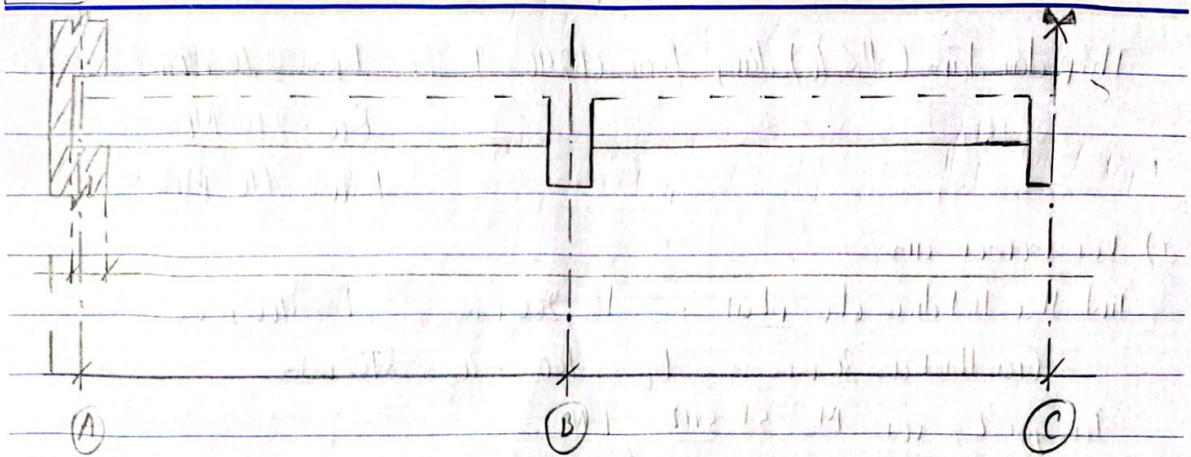
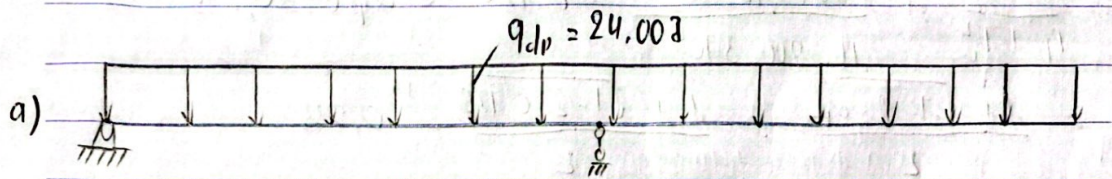
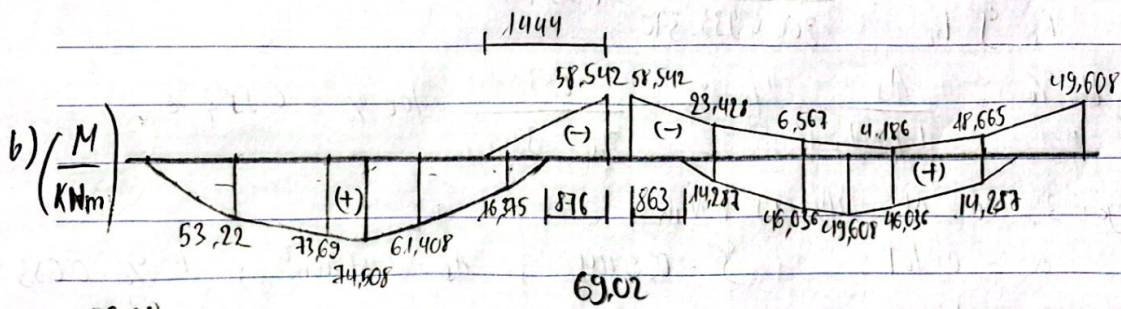
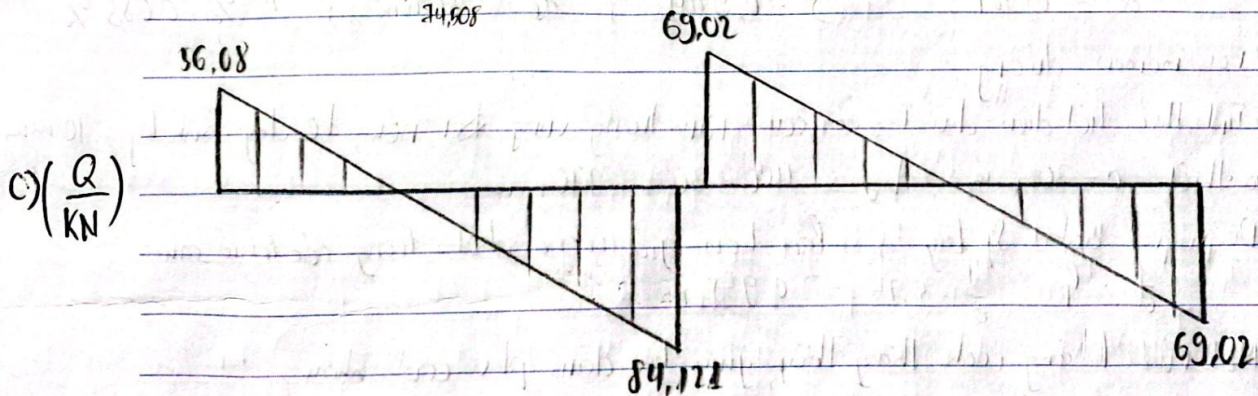
$x = k \cdot l_{pb} = 0,2423 \cdot 5,84 = 1,41446$ m

3.2 Lực cắt

$Q_1 = 0,4 \cdot q_{dp} \cdot l_{pb} = 0,4 \cdot 24,007 \cdot 5,84 = 56,080352$ kN

$Q_2 = 0,6 \cdot q_{dp} \cdot l_{pb} = 0,6 \cdot 24,007 \cdot 5,84 = 84,121$ kN

$Q_2^{ph} = Q_3 = 0,5 \cdot q_{dp} \cdot l_p = 0,5 \cdot 24,007 \cdot 5,75 = 69,02$ kN



a) Sơ đồ tính b) Biểu đồ bao moment c) Biểu đồ lực cắt

1. Tính cốt thép dọc dầm phụ

* Vật liệu sử dụng

Bê tông cấp độ bền B30 có $R_b = 17 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$

Thép dọc dầm (d, 10) dùng loại CB300 - V có $R_s = 260 \text{ MPa}$

$R_{sc} = 260 \text{ MPa}$

$R_{sv} = 210 \text{ MPa}$

(11)



Thép đai dầm ($d < 10$) dùng loại CB240-T có $R_s = 210 \text{ MPa}$

$$R_{sc} = 210 \text{ MPa}$$

$$R_{sw} = 170 \text{ MPa}$$

a) Với momen âm

Tính theo tiết diện chữ nhật: $b = 200 \text{ mm}$; $h = 400 \text{ mm}$

Giá thiết $a = 30 \text{ mm}$; $h_0 = 400 - 30 = 370 \text{ mm}$

Tại gối 2; với $M = 58,542 \text{ kNm}$;

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{58,542 \cdot 10^6}{11 \cdot 200 \cdot 370^2} = 0,126 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,126}}{2} = 0,933$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{58,542 \cdot 10^6}{260 \cdot 0,933 \cdot 370} = 653 \text{ mm}^2$$

$$\mu \% = \frac{A_s}{b_{dp} \cdot h_0} \cdot 100 \% = \frac{653}{200 \cdot 370} \cdot 100 \% = 0,882 \%$$

Tại gối 3, với $M = 49,608 \text{ kNm}$

$$\alpha = 0,107; \quad \xi = 0,944; \quad A_s = 547 \text{ mm}^2; \quad \mu \% = 0,683 \%$$

b) với momen dương.

