PHẦN I
THIẾT KẾ SƠ BỘ
****

CHƯƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG

Cầu Sảo Phong là cầu bắc qua sông Gianh nằm trên đoạn Tuyên Hóa thuộc tỉnh Quảng Bình. Đây là tuyến đ- ờng huyết mạch giữa hai huyện X và Y , nằm trong quy hoạch phát triển kinh tế của tỉnh Quảng Bình. Hiện tại, các ph- ơng tiện giao thông v- ợt sông qua phà D nằm trên tỉnh lộ Quảng Bình.

Để đáp ứng nhu cầu vận tải, giải toả ách tắc giao thông đ- ờng thuỷ khu vực cầu và hoàn chỉnh mạng l- ới giao thông của tỉnh, cần tiến hành khảo sát và nghiên cứu xây dựng mới cầu Sảo Phong v- ợt qua sông Gianh

1. Các căn cứ lập dự án

Căn cứ quyết định số 1206/2004/QD - UB ngày11 tháng 12 năm 2004 của UBND tỉnh Quảng Bình về việc phê duyệt qui hoạch phát triển mạng l- ới giao thông tỉnh Quảng Bình giai đoạn 2001 - 2011 và định h- ớng đến năm 2020..

Căn cứ văn bản số 215/UB - GTXD ngày 26 tháng 3 năm 2005 của UBND tỉnh Quảng Bình cho phép Sở GTVT lập Dự án đầu t- cầu Sảo Phong nghiên cứu đầu t- xây dựng cầu Sảo Phong.

Căn cứ văn bản số 260/UB - GTXD ngày 17 tháng 4 năm 2005 của UBND tỉnh Quảng Bình về việc cho phép mở rộng phạm vi nghiên cứu cầu N về phía Tây sông Gianh.

Căn cứ văn bản số 1448/CĐS - QLĐS ngày 14 tháng 8 năm 2001 của Cục đ- ờng sông Việt Nam.

2. Đặc điểm về điều kiện tự nhiên tại vị trí xây dựng cầu

2.1. Điều kiện khí hậu thuỷ văn

2.1.1.Khí t ợng

Về khí hậu: Tỉnh Quảng Bình nằm trong khu vực khí hậu nhiệt đới gió mùa nên có những đặc điểm cơ bản về khí hậu nh- sau:

Nhiệt độ bình quân hàng năm: 28^0

Nhiệt độ thấp nhất : 15^0

Nhiệt độ cao nhất : 41^0

Khí hậu chia làm 2 mùa rõ rệt, mùa m- a từ tháng 9 đến tháng 11

Về gió: Về mùa hề chịu ảnh h- ởng trực tiếp của gió Tây Nam hanh và khô. Mùa đông chịu ảnh h- ởng của gió mùa Đông Bắc kéo theo m- a và rét

2.1.2.Thuỷ văn

Mực n- ớc cao nhất MNCN = +13.7m

Mực n- ớc thấp nhất MNTN = +4m

Mực n- ớc thông thuyền MNTT = +8m

Khẩu độ thoát n- ớc ΣL0 = 250m

L- u l- ợng Q_{tb} =252 m^3/s
L- u tốc v = 1.52m3/s

2.2. Điều kiện địa chất

Theo số liệu thiết kế có 5 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Lớp	Hố khoan	HK1	HK2	HK3	HK4	HK5
	Lý trình	20	60	100	200	240
	Địa chất					
1	Cát thô sạn	4	3	3.5	4	5
2	Sét cát nâu	6	5	5	6	8
3	Cuội sỏi, cát	12	10	11	12	14
4	Đá vôi xám	∞	∞	∞	∞	∞

3. Đề xuất các ph- ơng án cầu:

Các thông số kỹ thuật cơ bản

Lý trình cầu: từ Km 0+170 đến Km 0+420

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật:

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT ƯST và BTCT th- ờng

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: L_{TT} = 60m, H_{TT} = 9m

Khổ cầu: B= 8 +2x1,5 m

Tần suất lũ thiết kế: P=1%

Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

Tải trọng: xe HL93 và ng- ời 300 kg/m2

Các ph- ơng án kiến nghị

Dự kiến 3 Ph- ơng án xây dựng cầu:

+ Cầu Bê tông cốt thép 3 nhịp liên tục, xây dựng bằng công nghệ đúc hẫng cân bằng + nhịp dẫn.
+ Cầu Bê tông cốt thép 3 nhịp liên tục, xây dựng bằng công nghệ đúc hẫng cân bằng.
+ Cầu Dàn Thép 4 nhịp đơn giản, xây dựng bằng ph- ơng pháp lắp hẫng.

PA	Thông thuyền	Khổ cầu	Sơ đồ	L(m)	Nhịp chính	Nhịp dẫn
1	60	8+2x1.5	35+55+86+55+35	266	Dầm hộp đúc hẫng cân bằng	Dầm T
2	60	8+2x1.5	75+115+75	265	Dầm hộp đúc hẫng	
3	60	8+2x1.5	66x4	264	Dàn thép nhịp đơn giản	

CH□ƠNG II:CÁC PH□ ƠNG ÁN SƠ BỘ

I. PH□ ƠNG ÁN SƠ BỘ 1: PH□ ƠNG ÁN CẦU BTCT LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG + NHỊP DẪN .

I.1 Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp :

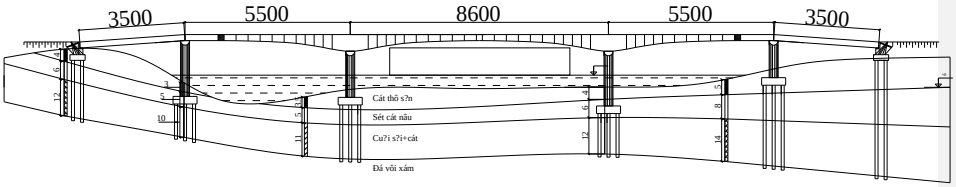
- Khổ cầu: Cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe và 2 làn ng- ời đi

K = 8+ 2x1,5 =11(m)

- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

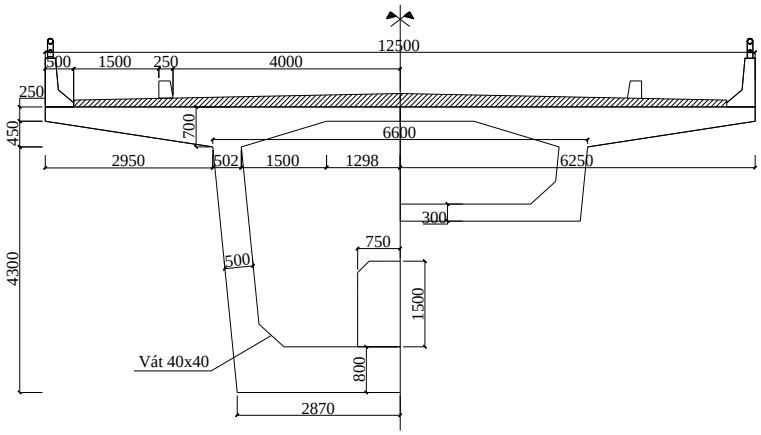
B = 8 + 2x1,5 +2x0,5 +2x0.25= 12.5(m)

- Sơ đồ nhịp: 35+55+86+55+35 =266(m)



Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp:

I.2 . Kết cấu nhịp liên tục:



Hình 4.1: 1/2 mặt cắt đỉnh trụ và 1/2 mặt cắt giữa nhịp

Dầm hộp có tiết diện thay đổi với ph- ơng trình chiều cao dầm theo công thức:

$$y = \frac{(H_p - h_m)}{L^2}.Lx^2 + h_m$$

Trong đó:

H_p = (1/12÷1/17)L = (5÷7.08) m lấy = 5 m(chiều cao dầm tại gối).

H_m = (1/40÷1/60)L = (1.41÷2.125) m lấy = 2 m, (chiều cao dầm tại giữa nhịp).