Tính theo tiết diện chữ T, có cánh nằm trong vùng bản nền, bề dày cánh $h_f = 70 \text{ mm}$

Giá thiết $a = 30 \text{ mm}$; $h_0 = 400 - 30 = 370 \text{ mm}$

Độ vươn cánh S_f lấy 0 lần hơn giá trị bé nhất trong các trị số sau:

$$\frac{1}{6} \cdot l_p = \frac{1}{6} \cdot 5,75 = 0,958 \text{ m}$$

Một nửa khoảng cách trung thủy giữa hai dầm phụ cạnh nhau:

$$0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 1,8 = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Vậy } S_f \leq \min(0,958, 0,9) = 0,9 \text{ m}$$

Chọn $S_f = 900 \text{ mm}$

$$\text{Bề rộng cánh } b_f = b + 2S_f = 200 + 1800 = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Tính } M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_{dp} - 0,5 h_f) =$$

$$M_f = 17 \cdot 2000 \cdot 70 (370 - 0,5 \cdot 70) = 797300000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Vậy } M_{\text{max}} = 74,508 \text{ kNm} < M_f = 797,300 \text{ kNm}$$

→ Lực trung hòa đi qua cánh

Tính theo tiết diện $b \times b' = 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$; $a = 30 \text{ mm}$; $h_0 = 370 \text{ mm}$

Tại nhịp biên, với $M^+ = 74,508 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{74,508 \cdot 10^6}{17 \cdot 200 \cdot 370^2} = 0,016 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016}}{2} = 0,992$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{74,508 \cdot 10^6}{260 \cdot 0,992 \cdot 370} = 781 \text{ mm}^2$$

$$\mu \% = \frac{A_s}{b_{dp} \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{781}{200 \cdot 370} \cdot 100\% = 1,06\%$$

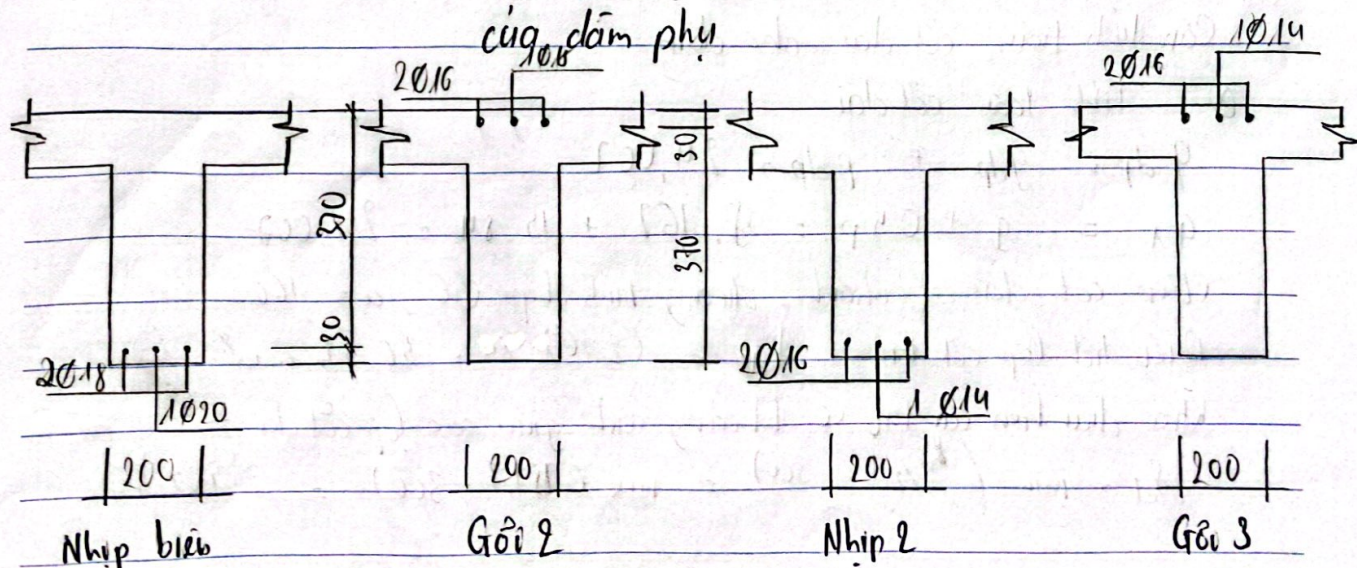
Tại nhịp 2, giữa với $M_{\pm} = 49,608 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = 0,011; \xi = 0,995; A_s = 518 \text{ mm}^2; \mu \% = 0,7\%$$

5. Chọn và bố trí cốt thép dọc

Tiết diện	Nhịp biên	Gối 1	Nhịp 2	Gối 3
A_s tính toán (mm^2)	781	653	518	542
Bố trí cốt thép	1Ø20 + 2Ø18	2Ø16 + 1Ø14	2Ø16 + 1Ø14	2Ø16 + 1Ø14
Diện tích (mm^2)	823,1	656,6	556	556

Bố trí cốt thép dọc trong các tiết diện chính
cùng dầm phụ



(13)



Kiểm tra lại h_0 : Chọn chiều dày lớp bảo vệ $c \geq 25 \text{ mm}$, cốt thép đặt 1 lớp

$$h_0 \geq h_{\text{bep}} - c - 0,5 \phi = 400 - 25 - 0,5 \cdot 0,002 = 375 \text{ mm}$$

→ Lấy hơn trị sẽ đặt dùng trong tính toán là 370 mm

6. Tính toán cốt thép ngang

$$Q_1 = 56,08 \text{ kN}$$

$$Q_2^{\text{tr}} = 84,121 \text{ kN}$$

$$Q_2^{\text{ph}} = 69,02 \text{ kN}$$

$$Q_3^{\text{tr}} = 69,02 \text{ kN}$$

$$\text{Ta có } Q_{\text{max}} = 84,121 \text{ kN} = Q_2^{\text{tr}}$$

→ lấy giá trị này để tính toán cốt đai

Theo vật liệu đã chọn $R_b = 17 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$

$$R_{sw} = 210 \text{ MPa}$$

Kích thước dầm: $b = 200 \text{ mm}$; $h = 400 \text{ mm}$; $h_0 = 375 \text{ mm}$

Kiểm điều kiện $Q_{\text{min}} < Q < 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

$$0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 17 \cdot 200 \cdot 375 = 382,500 \text{ N}$$

$$= 382,500 \text{ N}$$

$$Q_{\text{min}} = Q_s \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 200 \cdot 375$$

$$= 45000 \text{ N} = 45 \text{ kN}$$

Điều kiện $Q_{\text{min}} < Q < 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$ được thỏa mãn

Cần tính toán cốt đai cho dầm

⊗ Tính toán cốt đai

$$q_{dp} = q_{dp} + p_{dp} = 24,007$$

$$q_1 = q + 0,5 p = 8,167 + 15,84 = 24,007$$

Chọn cốt đai 2 nhánh, đường kính thép $\phi 6$, $a = 160$

$$\text{Diện tích lớp cốt đai } A_{sw} = (2769) / 4 = 56,55 \text{ mm}^2$$

Kiểm điều kiện cần tạo về khoảng cách giữa các lớp cốt đai:

$$S_{ct} \geq \min \left(\frac{h}{2}; 300 \right) = \min (187,5; 300) = 187,5$$

$$S_{x\text{max}} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,2 \cdot 200 \cdot 375^2}{84,121} = 401,21 \text{ mm}$$

$$\text{Ta có } q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{210 \cdot 50,55}{160} = 74,22 \text{ (N/mm)}$$

$$q_{sw \min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,2 \cdot 200 = 60 \text{ (N/mm)}$$

$$q_{sw} = 74,22 > q_{sw \min} = 60 \text{ (N/mm)}$$

→ Đảm bảo yêu cầu cấu tạo

$$\begin{aligned} \text{⊗ Tính } Q_u(c) &= 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 + 0,75 \cdot q_{sw} \cdot h_0 \\ &= 2,5 \cdot 1,2 \cdot 200 \cdot 375 + 0,75 \cdot 74,22 \cdot 375 \\ &= 245874,375 \text{ (N)} \end{aligned}$$

$$Q_u(h_0) = \frac{M_b}{h_0} + q_1 \cdot h_0 + 0,75 \cdot q_{sw} \cdot h_0$$

$$\text{Với } M_b = 1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,2 \cdot 1,5 \cdot 200 \cdot 375^2 = 50625000$$

$$\Rightarrow Q_u(h_0) = \frac{50625000}{375} + 24,007 \cdot 375 + 0,75 \cdot 74,22 \cdot 375 = 164877 \text{ (N)}$$

$$Q_u(2h_0) = \frac{M_b}{2h_0} + q_1 \cdot 2h_0 + 0,75 \cdot q_{sw} \cdot 2h_0$$

$$= \frac{50625000}{2 \cdot 375} + 24,007 \cdot 2 \cdot 375 + 0,75 \cdot 2 \cdot 375 \cdot 74,22 = 127254 \text{ (N)}$$

$$Q_u(3h_0) = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 + q_1 \cdot 3h_0 + 0,75 \cdot q_{sw} \cdot 2h_0$$

$$= 0,5 \cdot 1,2 \cdot 200 \cdot 375 + 24,007 \cdot 3 \cdot 375 + 0,75 \cdot 2 \cdot 375 \cdot 74,22 = 113756,6 \text{ (N)}$$

$$Q_{u \min} = \min [Q_u(c); Q_u(h_0); Q_u(2h_0); Q_u(3h_0)]$$

$$= 113,756,6 \text{ (kN)}$$

Ktra điều kiện cường độ tại các điểm giới hạn khoảng

$$Q = 84,121 \text{ (kN)} < Q_u = 113,7566 \text{ (kN)}$$

→ Đảm bảo chịu lực tại các điểm giới hạn

$$\text{⊗ Tính } C_2 = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{50625000}{24,007}} = 1452,2 \text{ mm}$$

$$C_3 = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 \cdot q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{50625000}{0,75 \cdot 74,22 + 24,007}} = 797,1 \text{ mm}$$

$$\text{Ta thấy } \xi_3 > 2\eta_0 \quad (2) \quad 797,1 > 250$$

-1 K' cần kiểm tra điều kiện chịu lực tại tiết diện C_2

$$\xi_2 > 3\eta_0 \quad (2) \quad 1432,2 > 1125$$

-1 K' cần kiểm tra điều kiện chịu lực tại tiết diện C_2

$\Rightarrow$ Các dầm đều có bố trí cốt thép $\phi 6$, 2 nhánh hướng cách $s = 100$

7. Tính vẽ biên độ bao vật lên

7.1. Tính hiệu năng chịu lực

Ở nhịp biên có momen dương và dầm được tính với tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng chịu nén. Bề rộng cánh chịu nén $b_f = 2000 \text{ mm}$. Cốt thép dọc được bố trí ở dưới dầm là $2\phi 18 + 1\phi 20$. Diện tích $A_s = 823,1 \text{ mm}^2$

$$\text{Lớp bảo vệ là } 20 \text{ mm}; \quad a = 20 + 0,5 \cdot 20 = 30 \text{ mm}$$

$$h_0 = 400 - 30 = 370 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f \cdot h_0} = \frac{260 \cdot 823,1}{17 \cdot 2000 \cdot 370} = 0,017$$

$$\eta = \xi \cdot h_0 = 0,017 \cdot 370 = 6,29 \text{ mm} < h_f = 70 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Trung hòa đi qua cánh

$$\xi > 1 - \xi/2 = 1 - 0,017/2 = 0,9915$$

$$M_{td} = R_s \cdot A_s \cdot \xi \cdot h_0$$

$$= 260 \cdot 823,1 \cdot 0,9915 \cdot 370$$

$$= 786279,44 \text{ (N.mm)} = 78,628 \text{ (kN.m)}$$

+1 Tại gối 2, momen âm, tiết diện chữ nhật $b_{dp} \times h_{dp} = 200 \times 400$

bố trí cốt thép $2\phi 16 + 1\phi 18$ diện tích $A_s = 656,6 \text{ mm}^2$. Lớp bảo vệ bê tông là 20 mm ; $a = 20 + 0,5 \cdot 18 = 29 \text{ mm}$

$$h_0 = 400 - 29 = 371 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{260 \cdot 656,6}{17 \cdot 200 \cdot 371} = 0,135 < \xi_{pl} = 0,3$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,135 = 0,9325$$

$$M_{td} = R_s \cdot A_s \cdot \eta \cdot h_0 = 260 \cdot 656,6 \cdot 0,9325 \cdot 371 = 59060480,57 \text{ (N.mm)}$$

$$= 59,06 \text{ (kN.m)}$$

Tính toán khả năng chịu lực cho tất cả các vị trí mặt cắt tính theo bài toán cân bằng trên dầm cắt đứt, với tiết diện chữ nhật cho một cốt thép momen âm và tiết diện chữ T cho mặt cắt chịu momen dương (khi cần sẽ có thay thế bởi bộ lý hệ rộng cách chịu nén)

Mặt cắt	Số lượng và diện tích cốt thép (mm ²)	h ₀ (mm)	b (mm)	ξ	ξ	M _{td} (KNm)
Giữa nhịp bên	2Ø18 + 1Ø20 ; A _s = 823,4	370	2000	0,017	0,9915	78,628
Cạnh nhịp bên	Cắt 1Ø20 còn 2Ø18 ; A _s = 508,9	370	2000	0,011	0,9915	48,686
Trên gối B	2Ø16 + 1Ø18 ; A _s = 656,6	371	200	0,135	0,9325	59,061
Cạnh gối B	Cắt 1Ø18 còn 2Ø16 ; A _s = 402,1	371	200	0,081	0,96	37,235
Giữa nhịp giữa	2Ø16 + 1Ø14 ; A _s = 556	372	2000	0,011	0,9945	53,48
Cạnh nhịp giữa	Cắt 1Ø14 còn 2Ø16 ; A _s = 402,1	372	2000	0,008	0,996	38,73
Trên gối 3	2Ø16 + 1Ø14 ; A _s = 556	372	200	0,11	0,945	50,82
Cạnh gối 3	Cắt 1Ø14 còn 2Ø16 ; A _s = 402,1	372	200	0,08	0,96	37,33

Bổ sung phân xác định cốt đai dài thừa hơn

Trong đoạn giữa dầm, công xạ gối tựa lực cắt càng giảm do đó cần bố trí cốt đai thừa hơn

$$S_{ct} = \min(0,35 \cdot h_{dpp} ; 400) = 279 \text{ mm}$$

Như vậy bố trí cốt đai Ø6, 2 nhánh s = 250 mm ở đoạn giữa dầm cách mép gối $\frac{1}{4} \cdot 5750 = 1437,5 \text{ mm}$

7.2. Xác định mặt cắt lý thuyết của các thanh.

Trước khi cắt, tại gối B bố trí 2Ø16 + 1Ø18 có khả năng chịu lực là 59,06 KNm. Sau khi cắt đi thành số 4, 1Ø18 khả năng chịu lực còn lại của thanh số 3, 2Ø16 là 37,235 KNm. Biểu đồ bao vật lợp cắt biến đổi momen tại điểm 1 ở bên trái và điểm 2 ở bên phải gối tựa B. Đây là một cắt lý thuyết của thanh số 4, với khoảng cách của điểm 1 và 2 so với trục B là 625 mm và 822 mm

Theo nguyên lý tam giác đồng dạng tại điểm 1 có lực cắt Q = 73,5 kN

Tại điểm 1, cốt đai được bố trí 2 nhánh Ø6 s 160.

$$q_{su} = \frac{R_{su} \cdot A_{su}}{s} = \frac{170 \cdot 56,5}{160} = 60,03 \text{ KN/m}$$

Tại đỉnh 1 có cột xiên, vì vậy $Q_{s, inc} = 0$

→ Chiều dài loan kéo W_y^0 là

$$W_y^0 = \frac{Q - Q_{s, inc}}{2q_{sw}} + 5\phi = \frac{73,5 + 0}{2 \cdot 60,03} + 5 \cdot 18 = 0,702 \text{ m}$$

$$0,702 > 0,36 \text{ m}$$

Chọn $W_y^0 = 760 \text{ mm}$, khi đó diện cắt thực tế của thanh số 4 cách trục B là: $760 + 625 = 1385 \text{ mm}$

(Các thanh còn lại tính toán tương tự)

Thanh	Mặt cắt	Q (kN)	q_{sw} (kN/m)	Mặt cắt lý thuyết	Đoạn kéo dài (mm)
1	Trái	14,1	60,03	1089 mm bên phải trục A	400 mm
2	Phải	42,8	60,03 38,42	2144 mm bên trái trục B	657 mm
3	Trái	54,9	60,03 38,42	1544 mm bên trái trục B	804 mm
4	Trái	73,5	60,03	625 mm bên trái trục B	702 mm
5	Phải	52,3	60,03	822 mm phải —	526 mm
6	Trái	20,2	38,42	2206 mm bên phải trục B	332 mm
7	Phải	20,2	38,42	2106 mm bên trái trục C	332 mm
8	Trái	58,1	60,03	472 mm bên trái trục C	554 mm

Mặt cắt lý thuyết của thanh số 4

7.3. Ktra về neo cột thép

Diện tích cốt thép lớp dưới dầm neo vào gối tựa không nhỏ hơn $\frac{1}{3}$ so với diện tích cốt thép bỏ đi ở giữa dầm.

Nhịp biên: $2\phi 18 + 1\phi 20$, cắt $1\phi 20$ còn $2\phi 18$.