L : Phần dài của cánh hẫng L $= \frac{86-2}{2} - 1.5 = 40.5m$

Thay số ta có:

$$y = \frac{5-2}{40.5^2} Lx^2 + 2 = \frac{3}{40.5^2} Lx^2 + 2$$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x đ-ợc tính theo công thức sau:

$$h_x = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

Trong đó:

h_2 , h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp

L : Chiều dài phần cánh hẫng

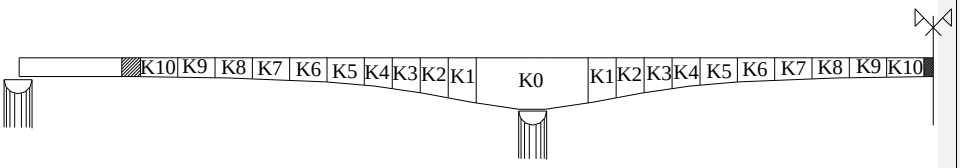
Thay số vào ta có ph-ơng trình bậc nhất: $h_x = 0,3 + \frac{0.8-0.3}{40.5} \times L_x$

Việc tính toán khối l-ợng kết cấu nhịp sẽ đ-ợc thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách t-ơng đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài của nó.

Phân chia các đốt dầm nh- sau:

+ Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 12 m
+ Đốt hợp long Kc dài 2,0m
+ Số đốt trung gian n =3x4+6x4m
+ Khối đúc trên dàn giáo l= 55-42 - 2 =11m

Tên đốt	Lđốt (m)
1/2 Đốt K0	**6**
Đốt K1	**3**
Đốt K2	**3**
Đốt K3	**3**
Đốt K4	**3**
Đốt K5	**4**
Đốt K6	**4**
Đốt K7	**4**
Đốt K8	**4**
Đốt K9	**4**
Đốt K10	**4**



Hình 4.2. Sơ đồ chia đốt dầm

- Tính chiều cao tổng đốt đáy dầm hộp biên ngoài theo đ- ờng cong có ph- ơng trình là:

$$Y_1 = a_1X^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{5-2}{40.5^2} = 1.83x10^{-3}m$$

– Xác định bề rộng đáy dầm tại mỗi mặt cắt cách giữa dầm 1 đoạn là Lx:

$$b_{di} = b_{d0} + 2(H_o - H_i)v$$

+ Với b_{d0} là bề rộng đáy dầm tại mặt cắt đầu dầm.
+ Với b_{di} là bề rộng đáy dầm tại mặt cắt i.
+ Với H_0 là chiều cao dầm tại mặt cắt sát trụ (đầu dầm).
+ Với H_i là chiều cao dầm tại mặt cắt i.
+ Với v là độ xiên của thành =1/10

Tính khối l- ợng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối l- ợng = Thể tích x 2.5 T/m^3 (Trọng l- ợng riêng của BTCT)

Bảng xác định khối l- ợng các đốt đúc

Bảng 4.4

Stt	Tên đốt	Tên mặt cắt	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dài đốt (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt tb (m^2)	Thể tích V (m^3)	Khối l-ợng (T)
1	1/8K0	$S0_a$	41.25	5	1.5	0.8	5.74	13.9117	20.8676	52.16
2	3/8K0	$S0_b$	38.2500	4.6774	4.5	0.7722	5.8045	13.2529	53.0118	132.52
3	1/2K1	S1	34.5000	4.1782	3	0.7259	5.9044	12.8353	38.5060	96.26
4	1/2K2	S2	31.5000	3.8158	3	0.6889	5.9768	12.3405	37.0216	92.55
5	1/2K3	S3	28.5000	3.4864	3	0.6519	6.0427	11.8627	35.5882	88.97
6	1/2K4	S4	25.5000	3.1900	3	0.6148	6.1020	11.4099	34.2298	85.57
7	1/2K5	S5	22.0000	2.8857	4	0.5716	6.1629	10.9145	43.6582	109.14
8	1/2K6	S6	18.0000	2.5929	4	0.5222	6.2214	10.3909	41.5638	103.90
9	1/2K7	S7	14.0000	2.3587	4	0.4728	6.2683	9.9129	39.6518	99.12
10	1/2K8	S8	10.0000	2.1830	4	0.4235	6.3034	9.4877	37.9510	94.87
11	1/2K9	S9	6.0000	2.0659	4	0.3741	6.3268	9.1155	36.4622	91.15
12	1/2K10	S10	2.0000	2.0073	4	0.3247	6.3385	8.7951	35.1806	87.95
13	KN(hợp long)				2			8.6545	17.3091	43.27
14	KT(Đúc trên ĐG)				11			8.6545	95.2000	238.00
15	Tổng tính cho một nhịp biên				55				566.2016	1415.50
16	Tổng tính cho một nhịp giữa				86				924.6942	2311.73
17	Tổng tính cho toàn nhịp liên tục				196				2057.09	5142.74

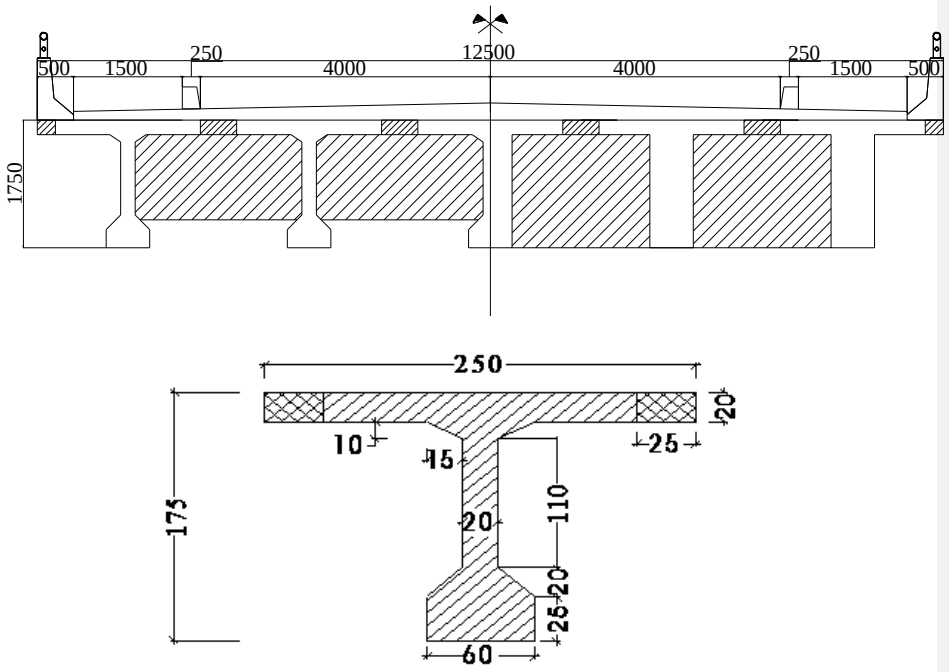
Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 3 nhịp liên tục là:

$$V_1 = 2057.0975m^3$$

**Trọng l-ợng kết cấu nhịp dẫn:*

- Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 35 m.

Chiều cao của dầm chủ là h = (1/15 ÷ 1/20)l = (1.75 ÷ 2.33) (m),
chọn h = 1.75(m). S- ờn dầm b = 2(cm)
Theo kinh nghiệm khoảng cách của dầm chủ d = 2 ÷ 3 (m), chọn d = 2.5 (m).
Các kích th- ớc khác đ-ợc chọn dựa vào kinh nghiệm và đ- ợc thể hiện ở hình 1.



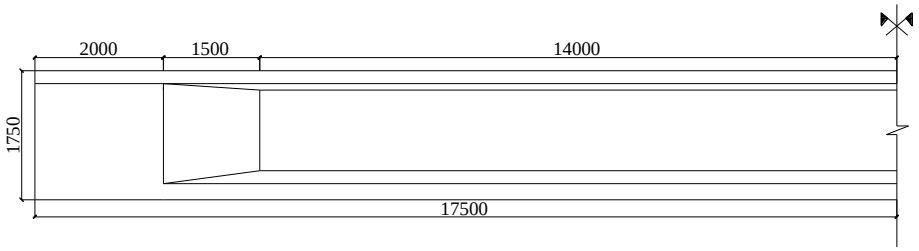
***Hình 1**. Tiết diện dầm chủ*

b.Kích thước dầm ngang :

Chiều cao h_n = 2/3h = 1,167(m).