Phần dầm neo vào gối tựa là $61,82\%$

Nhịp giữa: $2\phi 16 + 1\phi 18$ cắt $1\phi 18$ còn $2\phi 16$

Phần dầm neo vào gối tựa là $61,24\%$

7.4. Cốt thép cấu tạo.

Cốt thép số 7 ($2\phi 12$): Cốt thép này được dùng làm cốt giá ở nhịp biên, trong đoạn 0 có momen âm.

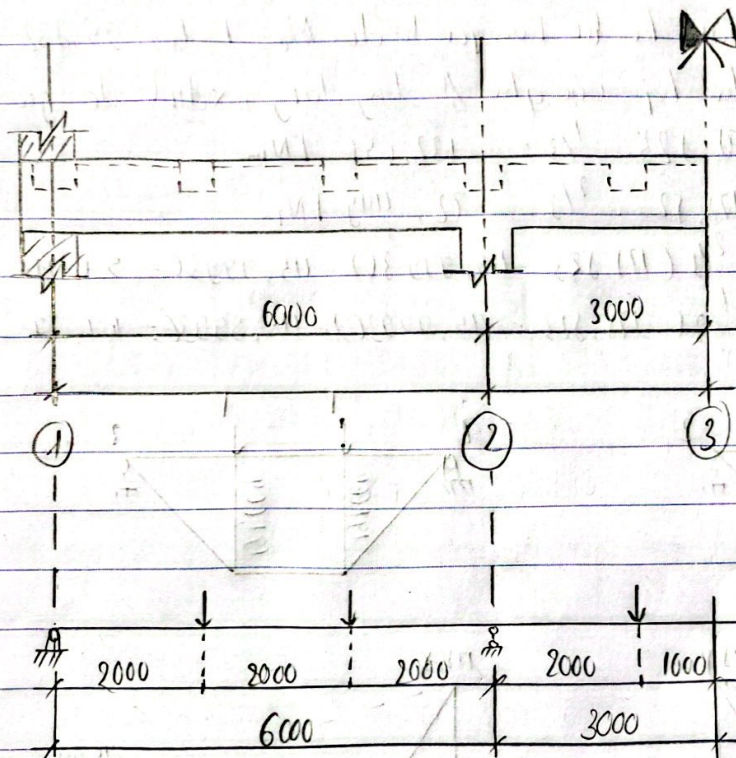
Diện tích cốt thép là $226,2 \text{ mm}^2$ không nhỏ hơn $0,1\%$ bdp. hợp.

$$0,1\% \cdot 200 \cdot 1125 = 225 \approx 226 \text{ mm}^2$$

IV. Thiết kế dầm chính

Dầm chính là dầm liên tục 3 nhịp kích thước tiết diện dầm có $b_{dc} = 600 \text{ mm}$ và $h_{dc} = 300 \text{ mm}$

Tiết diện $b_c \times h_c = 300 \times 300 \text{ mm}$. Nhịp tính toán ở nhịp biên và nhịp giữa đều bằng $l = 6000 \text{ mm}$



4.1. Tải trọng tính toán

Trọng lượng bản thân dầm quy về các lực tập trung (= hệ phân bản):

$$G_0 = b_{dc} (h_{dc} - h_b) \gamma_r \cdot l_1 = 8,745 \text{ KN}$$

$$= 0,3 \cdot (0,6 - 0,07) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 2 = 9,1125 \text{ KN}$$

Tính tải do dầm phụ truyền vào:

$$G_1 = g_{dp} \cdot l_2 = 8,167 \cdot 6,05 = 49,4104 \text{ KN}$$

Tính tải do tác dụng tập trung:

$$G = G_0 + G_1 = 8,745 + 49,4104 = 58,155 \text{ KN}$$

Hoạt tải tác dụng tập trung truyền vào từ dầm phụ:

$$P = p_{dp} \cdot l_2 = 15,84 \cdot 6,05 = 95,832 \text{ KN}$$

4.2. Nội lực tính toán

4.2.1. Xác định biểu đồ bao moment



Momen uốn do tĩnh tải gây ra được xác định theo công thức:

$$M_G = \alpha \cdot G \cdot l_1 = 58,155 \cdot 3 \cdot 2 \cdot \alpha = 348,932 \text{ (kNm)}$$

Xác định momen uốn do hoạt tải gây ra được xác định theo công thức:

$$M_P = \alpha \cdot P \cdot l_1 = 95,832 \cdot 3 \cdot 2 \cdot \alpha = 574,992 \text{ (kNm)}$$

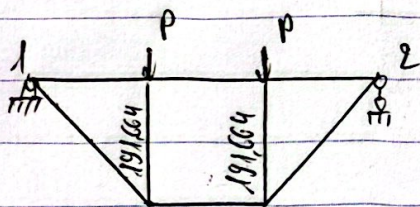
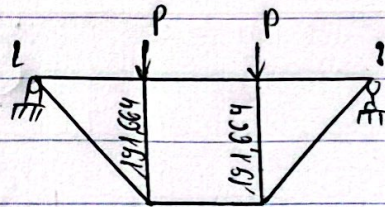
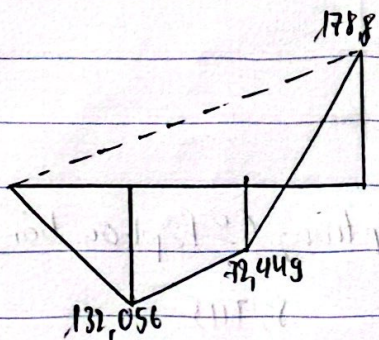
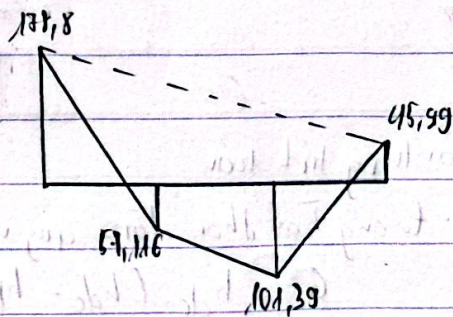
Trong sơ đồ M_P cần thêm α để tính toán tại các tiết diện 1, 2, 3, 4. Để tính toán tiến hành cắt rời các nhịp AB và BC. Nhịp một và hai có tải trọng, tính M_0 của dầm đến giá đỡ hệ hai hay gọi tắt là $M_0 = P \cdot l_1 = 95,832 \cdot 2 = 191,664 \text{ kNm}$. Dùng ph² theo biên độ, kết hợp các giá trị đồng dạng, xác định các giá trị momen.

$$M_1 = 191,664 - 178,823 \cdot \frac{1}{3} = 132,056 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 191,664 - 178,823 \cdot \frac{2}{3} = 72,449 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 191,664 - \frac{2}{3} (178,823 - 45,99936) - 45,99936 = 57,116 \text{ kNm}$$

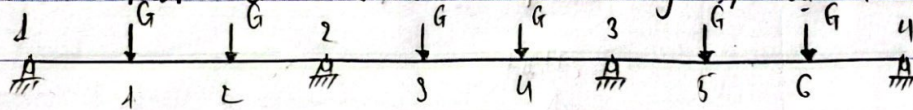
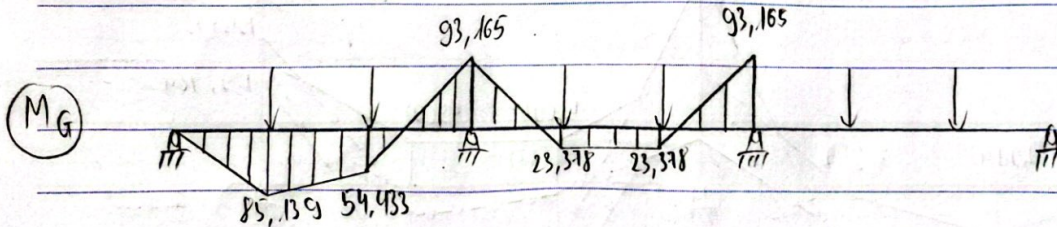
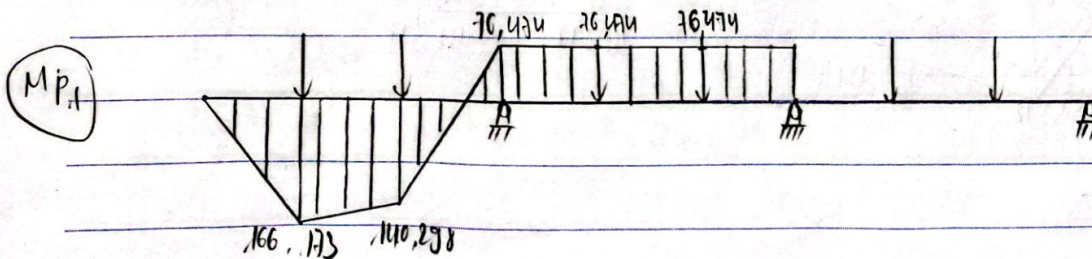
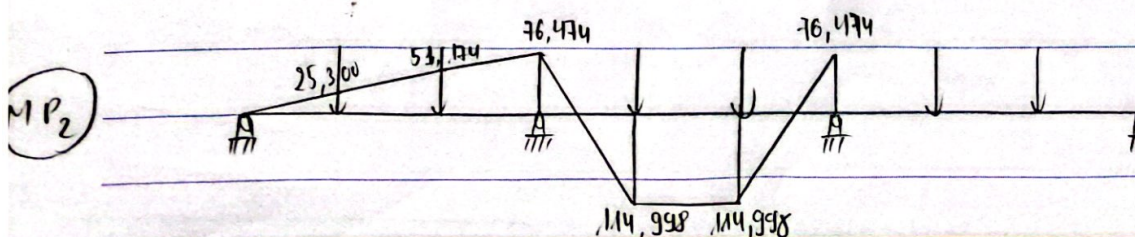
$$M_4 = 191,664 - \frac{1}{3} (178,823 - 45,99936) - 45,99936 = 101,39 \text{ kNm}$$



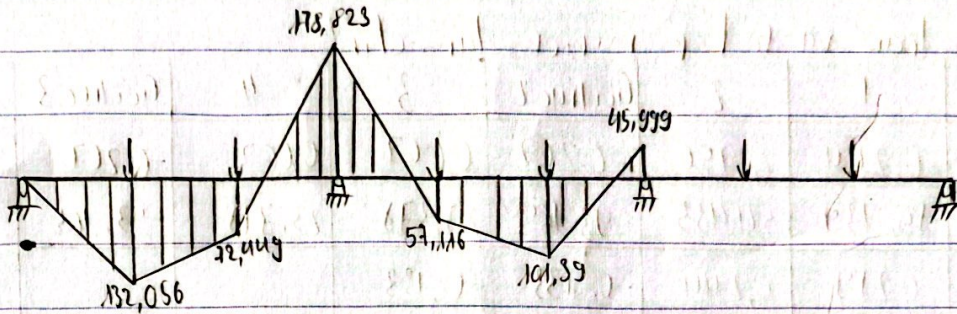
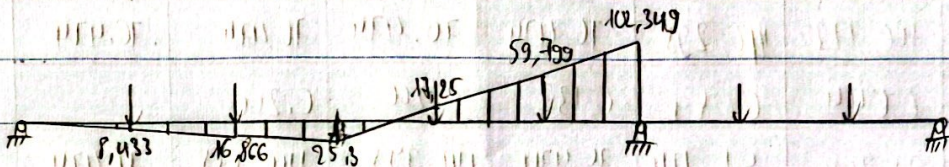
Bảng tính toán và tổ hợp momen tĩnh chính

Momen (kNm)		1	2	Giới trục 2	3	4	Giới trục 3
M_G	α	0,244	0,156	-0,267	0,067	0,067	-0,267
	M	85,139	54,433	-93,165	23,378	23,378	-93,165
M_{P1}	α	0,289	0,244	-0,133	-0,133		
	M	166,173	140,298	-76,474	-76,474	-76,474	-76,474
M_{P2}	α	-0,044	-0,089	-0,133	0,200	0,200	
	M	-25,300	-51,174	-76,474	114,998	114,998	-76,474
M_{P3}	α			-0,311			-0,080
	M	132,056	72,449	-128,823	57,116	101,390	-45,999
M_{P4}	α			0,044			-0,177
	M	8,433	16,866	25,300	-17,250	-59,799	-102,349
M_{max}		251,312	194,731	-67,865	138,377	138,377	-139,164
M_{min}		59,84	9,259	-231,987	-53,095	-53,095	-155,513

Biểu đồ momen do tĩnh tải và các trường hợp hoạt tải gây ra trên dầm chính.



(24)

 M_{P3}  M_{P4} 

Ⓐ Biên độ bao momen

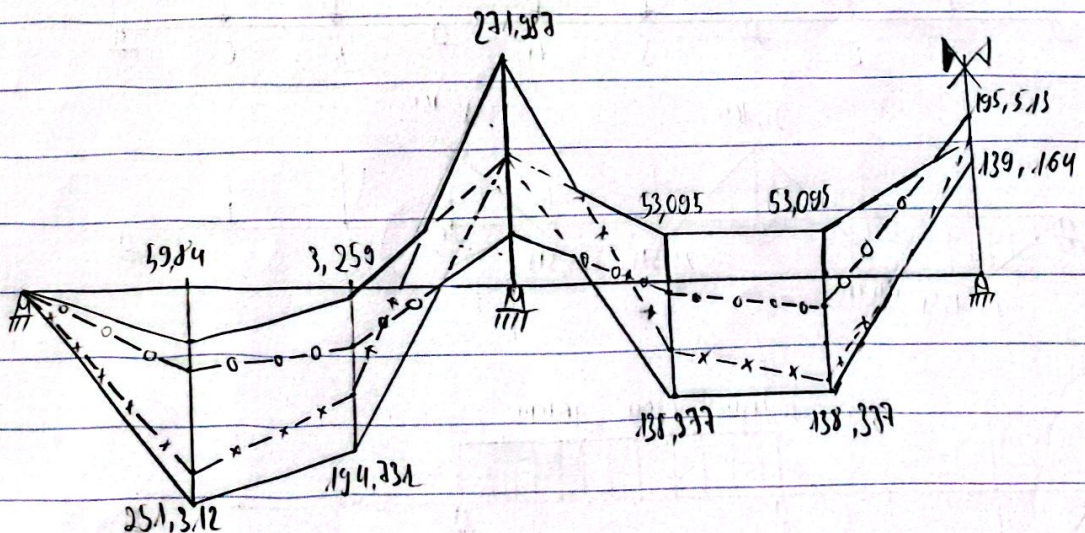
Tung độ biên độ bao momen:

$$M_{\max} = M_G + \max(M_{Pi})$$

$$M_{\min} = M_G + \min(M_{Pi})$$

Tính toán $M_{\max}$ và $M_{\min}$ cho từng tiết diện và đưa ra bảng

Biên độ bao momen theo ph^h trực tiếp.



Xác định momen mép gối bực 2. Từ hình học momen trên gối B, thấy rằng phía bên phải độ dốc của biên độ M_{min} bé hơn phía trái. Tính momen mép bên phải gối B sẽ có trị tuyệt đối lớn hơn.

$$M_{mg} = M_g - \frac{h_c (M_g + M_s)}{2l_1}$$

$$M_s = 23,333 + 57,116 = 80,449 \text{ kNm}$$

$$M_{mg}^B = 221,987 - \frac{0,3 (221,987 + 80,449)}{2 \cdot 2} = 245,551 \text{ kNm}$$

~~Ước tính tại gối 3:~~

$$\cancel{M_{mg}^3 = 195,513 - \frac{0,3 (195,513 + 139,164)}{2 \cdot 2}}$$

Sử dụng để tính toán momen mép gối.

4.2.2. Xác định biên độ bao lực cắt

Tung độ của biên độ bao lực cắt, trong đó hệ số β lấy theo phụ lục.