-Trên 1 nhịp 35 m bố trí 6 dầm ngang cách nhau 6.4 m.

- Chiều rộng s- ờn b_n = 12 ÷ 16cm (20cm), chọn b_n = 20(cm).
- Chiều dài tính toán là: L_{tt} =35,0m
- Do trọng l- ợng bản thân dầm dẫn:



$F_{giữa\ nhịp}$= 2x0.2+0.1x0.15+1.1x0.2+0.2x0.2+0.6x0.25

= 0.825 (m^2)

F_{L1} = 0.6x1.55+2x0.2 = 1.33 (m^2)

F_{L2} = ($F_{giữa\ nhịp}$ + F_{L1})/2 = (0.825+1.33)/2 =1.0775(m^2)

$g_{ddầm}$ = [$F_{l/2}$ (L- 7) + F_{L1} x 2x2 +F_{L2} x1.5x2] γ_{bt} /L

= [0.825(35 - 7) + 1.33 x 4 +1.0775x3]x2.5/34.4

= 2.3692(T/m)

– Do dầm ngang :

$g_n = (H - H_b - h_1)(s - b_w)b_w \times \gamma_{bt} / L_1$

– Trong đó:

L_1 = L/n =34.4/5 = 6.88 (m): Khoảng cách giữa 2 dầm ngang

⇨ g_n = (1.75- 0.2 - 0.25)(2.5 - 0.2)(0.2/6.88)2.5 = 0.1755 (T/m)

– Thể tích 1 mối nối bản : V_{mn}=0.5x0.2x35=3.5 (m^3)

Thể tích bê tông 1 nhịp là :

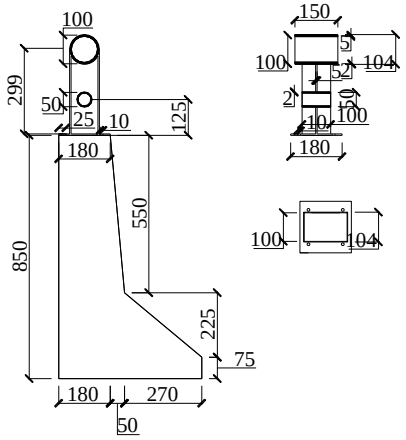
V=(2.3692+0.1755)x35x5/2.5+3.5x5 = 195.629(m^3)

Tổng thể tích bê tông cho cả 2 nhịp là: V = 2x195.629= 391.258 (m^3)

Khối l- ợng cốt thép cho một nhịp dầm sơ bộ (chọn hàm l- ợng cốt thép là 165 kg/m^3):

G = 391.258 x 0.165=64.5576 (T)

_Khối l- ợng lan can, sơ bộ lấy:



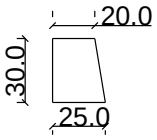
$$g_{lc} = \frac{P_{lc} \times 2}{n} = \frac{0.582 \times 2}{5} = 0.232775(T/m)$$

- P_{lc} = 0,582(T/m)

V_{lc} = 0.232375x266x2=123.623(m^3)

=> cốt thép lan can: m_{lc} = 0.165x 123.623 = 20.3978(T)

– **Trọng l- ợng của gờ chắn :**



G_{gc} = 0.225x0.3x2.5 = 0.16875T/m.

$V_{gờ chắn}$ = 0.225*0.3*266 =17.955(m^3)

=> cốt thép gờ chắn : m_{gc} = 0.165x17.955 = 2.9625(T)

– Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

Bê tông alpha: 5cm;

Lớp bảo vệ: 3cm;

Lớp phòng n- ớc: 2cm

Lớp đệm tạo dốc 2 cm

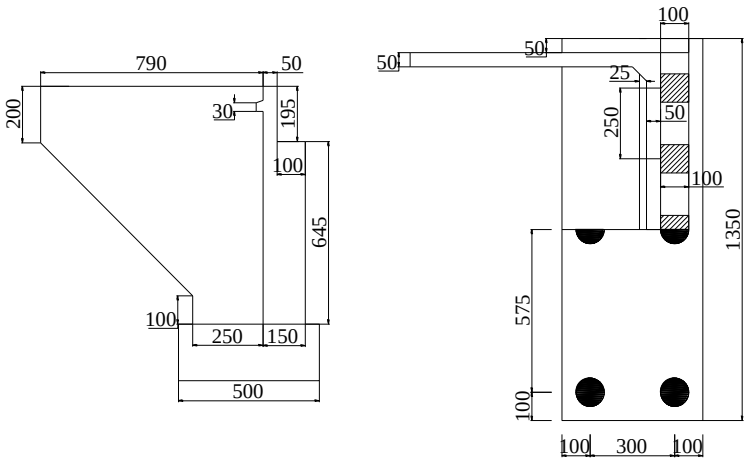
Trên 1m^2 của kết cấu mặt đ- ờng và phần bộ hành lấy sơ bộ :

$\Rightarrow g_{lp}$ =0.12x2.25x11 =2.97T/m

I.2.1 .Tính toán khối l- ợng móng mố và trụ cầu:

2.1.Móng mố M_1, M_2:

+ Khối l- ợng mố M1:



-Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh sau: d = 0.5 m

V_{tc} = 2x0.5(2x7.9+5.4x5.4+6.4x2.5) = 60.96 m^3

- Thể tích thân mố:

V_{th} = (0.5x1.95+6.45x1.5)x12.5= 133.125m^3

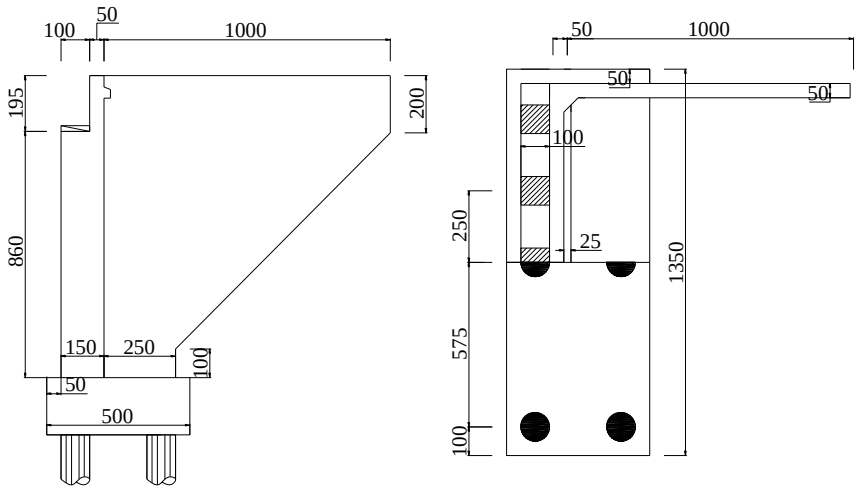
- Thể tích bệ mố:

V_b = 2x13.5x5 = 135 m^3

=> Thể tích mố M1:

$V_{mố1}$ = 60.96+133.125+135 = 329.085 (m^3)

+ Khối l- ợng mố M2:



-Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh sau: d = 0.5 m

V_{tc} = 2x0.5(2x10+7.5x7.55+1x2.5) = 79.125 m^3

- Thể tích thân mố:

V_{th} = (0.5x1.95+8.6 x1.5)x12.5= 173.4375m^3

- Thể tích bệ mố:

V_b = 2x13.5x5 = 135 m^3

=> Thể tích mố M2:

$V_{mố2}$ = 79.125+173.4375+135 = 387.5625 m^3

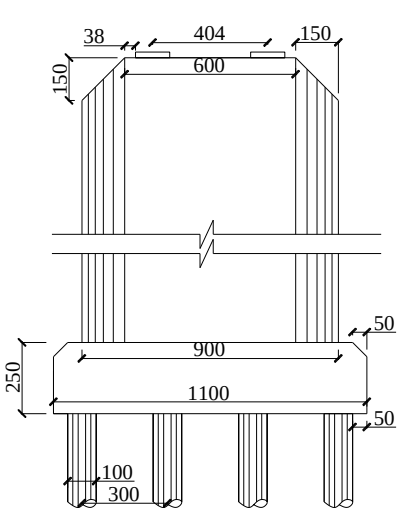
Tổng thể tích 2 mố là :V= 329.085 + 387.5625 = 716.6475(m^3)