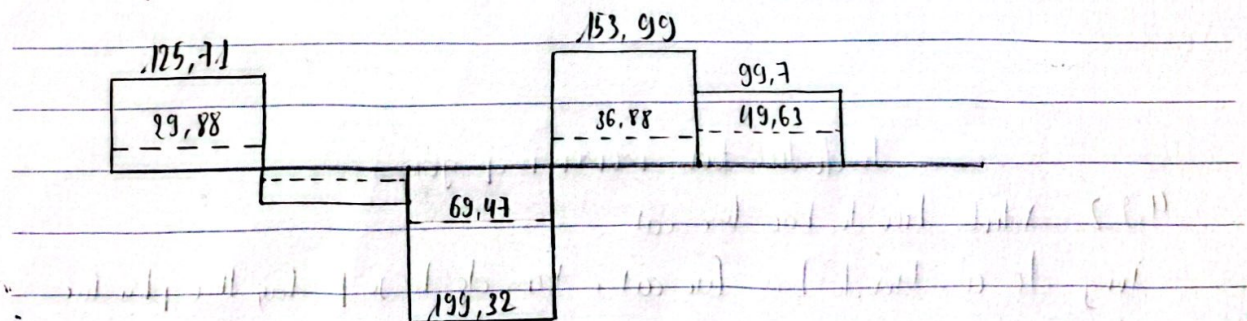
Do tác dụng của tĩnh tải G , $Q_G = P_G = \beta \cdot \cancel{58,442} \text{ (kN)}$ $\beta \cdot 58,155 \text{ (kN)}$

Do tác dụng của hoạt tải P , $Q_P = \beta \cdot P = \beta \cdot \cancel{95,852} \text{ (kN)}$ $\beta \cdot 95,852 \text{ (kN)}$

Lực cắt (KN)		Bên phải gối 1	Giữa nhịp biên	Bên trái gối 2	Bên phải gối 2	Giữa nhịp 2	Bên phải gối 3
Q_G	β	0,733		-1,267	1,00		
	Q	42,6	-15,5	-77,7	158,2	58,2	58,2
Q_{P1}	β	0,867		-1,133			
	Q	83,1	-12,7	-108,6	108,6		
Q_{P2}	β	-0,133		-0,133	1,00		
	Q	-12,7	-12,7	-12,7	95,8	41,5	-12,7
Q_{P3}	β			-1,311	1,222		-0,78
	Q			-125,6	117,1	21,3	-74,6
Q_{P4}	β			0,044	-0,222		
	Q	0	2,1	4,2	-21,3	-8,5	41,2
Q_{min}		29,88	-13,42	-69,47	36,88	49,63	
Q_{max}		125,71	-45,33	-199,32	153,99	99,7	

Trong đoạn giữa nhịp dầm, lực cắt Q sẽ được tính theo phương pháp mặt cắt xét cân bằng của 1 đoạn dầm

Ví dụ với nhịp biên: $Q = Q_1 - G = 42,6 - 58,155 = -15,555$ (KN)



Biểu đồ bao lực cắt.

4.3. Tính cốt dọc chịu momen uốn.

Vật liệu: Bê tông cấp độ bền B30

Cốt thép gồm 2 loại:

CB300 - V (dùng cho thép dọc dầm)

CB240 - T (dùng cho thép đai dầm)

Các giá trị cường độ tính toán

Bê tông cấp độ bền B30 có $R_b = 17 \text{ MPa}$, $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

$R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$

Với $d < 10$, sử dụng CB240 - T có $R_s = 210 \text{ MPa}$, $R_{sc} = 210 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 170 \text{ MPa}$

$d \geq 10$, — — — CB 300 - V có $R_s = 300 \text{ MPa}$; $R_{sc} = 260 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 210 \text{ MPa}$

1.3.1: Với momen âm

Tính theo tiết diện hình chữ nhật $b_{dc} = 300 \text{ mm}$; $h_{dc} = 600 \text{ mm}$ ở trên gối
cột thép dầm chính phải đặt xuống phía dưới hàng trên cùng của thép dầm phụ
nên α khá lớn.

Giá thiết $a = 70 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 600 - 70 = 530 \text{ mm}$

+) Tại gối trục 2, với $M_{ng} = 245,55 \text{ kNm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{245,55 \cdot 10^6}{17 \cdot 300 \cdot 530^2} = 0,171 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,171}}{2} = 0,905$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{245,55 \cdot 10^6}{260 \cdot 0,905 \cdot 530} = 1968 \text{ mm}^2$$

$$\mu \% = \frac{A_s}{b_{dc} \cdot h_0} \cdot 100 \% = \frac{1968}{300 \cdot 530} \cdot 100 \% = 1,238 \%$$

1.3.2: Với momen dương:

Tính theo tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nên bề dày cánh
 $h_f = 70 \text{ mm}$. Giá thiết $a = 50 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$

Độ vươn cánh S_f lấy không lớn hơn giá trị bé nhất trong các giá trị sau

$$\frac{1}{6} l_d = \frac{1}{6} \cdot 6 = 1 \text{ m}$$

Một nửa kh/c ngang thùy giữa 2 lần dầm phụ cạnh nhau:

$$0,5 \cdot l_0 = 0,5 \cdot 5,75 = 2,875 \text{ m}$$

$$\text{Vậy } S_f \leq \min (1,0 ; 2,875) \text{ m} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Chọn } S_f = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Bề rộng cánh } b_f = b + 2S_f = 300 + 2000 = 2300 \text{ mm}$$

$$\text{Tính } M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 h_f)$$

$$= 17 \cdot 2300 \cdot 70 (550 - 0,5 \cdot 70) = 1409,56 \text{ kNm}$$

Vậy $M^1_{max} = 251,312 \text{ kNm} > M_j = 1404,55 \text{ kNm}$

→ Trục trung hòa đi qua sườn.

Tính theo tiết diện chữ nhật $b = b_f = 2300 \text{ mm}$; $h = 600 \text{ mm}$; $a = 50$; $h_0 = 550 \text{ mm}$

Tại nhịp biên với $M = 251,312 \text{ kNm}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{251,312 \cdot 10^6}{17 \cdot 2300 \cdot 550^2} = 0,021 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,021}}{2} = 0,989$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{251,312 \cdot 10^6}{260 \cdot 0,989 \cdot 550} = 1777 \text{ mm}^2$$

$$\mu \% = \frac{A_s}{b_{dc} \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1777}{300 \cdot 550} \cdot 100\% = 1,08 \%$$

Tại nhịp giữa với $M = 138,38 \text{ kNm}$

$$\alpha_m = 0,012; \xi = 0,994; A_s = 973 \text{ mm}^2; \mu \% = 0,59 \%$$

~~Tại nhịp giữa với $M = 138,38 \text{ kNm}$~~

4.4. Chọn và bố trí cốt thép dọc cho từng tiết diện

Bảng bố trí cốt thép dọc cho các tiết diện chính của dầm chính.

Tiết diện	Nhịp biên	Gối trục 2	Nhịp 2
A_s tính toán (mm^2)	1777	1968	973
Bố trí cốt thép	4Ø20 + 2Ø20	4Ø22 + 2Ø18	2Ø18 + 2Ø18
Diện tích (mm^2)	1885	2029,4	1017,8

Kiểm tra lại h₀ cho cốt thép chịu momen dương bố trí cho nhịp biên và cốt thép chịu momen âm cho 2 gối trục.

→ Với cốt thép chịu momen dương, tại nhịp biên bố trí 2 lớp cốt thép.

Lớp ngoài 4Ø20 ($A_{s1} = 1256,6$; $a_1 = 20 + \frac{20}{2} = 30 \text{ mm}$)

Lớp trong 1Ø20 ($A_{s2} = 314,2$; $a_2 = c + \phi_{1, \max} + t_o + \frac{\phi_{2, \max}}{2} = 80 \text{ mm}$)

$$a_{tt} = \frac{30 \cdot 1256,6 + 80 \cdot 314,2}{1256,6 + 314,2} = 46,67$$

-1 $h_{ot} = 600 - 46,67 = 553,33 > 550$ (an toàn)

+1 Tại nhịp 2, bố trí 1 lớp cốt thép

$a_{tt} = 20 + \frac{20}{2} = 30 \text{ mm}$

-1 $h_{ot} = 600 - 30 = 570 \text{ mm} > 550$ (an toàn)

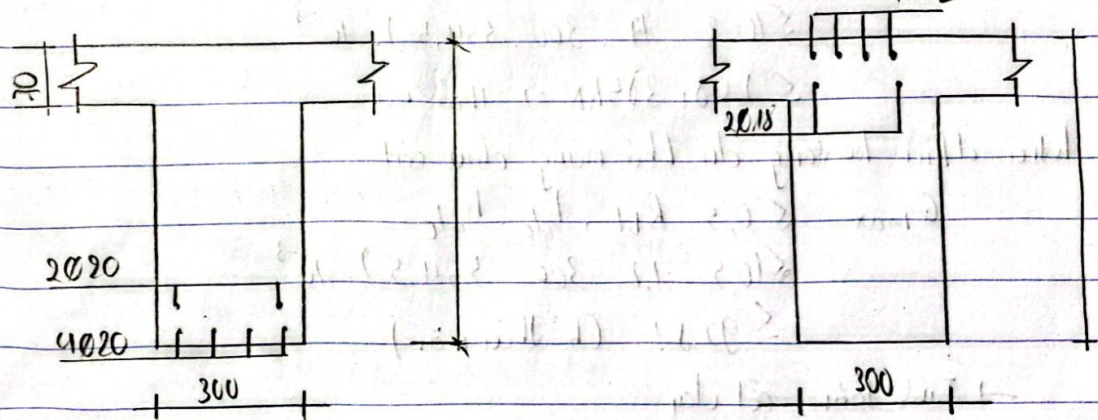
+1 Tại gối trục 2, bố trí 2 lớp cốt thép

Lớp ngoài $4\phi 22$ ($A_{s1} = 1520,5 \text{ mm}^2$; $a_1 = 22 + \frac{22}{2} = 33 \text{ mm}$)

Lớp trong $2\phi 18$ ($A_{s2} = 508,9 \text{ mm}^2$; $a_2 = 22 + 22 + 80 + \frac{18}{2} = 113 \text{ mm}$)

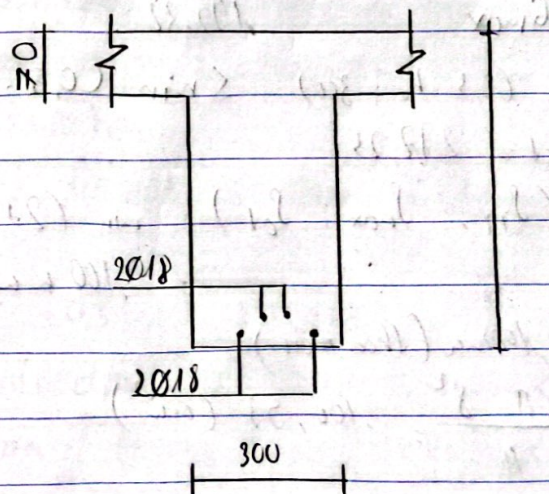
$a_{tt} = \frac{A_{s1} \cdot a_1 + A_{s2} \cdot a_2}{A_{s1} + A_{s2}} = 45,5 \text{ mm}$

$h_{ot} = 600 - 45,5 = 554,5 \text{ mm} > 530$ (an toàn)



Nhịp biên

Gối trục 2



Nhịp 2

1.5. Tính cốt thép ngang chịu cắt (cốt đai)

- Các ghi lực cắt trên dầm

Bên phải gối 1, dầm có lực cắt $Q_1^P = 125,21 \text{ kN}$ là hằng số trong dầm L_1

Bên trái gối 2, dầm có lực cắt $Q_2^T = 199,32 \text{ kN}$ là hằng số trong dầm L_1

Bên phải gối 2, dầm có lực cắt $Q_2^P = 153,99 \text{ kN}$

Bên trái gối 3, dầm có lực cắt $Q_3^T = 179,32 \text{ kN}$

Lực cắt lớn nhất hơn trái gối trục 2 với $Q_2^T = 199,32 \text{ kN}$ để tính toán cốt đai có $h_0 = 554,5 \text{ mm}$

Kiểm tra điều kiện ứng suất nén chính

$$\begin{aligned} Q_{\max} &\leq 0,3 \cdot R_b \cdot b_{dc} \cdot h_0 \\ &\leq (0,3 \cdot 17 \cdot 300 \cdot 554,5) \cdot 10^{-3} \\ &\leq 848,385 \text{ kN} \Rightarrow \text{Thỏa mãn} \end{aligned}$$

Kiểm tra điều kiện dầm chịu uốn chịu cắt.

$$\begin{aligned} Q_{\max} &\leq 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b_{dc} \cdot h_{atc} \\ &\leq (0,5 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 554,5) \cdot 10^{-3} \\ &\leq 99,81 \text{ (không thỏa mãn)} \end{aligned}$$

→ Tính toán cốt đai

Chọn cốt đai 2 nhánh $\phi 8a100$

Kiểm tra điều kiện cốt đai

$$S_{\max} = \frac{R_{bt} \cdot b_{dc} \cdot h_0}{Q_{\max}} = \frac{1,2 \cdot 300 \cdot 554,5}{199,32} = 1001,5 \text{ mm}$$

$$S_{ct} \leq \min (0,5 \cdot h_0; 300) \leq \min (0,5 \cdot 554,5; 300)$$

Chọn $S_{ct} = 277,25$

$$S = \min (S_{TT}; S_{\max}; S_{ct}) = \min (277,25; 1001,5; 1001,5) = 100 \text{ mm}$$

→ $S = 100 \text{ mm}$ (thỏa mãn)

$$A_{sw} = \frac{Q \cdot \pi \cdot 8^2}{4} = 100,53 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\rho_{sw} = \frac{120 \cdot 100,53}{100} = 213,63 \text{ (K/mm)}$$

$$q_{sw \min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,25 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 90 = 90 \text{ N/mm}$$

$q_{sw} > q_{sw \min} \rightarrow$ thỏa mãn yêu cầu

$\rightarrow$ cốt đai đảm bảo y/c cầu tạo

Kiểm tra quy trình:

$$a_s = 2000 \text{ mm} > 3h_0 = 1663,5 \text{ mm}$$

$$M_b = 1,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 554,5^2 = 166083935 \text{ Nmm}$$

$$C_1 = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 q_{sw}}} = \sqrt{\frac{166083935}{0,75 \cdot 213,63}} = 1018,9 \text{ (mm)}$$

$$\text{Ta có: } 0,6 \cdot h_0 = 332,7 < C_1 = 1018 < 2h_0 = 1109 \text{ (mm)}$$

$$Q_u = \min (Q_u(0); Q_u(C_1); Q_u(3h_0))$$

$$Q_u(0) = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot h_0 \cdot b = 2,5 \cdot 1,2 \cdot 554,5 \cdot 300 = 499050 \text{ (N)}$$

$$Q_u(C_1) = 2 \sqrt{0,75 \cdot M_b \cdot q_{sw}} = 2 \sqrt{0,75 \cdot 166,03 \cdot 213,63} = 326,2 \text{ kN}$$

$$Q_u(3h_0) = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 + 1,5 \cdot q_{sw} \cdot h_0$$

$$= 0,5 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 554,5 + 1,5 \cdot 213,63 \cdot 554,5$$

$$= 277496,75 = 277,5 \text{ kN}$$

$$Q_{u, \max} = \min (499,05; 326,2; 277,5) \text{ kN}$$

$$= 277,5 \text{ kN} > Q_{\max} = 199,32 \text{ kN (thỏa mãn)}$$

$\rightarrow$ Cốt đai 2 nhánh $\varnothing 8 \times 100$ thỏa mãn yêu cầu cần đạo chịu lực. Tại các góc khác do cơ lực cắt bé hơn nên đã chọn S_{II} lớn hơn, tính toán tương tự như trên ta bố trí cốt đai 2 nhánh $\varnothing 8 \times 180$ chọn đoạn dầm gần gối đỡ dầm và $\varnothing 8 \times 120$ cho đoạn dầm gần gối đỡ trục 3, thỏa mãn y/c cầu tạo và chịu lực.

- Xác định vùng dặt cốt đai thừa hơn:

$(S_{ct} \leq \min (0,25 h_0; 550))$ lực cắt mà dầm bê tông không có cốt đai chịu được theo công thức:

$$Q_{b \min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,2 \cdot 300 \cdot 554,5 = 99,810 \text{ kN}$$

$$\text{Lực cắt lớn nhất ở đoạn giữa dầm là } Q = 46,33 \text{ kN} < Q_{b \min}$$

Như vậy trong đoạn giữa dầm (khoảng 2 m) bê tông đủ để chịu lực cắt nên cốt đai có thể bỏ đi theo y/c cầu tạo.

$$S_{ct} \leq \min (0,75 \cdot h_0; 500)$$

$$S_{ct} \leq \min (0,75 \cdot 554,5; 500) \leq 415,9 \text{ mm}$$

Chọn ϕ 8a 150 bố trí cho đoạn giữa dầm, đảm bảo yêu cầu chịu lực và cấu tạo.

4.6 Tính cốt treo

Tại vị trí dầm phụ kê lên dầm chính cần bố trí cốt treo để gia cố cho dầm chính.