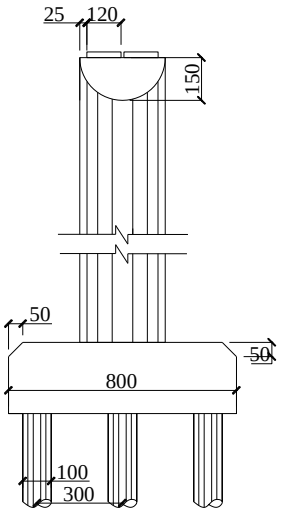
Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép trong mố 165 kg/m^3

Khối l- ợng cốt thép trong 2 mố là : $m_{th} = 0.165x716.6475 = 118.2468\ T$

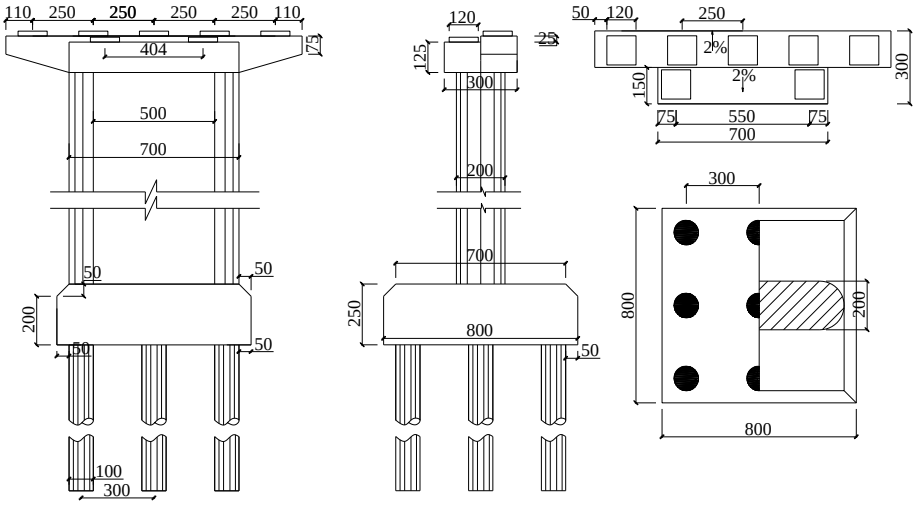
2.2 Công tác trụ cầu:

Khối l- ợng trụ cầu :





Trụ T2+T3



Trụ T1+T4

* ***Khối lượng trụT1:***

\+ Khối l- ợng xà mũ trụ:

V_{xm} = 1.25x7x1.5+0.75x12.2x1.5+ 0.75x2.6x1.5=29.775(m^3)

\+ Khối l- ợng thân trụ :

V_{tt}= (πx1^2+5x2)x19.1 = 251 (m^3)

+ Khối l- ợng móng trụ : V_{mt}= 8x8x2+0.5x7.5x7.5=156.125 (m^3)
+ Khối l- ợng trụ T1 : V_1= 29.775+251+156.125 =436.9 (m^3)

* ***Khối l ợng trụ T2 :***

+ Khối l- ợng thân trụ :

V_{tt}= (πx1.5^2+6x3)x18.2= 456.248 (m^3)

+ Khối l- ợng móng trụ : V_{mt}= 11x8x2+0.5x10.5x7.5=297.125 (m^3)
+ Khối l- ợng trụ T2 : V_2= 456.248 + 297.125 =753.37 (m^3)

* ***Khối l ợng trụT3:***
* Khối l- ợng thân trụ :

V_{tt}= (πx1.5^2+6x3)x16.8= 421.152 (m^3)

+ Khối l- ợng móng trụ : V_{mt}= 11x8x2+0.5x10.5x7.5=297.125 (m^3)

* Khối l- ợng trụ T3 : V_3= 421.152 + 297.125 =718.28 (m^3)
* ***Khối l ợng trụT4:***

+ Khối l- ợng xà mũ trụ:

V_{xm} = 1.25x7x1.5+0.75x12.2x1.5+ 0.75x2.6x1.5=29.775(m^3)

+ Khối l- ợng thân trụ :

V_{tt}= (πx1^2+5x2)x13 = 170.84 (m^3)

+ Khối l- ợng móng trụ : V_{mt}= 8x8x2+0.5x7.5x7.5=156.125 (m^3)
+ Khối l- ợng trụ T4 : V_4= 29.775+170.84+156.125 =356.74 (m^3)

* **Tổng Khối l- ợng 4 trụ :**

V= 436.9+753.37+718.28+356.74 = 2265.29(m^3)

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép thân trụ là : 165 kg/m^3

Nên ta có : khối l- ợng cốt thép trong 4 trụ là :

G = 2101.8x0.165 = 373.77 (T)

I.3 Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng

Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng cho mố và trụ bằng cách xác định các tải trọng tác dụng lên đầu cọc, đồng thời xác định sức chịu tải của cọc. Từ đó sơ bộ chọn số cọc và bố trí cọc.

I.3.1 . Xác định tải trọng tác dụng lên đáy mố

❖ **Xác định số cọc trong mố M2**

- Lực tính toán đ- ợc xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng đ- ợc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➢ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25x195.629\ x2.5/35 = 17.467\ (T/m)$$

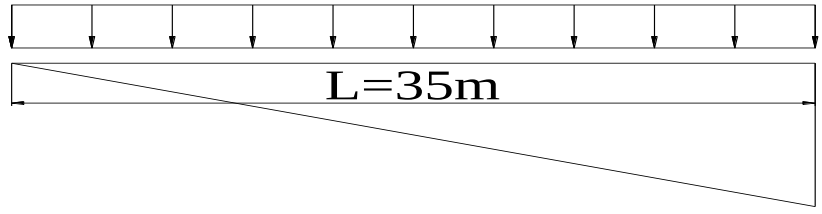
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can,gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5\ x(0.232375+0.16875+ 2.97) = 5.0567\ (T/m)$$

- Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 17.467+5.0567 = 22.524\ (T/m)$$

Ta có đ- ờng ảnh h- ởng áp lực lên mố do tĩnh tải nh- hình vẽ:



Đ ờng ảnh h ởng áp lực lên mố M2

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực mố: $\omega = 17.5\ m^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhip} = 17.5 \times 17.467 = 305.67\ T$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân mố

$$DC_{mố} = 387.5625\ x2.5\ x\ 1.25 = 1211.13\ (T)$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 17.5x\ 5.0567 = 88.4923\ (T)$$

➢ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75\ \omega(PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

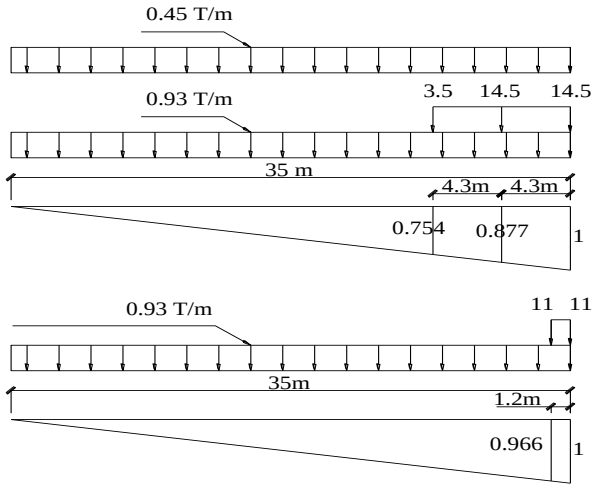
P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 35 m



+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:

Sơ đồ xếp tải lên đ ờng ảnh h ởng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

– Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng- ời + tải trọng làn)

LL_{HL-93K} = 14.5*(1+0.877) + 3.5$\times$0.754 +17.5$\times$(2x0.45+0.93)
= 62.749(T)

– Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng ng- ời+ tải trọng làn)

LL_{HL-93M} = 11*(1+0.966)+17.5*0.93

= 37.901 (T)

$\Rightarrow LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 62.749$ T

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

LL = 2*1*(1+0.25)*[14.5*(1+0.877)+3.5*0.754)+1.75*17.5(2*1.38)
= 159.1637 (T)

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$P_{Đáy đài}$ = 305.67+1211.13 +88.4923 + 159.1637 = 1764.46 T

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là :36.8m

+Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính D = 1m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bêtông mác 300 có R_n = 130 kg/cm^2 =1300T/m^2

+ Cốt chịu lực 20 ∅ 25 AII có F = 98.17 cm^2, R_a = 2400 kg/cm^2 = 24000T/m^2

* Xác định sức chịu tải của cọc

➢ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

a. $\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi.(m_1.m_2.R_b.F_b + R_a.F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bêtông theo ph- ơng đứng nên m_1 = 0,85
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công m_2 = 0,7
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = \pi R^2 = \pi*0.5^2 = 0.785$ m^2
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85\times 0,7\times\left[0.13\times\pi\times 50^2 + 2,4\times 98.17\right] = 733.68\,(T)$

➢ *Theo đất nền*

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$Q_R=\varphi Q_n=\varphi_{qp}Q_p$

Với $Q_p=q_pA_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.5$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$q_p=3q_u K_{sp} d$ (10.7.3.5)

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S}\le 3,4$$

q_u : C- ờng độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1000mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 1000mm.

D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). D_S = 1200mm.

$$=> d = 1+0.4\frac{1}{1.2}=1.33$$

$$=> K_{SP} = =\frac{(3+\frac{400}{1000})}{10\sqrt{1+300\frac{6}{400}}}=0.145$$

Vậy q_p = 3 x26 x0,145x1,33=15.0423Mpa = 1504.23T/m^2

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p$ = 0.5x 1504.23 x$0.5^2\pi$ =590.71 T

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ- ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số l ợng cọc khoan nhồi cho móng mố M_o*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c- ờng độ I là:

$$R_{Đáy đài} = 1764.46 \text{ T}$$

Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có :

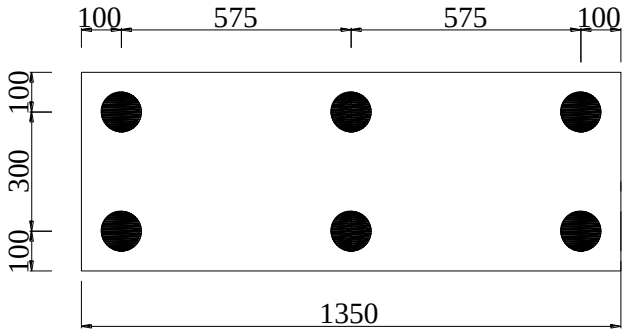
Với P =590.71 T

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{1764.46}{590.71} = 5.97 \text{ (cọc).}$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β =

Dùng 6 cọc khoan nhồi ϕ1m bố trí trên hình vẽ:



Hình 4.9. Mặt bằng móng mố M_2

I.3.2 Xác định số cọc tại trụ T1

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T1:

- **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25(\frac{195.629 \text{ x}2.5+566.2016\times 2.5}{35+55}) = 26.45(T/m)$$

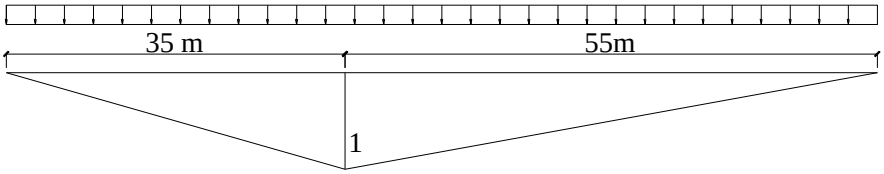
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can,gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \text{ x}(0.232375+0.16875+ 2.97)= 5.0567 \text{ (T/m)}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g= g1 + g2 = 26.45 + 5.0567 =31.5067 \text{ (T/m)}$$

Ta có đ- ờng ảnh h- ởng áp lực lên trụ do tĩnh tải nh- hình Vẽ (gần đúng):



Đ ờng ảnh h ởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực gối: $\omega = 45 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 45\times 26.45 = 1190.25 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \text{ x}436.9\text{x}2.5 =1638.375 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 45\text{x}5.0567= 227.55 \text{ T}$$

- **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma .(1+\frac{IM}{100}).(P_i .y_i)+ 1.75\ \varpi (PL + W)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

ϖ : Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

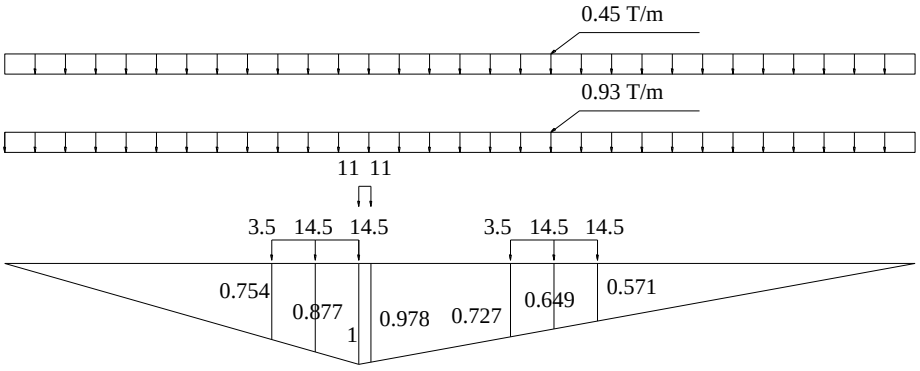
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L =90 m

+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đ ờng ảnh h ởng áp lực trụ T1

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng làn+tải trọng làn)

LL_{HL-93K} = 14.5×(1+0.877+0,649+0.571) + 3.5×(0.754+0,727)+45×(2x0.45+0.93)

=132.44 T

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

LL_{HL-93M} = 11×(1+0.978) + 45×0.93 =63.608 T

$\Rightarrow LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K}$ = 132.44 T

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

LL = $2\times1\times1.75\times1.25\times[14.5\times(1+0.877+0,649+0.571) + 3.5\times(0.754+0,727)]+$
$1.75\times45\times(2x0.45+0.93)$ = 362.578T

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{Đáy\ đài} = 1190.25+1638.375+227.55+362.578 = 3418.75\ T$$

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T1*

Dự kiến chiều dài cọc là : 12.7m

+Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính D = 1m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bêtông mác 300 có R_n = 130 kg/cm^2 = 1300
+ Cốt chịu lực 18 ∅ 25 AII có F = 88,36 cm^2, R_a = 2400 kg/cm^2

Xác định sức chịu tải của cọc

➢ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

a. $\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi.(m_1.\ m_2.\ R_b\ .\ F_b + R_a.\ F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bêtông theo ph- ơng đứng nên m_1 = 0,85
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công m_2 = 0,7
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = \pi R^2 = \pi*0.5^2$ = 0.785 m^2
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85\times0,7\times\left[0,130\times\pi\times50^2+2,4x88,36\right] = 733.68\,(T)$

➢ *Theo đất nền*

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$$Q_R=\varphi Q_n=\varphi_{qp}Q_p$$

Với $Q_p=q_pA_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.5$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$$q_p=3q_u K_{sp} d \qquad (10.7.3.5)$$

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S} \le 3,4$$

q_u : C- ờng độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1000mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 2000mm.

D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). D_S = 1200mm.

$$\Rightarrow d = 1+0.4\frac{2}{1.2}=1.67$$

$$\Rightarrow K_{SP} = = \frac{(3+\frac{400}{1000})}{10\sqrt{1+300\frac{6}{400}}}=0.145$$

Vậy q_p = 3 x26 x0,145x1,67=18.885Mpa = 1888.5T/m^2

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p = 0.5x\ 1888.5\ x0.5^2\pi = 741.6$ T

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ- ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số l ợng cọc khoan nhồi cho trụ T1*

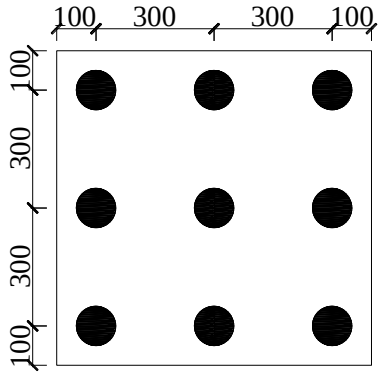
Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi).