1) Lực tập trung do dầm phụ truyền vào dầm chính là $P_1 = P + G_1$
 $= 95,832 + 49,410 = 145,242 \text{ kN}$

Cốt treo sẽ đặt dưới dạng cốt đai, diện tích tính toán:

$$A_{sw} = \frac{P_1 (1 - h_s/h_0)}{R_{sw}}$$

$$= \frac{145,242 \cdot 10^3 \cdot (1 - 50/500)}{170} = 776,1 \text{ mm}^2$$

Trong đó $h_s = h_{dct} - h_{dp} = 550 - 400 = 150 \text{ mm}$

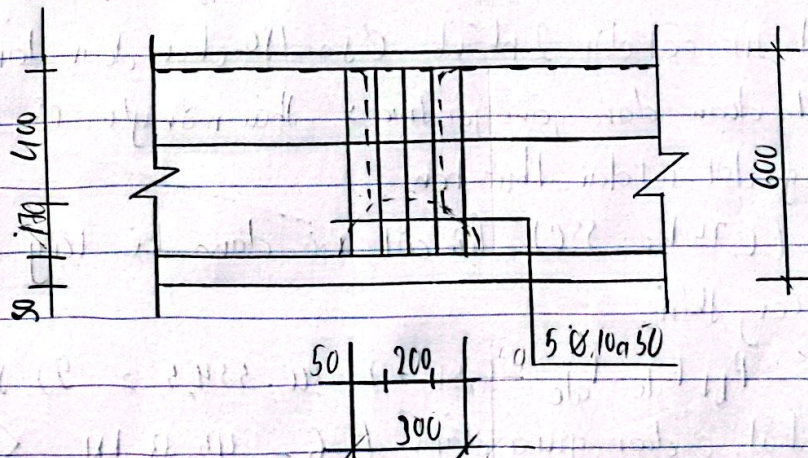
+) Dùng đai phi ($\phi 10$), 2 nhánh có $A_s = 157,1 \text{ mm}^2$

Số lượng nhánh đai cần thiết:

$$n = \frac{A_{sw}}{A_s} = \frac{776,1}{157,1} \approx 5$$

Bố trí 5 nhánh đai trong đoạn $b_{dct} \times 2h = 800 \times 2 \cdot 150 = 600 \text{ mm}$

Kh/c giữa các nhánh là: 120 mm



Bố trí cốt treo

4.7.1. Tính và vẽ biến đổi bao vật liệu

4.7.1.1: Tính khả năng chịu lực

Ở nhịp biên có momen dương và dầm được tính theo tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng chịu nén. Bề rộng cánh nép $b_f = 2300 \text{ mm}$. Cốt thép dọc được bố trí ở phía dưới dầm là $4\phi 20 + 2\phi 20$. Chiều cao tính toán thực tế $h_{\text{dct}} = 553,33 \text{ mm}$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f \cdot h_0} = \frac{260 \cdot 1885}{17 \cdot 2300 \cdot 553,33} = 0,023$$

$$\eta = \xi \cdot h_0 = 0,023 \cdot 553,33 = 12,73 \text{ mm} < h_f = 80 \text{ mm}$$

- Trục trung hòa đi qua cánh

$$\xi = 1 - \xi/2 = 0,9885$$

$$M_{\text{td}} = R_s \cdot A_s \cdot \xi \cdot h_0 = 260 \cdot 1885 \cdot 0,9885 \cdot 553,33 \cdot 10^{-6} = 268,07 \text{ kNm}$$

Ở gối, 2 có momen âm và dầm được tính với tiết diện hình chữ nhật kích thước $b \times h = 300 \times 600$. Cốt thép dọc được bố trí ở phía trên dầm là $2\phi 22 + 2\phi 21 + 2\phi 18$. Chiều cao tính toán thực tế $h_{\text{dct}} = 554,5 \text{ mm}$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{260 \cdot 2029,4}{17 \cdot 300 \cdot 554,5} = 0,185 < \xi_R = 0,185$$

$$\xi = 1 - \xi/2 = 0,907$$

$$M_{\text{td}} = R_s \cdot A_s \cdot \xi \cdot h_0 = 260 \cdot 2029,4 \cdot 0,907 \cdot 554,5 \cdot 10^{-6} = 265,369$$

Tính toán tương tự khả năng chịu lực cho tất cả các vị trí mặt cắt. Biểu trạng thái các mặt cắt để tính theo bài toán cần hiện diện uốn dẹt cắt đơn, với tiết diện hình chữ nhật cho mặt cắt chịu momen âm và tiết diện chữ T cho mặt cắt chịu momen dương (khi đó b sẽ được thay thế bởi b_f là bề rộng cánh chịu nén)

Ta có bảng:

34



TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG HÀ NỘI

Mặt cắt	Số lượng và diện tích cốt thép	(mm) hoặc	b(mm)	ξ	ξ_{lim}	M_{jd}
Giữa nhịp biên	4 Ø20 + 2 Ø20 ; $A_s = 1185 \text{ mm}^2$	553,33	2300	0,023	0,9885	268,07
Cạnh nhịp biên (cắt lần 1)	Cắt 2 Ø20 còn 4 Ø20 ; $A_s = 1256,9 \text{ mm}^2$	570	2300	0,014	0,993	184,92
Cạnh nhịp biên (cắt lần 2)	Cắt 2 Ø20 còn 2 Ø20 $A_s = 628,3 \text{ mm}^2$	570	2300	0,007	0,965	89,85
Trên gối trục 2	4 Ø22 + 2 Ø18 ; $A_s = 2029,4 \text{ mm}^2$	554,5	300	0,186	0,907	265,369
Trên gối trục 1 (cắt lần 1)	Cắt 2 Ø18 còn 4 Ø22 $A_s = 1520,5 \text{ mm}^2$	566,5	300	0,137	0,9315	208,61
Trên gối trục 1 (cắt lần 2)	Cắt 2 Ø22 còn 2 Ø22 $A_s = 360,3 \text{ mm}^2$	566,5	300	0,07	0,965	108,06
Giữa nhịp 2	2 Ø18 + 2 Ø18 ; $A_s = 1017,8 \text{ mm}^2$	570	2300	0,012	0,994	149,93
Cạnh nhịp 2	Cắt 2 Ø18 còn 2 Ø18 ; $A_s = 508,9 \text{ mm}^2$	570	2300	0,006	0,997	75,19

4.3.2. Xác định mặt cắt lý thuyết các thanh

Cách xác định chính xác mặt cắt lý thuyết của 1 thanh, đề trình bày sau đây với ví dụ là thanh số 6 (2 Ø18) chịu momen âm

Trước khi cắt, tại gối 2 có bố trí 4 Ø22 + 2 Ø18 có khả năng chịu lực là Q_1 . Sau khi cắt đi thanh số 6 (2 Ø18) khả năng chịu lực còn lại của thanh số 4 (4 Ø22) và 5 (4 Ø22) lại. Biểu đồ bao vật liệu cắt biểu đồ bao momen tại điểm A ở bên trái và điểm B ở bên phải gối trục 2. Đây là mặt cắt lý thuyết của thanh số 6 với khoảng cách của điểm A và B so với trục 2 là a và b theo nguyên lý A đồng dạng.

Xác định đoạn héo dài W^t

Tại điểm A có lực cắt $Q = 199,32 \text{ kN}$

Tại điểm A cắt dài để bố trí 2 nhánh Ø8x100

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} = \frac{130}{100}$$

Tại điểm B có cắt xiên, vì vậy $Q_s, inc = 0$

→ Chiều dài đoạn héo dài W_6 là

$$W_6 = \frac{Q - Q_s, inc}{q_{sw}} + 5d =$$

Vậy chọn W_C^t

khi đó mỗi cái thước kẻ của thanh số 6 cách trục 2 một đoạn là:

Tính diện tích đáy cho các thanh còn lại, đã có bảng sau:

Mặt cắt lý thuyết của các thanh

Scanned with CamScanner



4.7.3. Kèo về neo cốt thép

Diện tích cốt thép lớp dưới dầm neo vào gối tựa không được nhỏ hơn $\frac{1}{3}$ so với diện tích cốt thép hỗ trợ ở giữa dầm.

+1 Nhịp biên: 4 Ø20 + 2 Ø20, cắt 2 Ø20 và 2 Ø20, phần trăm neo vào gối tựa là 33,33 %

+1 Nhịp giữa: 2 Ø18 + 2 Ø18, cắt 2 Ø18 còn 2 Ø18, phần trăm neo vào gối tựa là 50 %

4.7.4. Cốt thép cân bằng

Cốt thép số 1 được dùng làm cốt giá ở nhịp biên trong đoạn 0 có momen âm. Diện tích cốt thép là mm^2 không nhỏ hơn 0,1% b.t.c. hoặc:

Mặc dù theo cấu tạo khi chiều cao dầm $h > 700 \text{ mm}$ cần đặt thêm 2 cốt dọc cân bằng ở mặt bên trên suốt chiều dài dầm nhưng nên bỏ đi thêm khi $h > 1000 \text{ mm}$. Vì vậy, bỏ đi thêm 2 cốt thép cân bằng ở giữa dầm.