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5\frac{3418.75}{733} = 6.9\ (\text{cọc}).$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 9 cọc khoan nhồi ϕ1 m bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.10. Mặt bằng móng trụ T1

- **Xác định số cọc tại trụ T2**

- Số cọc của trụ T2:

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T2:

➢ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1,25.\frac{1415.5041 + 2311.7356}{55+86} = 33.043 \text{T/m}$$

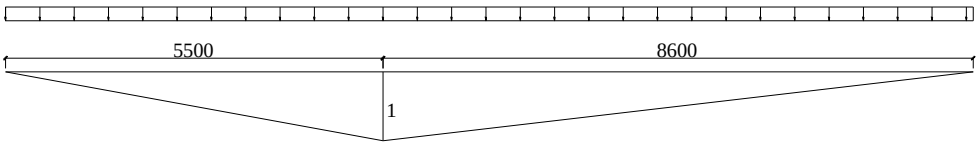
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can,gờ chắn phân bố đều trên nhịp

g_2 = 1.5 x(0.232375+0.16875+ 2.97)= 5.0567 (T/m)

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

g= g_1 + g_2 = 33.043+5.0567 = 38.0997 T/m

Ta có đ- ờng ảnh h- ởng áp lực lên trụ do tĩnh tải nh- hình vẽ(gần đúng xem nh- hình tam giác):



Đ ờng ảnh h ởng áp lực lên trụ T2

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực gối : ω = 70.5 m^2

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$DC_{nhịp}$ = 70.5x33.043 =2329.53 T

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$DC_{trụ}$ = 753.37 x2.5x 1.25 = 2354.28 T

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

DW = 70.5 × 5.0567= 356.497T

➢ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75\ \varpi (PL + W)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, (Theo 3.6.2.1.1)

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

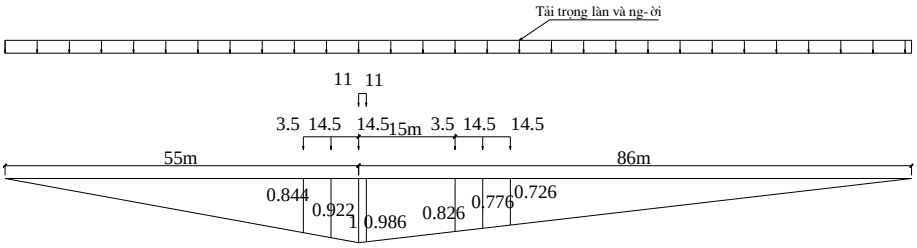
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45T/m

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L =126 m

+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đ ờng ảnh h ởng áp lực trụ T2

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng- ời + tải trọng làn)

LL_{HL-93K} = 14.5$\times$(1+0.922+0.776+0.726)+3.5$\times$(0.844+0.826)+70.5x (2x0.45+0.93)

=183.673 T

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

LL_{HL-93M} = 11* (1+0.986) + 70.5*0.93 = 87.411 T

$\Rightarrow$ LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 183.673 T

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên trụ T2 do hoạt tải

LL = 2*1*1.75*1.25*[14.5*(1+0.922+0.776+0.726)+3.5*(0.844+0.826)]
+1.75*70.5*(2x0.45+0.93)

=468.56 T

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$P_{Đáy đài}$ = 2329.53 + 2354.28 + 356.497 + 468.56 = 5508.87 T

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T4*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ I là:

$$P_{Đáy\ đài} = 5508.87\ T$$

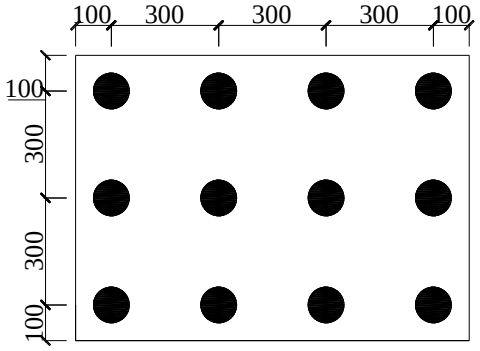
Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đường kính cọc khoan nhồi).

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5\frac{5508.87}{733} = 11.14\ (\text{cọc}).$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β =1.5

Dùng 12 cọc khoan nhồi ϕ1 m bố trí thể hiện trên hình vẽ.



Hình 4.11. Mặt bằng móng trụ T2

Giá trị dự toán xây lắp ph- ơng án I

Tổng mức đầu t- ph- ơng án I

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá 1000 đ	Thành tiền 1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa I			A+B+C	64,346,322
A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	56,175,361
I,	Kết cấu phần trên				
1	BTCT Nhịp 35	m^3	391.26	10,000	3,912,580
2	BTCT nhịp liên tục	m^3	2,057.10	10,000	20,570,975
3	Gối dầm liên tục	Cái	12.00	5,000	60,000
4	Gối dầm giản đơn	Cái	20.00	5,000	100,000
5	Khe co giãn	Cái	4.00	5,000	20,000
6	Lớp phòng n- ớc	m^2	2,915.00	120	349,800
7	Bêtông át phan mặt cầu	m^3	2,915.00	2,200	6,413,000
8	Bêtông lan can, gờ chắn	m^3	141.58	2,000	283,156
9	ống thoát n- ớc	Cái	28.00	150	4,200
10	Đèn chiếu sáng	Cột	18.00	14,000	252,000
	TổngI				31,965,711
II,	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	716.65	2,000	1,433,300
2	Cốt thép mố	T	64.50	15,000	967,478
3	Bê tông trụ	m3	2,265.29	2,000	4,530,580
4	Cốt thép trụ	T	203.88	15,000	3,058,142
5	Cọc khoan nhồi D100	m	1,185.90	5,000	5,929,500
6	Công trình phụ trợ	%	20.00	1+2+3+4+5	3,183,800
	TổngII				19,102,799
	I+II				51,068,510
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		5,106,851
	A=I+II+III				56,175,361
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	5,106,851
1	Khảo sát thiết kế,QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
	Tổng B				5,106,851
	A+B				61,282,212
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5%	A+B	3,064,111

II. PH□ ƠNG ÁN SƠ BỘ 2: PH□ ƠNG ÁN CẦU BTCT LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG.

II.1 Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp :

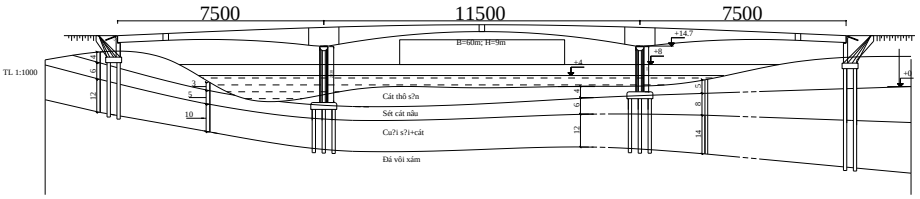
- Khổ cầu: Cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe và 2 làn ng- ời đi

K = 8+ 2x1,5 =11(m)

- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

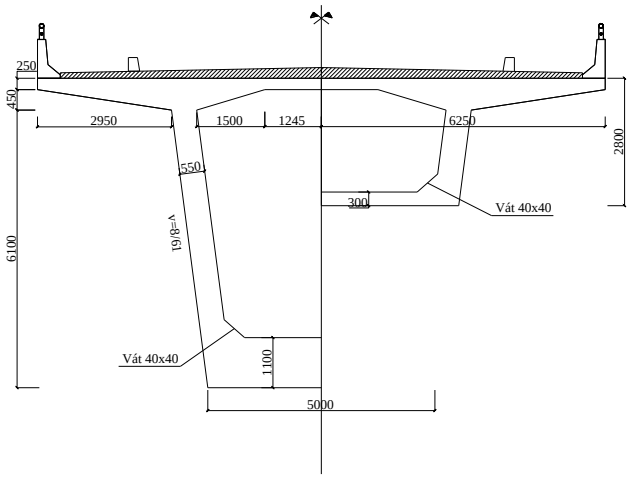
B = 8 + 2x1,5 +2x0,5 +2x0.25= 12.5(m)

- Sơ đồ nhịp: 75+115+75=265(m)



II.2 Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp:

II.2.1 . Kết cấu nhịp liên tục:



Hình 4.1: 1/2 mặt cắt đỉnh trụ và 1/2 mặt cắt giữa nhịp

Dầm hộp có tiết diện thay đổi với ph- ơng trình chiều cao dầm theo công thức:

$$y = \frac{(H_p - h_m)}{L^2}.Lx^2 + h_m$$

Trong đó:

H_p = (1/12÷1/17)L = (6.76÷9.58) m lấy = 6.8 m(chiều cao dầm tại gối).

H_m = (1/40÷1/60)L = (1.92÷2.875) m lấy = 2.5 m, (chiều cao dầm tại giữa nhịp).

L : Phần dài của cánh hẫng $L = \frac{115-2}{2} - 1.5 = 55m$

Thay số ta có:

$$y = \frac{6.8-2.5}{55^2} Lx^2 + 2.5 = 0.00142Lx^2 + 2$$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x đ-ợc tính theo công thức sau:

$$h_x = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

Trong đó:

h_1 = 0.3 Bề dày bản đáy tại giữa nhịp.

h_2 = 1.1 Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ

L : Chiều dài phần cánh hẫng

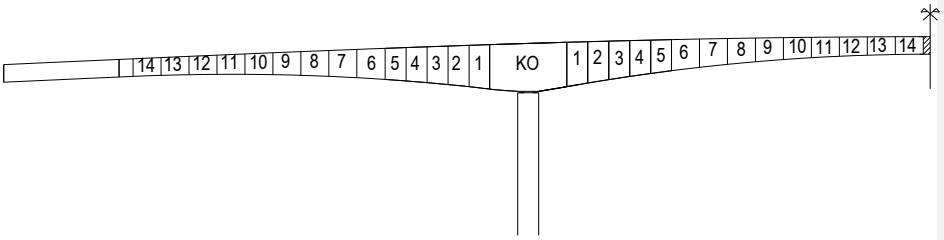
Thay số vào ta có ph-ơng trình bậc nhất: $h_x = 0,3 + \frac{1.1-0.3}{55} \times L_x$

Việc tính toán khối l-ợng kết cấu nhịp sẽ đ-ợc thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách t-ơng đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài của nó.

Phân chia các đốt dầm nh- sau:

+ Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 11 m
+ Đốt hợp long Kc dài 2,0m
+ Số đốt trung gian n =3x4+6x4m
+ Khối đúc trên dàn giáo l = 75 - 56.5 - 2 =16.5m

Tên đốt	Lđốt (m)
1/2 Đốt K0	**5.5**
Đốt K1	**3**
Đốt K2	**3**
Đốt K3	**3**
Đốt K4	**3**
Đốt K5	**3**
Đốt K6	**4**
Đốt K7	**4**
Đốt K8	**4**
Đốt K9	**4**
Đốt K10	**4**
Đốt K11	**4**
Đốt K12	**4**
Đốt K13	**4**
Đốt K14	**4**



Hình 4.2. Sơ đồ chia đốt dầm

- Tính chiều cao tổng đốt đáy dầm hộp biên ngoài theo đ- ờng cong có ph- ơng trình là:

$$Y_1 = a_1X^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{6.8 - 2.5}{55^2} = 1.42x10^{-3}m$$

- Xác định bề rộng đáy dầm tại mỗi mặt cắt cách giữa dầm 1 đoạn là Lx:

$$b_{di} = b_{d0} + 2(H_o - H_i)v$$

+ Với b_{d0} là bề rộng đáy dầm tại mặt cắt đầu dầm.
+ Với b_{di} là bề rộng đáy dầm tại mặt cắt i.
+ Với H_0 là chiều cao dầm tại mặt cắt sát trụ (đầu dầm).
+ Với H_i là chiều cao dầm tại mặt cắt i.

+ Với v là độ xiên của thành =8/61

Tính khối l- ợng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối l- ợng = Thể tích x 2.5 T/m^3 (Trọng l- ợng riêng của BTCT)

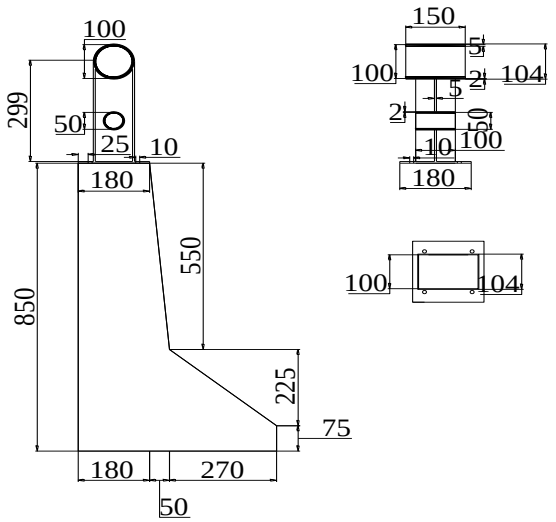
Bảng xác định khối l- ợng các đốt đúc

Stt	Tên đốt	Tên mặt cắt	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dài đốt (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt tb (m^2)	Thể tích V (m^3)	Khối l- ợng (T)
1	1/8K0	$S0_a$	55.75	6.80	1.5	1.1000	5.0000	16.99	25.49	63.71
2	3/8K0	$S0_b$	53.00	6.49	4	1.0709	5.0809	16.61	66.43	166.07
3	1/2K1	S1	49.50	5.98	3	1.0200	5.2146	15.97	47.91	119.77
4	1/2K2	S2	46.50	5.57	3	0.9764	5.3220	15.42	46.26	115.66
5	1/2K3	S3	43.50	5.19	3	0.9327	5.4226	14.90	44.70	111.74
6	1/2K4	S4	40.50	4.83	3	0.8891	5.5165	14.38	43.15	107.89
7	1/2K5	S5	37.50	4.50	3	0.8455	5.6037	13.89	41.66	104.15
8	1/2K6	S6	34.00	4.14	4	0.7945	5.6970	13.33	53.32	133.31
9	1/2K7	S7	30.00	3.78	4	0.7364	5.7924	12.71	50.86	127.15
10	1/2K8	S8	26.00	3.46	4	0.6782	5.8759	12.14	48.55	121.37
11	1/2K9	S9	22.00	3.19	4	0.6200	5.9475	11.59	46.37	115.93
12	1/2K10	S10	18.00	2.96	4	0.5618	6.0071	11.08	44.34	110.85
13	1/2K11	S11	14.00	2.78	4	0.5036	6.0548	10.61	42.46	106.15
14	1/2K12	S12	10.00	2.64	4	0.4455	6.0906	10.18	40.72	101.81
15	1/2K13	S13	6.00	2.55	4	0.3873	6.1145	9.79	39.18	97.95
16	1/2K14	S14	2.00	2.51	4	0.3291	6.1264	9.45	37.80	94.51
17	KN(hợp long)				2	0.3000	6.1280	9.30	18.60	46.50
18	KT(Đúc trên ĐG)				16.5			9.30	153.44	383.61
19	Tổng tính cho một nhịp biên				75				891.23	2228.09
20	Tổng tính cho một nhịp giữa				115				1456.99	3642.46
21	Tổng tính cho toàn nhịp liên tục				265				3239.45	8098.63

Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 3 nhịp liên tục là:

$V_1 = 3239.45\ m^3$

– Khối l- ợng lan can, sơ bộ lấy:



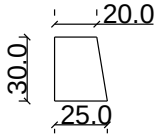
$$g_{lc} = \frac{P_{lc} \times 2}{n} = \frac{0.582 \times 2}{5} = 0.232775(T/m)$$

- P_{lc} = 0,582(T/m)

  V_{lc} = 0.232375x266x2=123.623(m^3)

  => cốt thép lan can: m_{lc} = 0.165x 123.623 = 20.3978(T)

– **Trọng l- ợng của gờ chắn :**



G_{gc} = 0.225x0.3x2.5 = 0.16875T/m.

$V_{gờ\ chắn}$ = 0.225*0.3*266 =17.955(m^3)

=> cốt thép gờ chắn : m_{gc} = 0.165x17.955 = 2.9625(T)

– Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

Bê tông alpha: 5cm;

Lớp bảo vệ: 3cm;

Lớp phòng n- ớc: 2cm

Lớp đệm tạo dốc 2 cm

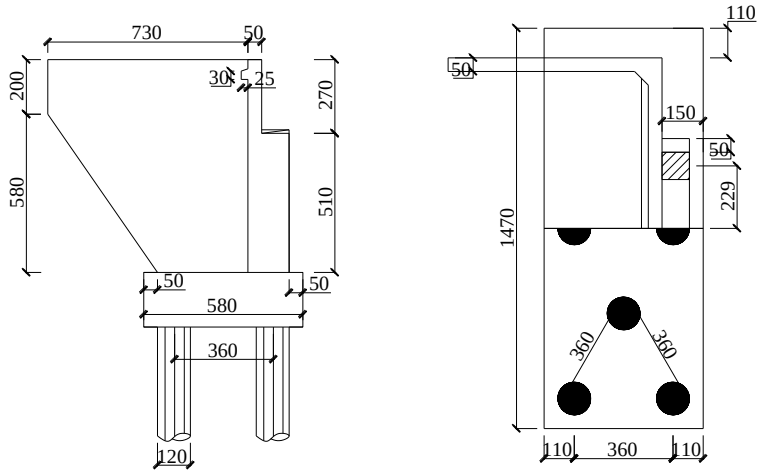
Trên 1m^2 của kết cấu mặt đ- ờng và phần bộ hành lấy sơ bộ :

$\Rightarrow g_{lp}$ =0.12x2.25x11 =2.97T/m

II.2.2 Tính toán khối l- ợng móng mố và trụ cầu:

2.1.Móng mố M_1, M_2:

+ Khối l- ợng mố M1:



-Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh sau: d = 0.5 m

$$V_{tc} = 2x0.5(2x7.3+5.8x3.3+5.8*4/2) = 45.34\ m^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = (0.5*2.7+5.1*1.5)*12.5= 112.5m^3$$

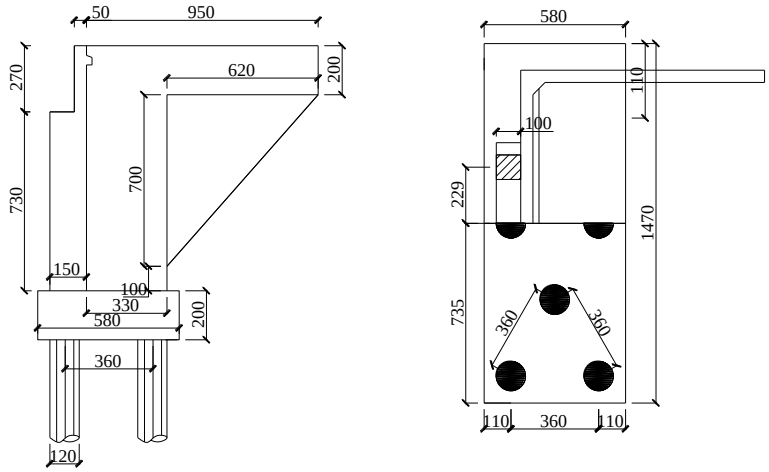
- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2*14.7*5.8 = 170.52\ m^3$$

=> Thể tích mố M1:

$$V_{mố1} = 45.34+112.5+170.52 = 328.36\ (m^3)$$

+ Khối l- ợng mố M2:



-Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh sau: d = 0.5 m

V_{tc} = 2*0.5(2x9.5+7*6.2/2+8*3.3) = 67.1 m^3

- Thể tích thân mố:

V_{th} = (0.5*2.7+7.3 *1.5)x=*12.5=153.75m^3

- Thể tích bệ mố:

V_b = 2*14.7*5.8 = 170.52 m^3

=> Thể tích mố M2:

$V_{mố2}$ =67.1+153.75+170.52 =391.37 m^3

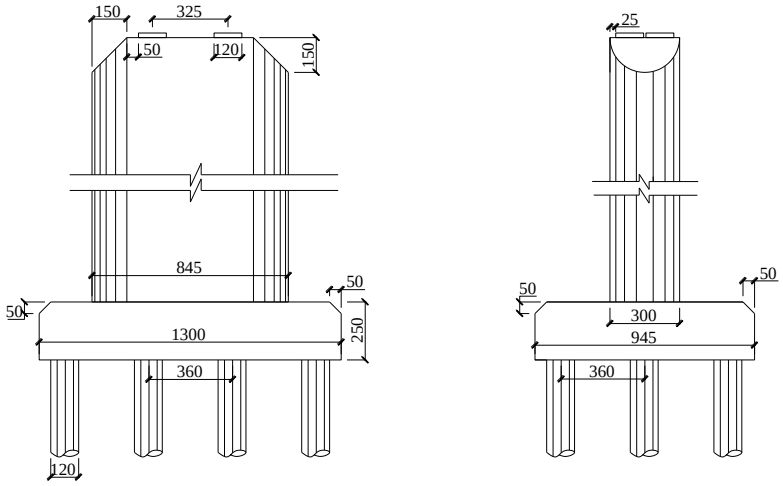
Tổng thể tích 2 mố là :V= 328.56+391.37 =719.93(m^3)

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép trong mố 165 kg/m^3

Khối l- ợng cốt thép trong 2 mố là : $m_{th} = 0.165 \times 719.93 = 118.79\ T$

2.2 Công tác trụ cầu:

Khối lượng trụ cầu :



Trụ T1+T2

* ***Khối lượng trụ T1 :***

+ Khối lượng thân trụ :

V_{tt}= (πx1.5^2+5.45*3)*20.3= 475.32 (m^3)

+ Khối lượng móng trụ : V_{mt}= 12*8.45*2+0.5*12.5*8.95=258.73 (m^3)

+ Khối lượng trụ T2 : V_2= 475.32+258.73 =734.05 (m^3)

* ***Khối lượng trụ T2 :***

+ Khối lượng thân trụ :

V_{tt}= (πx1.5^2+5.45*3)*16.4=384.01 (m^3)

+ Khối lượng móng trụ : V_{mt}= 12*8.45*2+0.5*12.5*8.95=258.73 (m^3)

+ Khối lượng trụ T2 : V_2= 384.01+258.73 =642.74 (m^3)

* **Tổng Khối lượng 2 trụ :**

V= 734.05+642.74 = 1376.8 (m^3)

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 165 kg/m^3

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong 4 trụ là :

G = 1376.8x0.165 = 227.17 (T)

II.2.3 . Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng

Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng cho mố và trụ bằng cách xác định các tải trọng tác dụng lên đầu cọc, đồng thời xác định sức chịu tải của cọc. Từ đó sơ bộ chọn số cọc và bố trí cọc.

3.1. Xác định tải trong tác dụng lên đáy mố

❖ **Xác định số cọc trong mố M2**

- Lực tính toán đ- ợc xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng đ- ợc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➢ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp biên phân bố đều trên nhịp

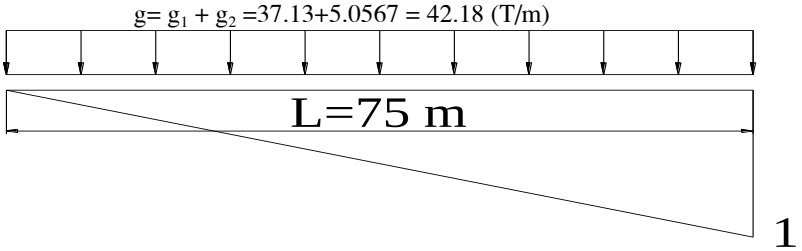
g_1 =1.25x2228.09/75=37.13 (T/m)

- Tĩnh tải lớp phủ và lan can,gờ chắn phân bố đều trên nhịp

g_2 = 1.5 x(0.232375+0.16875+ 2.97)= 5.0567 (T/m)

- Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

g= g_1 + g_2 =37.13+5.0567 = 42.18 (T/m)



Đ ờng ảnh h ởng áp lực lên mố M2

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực mố: ω = 37.5 m^2

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$DC_{nhịp}$ = 37.5*37.13 = 1392.38 T

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân mố

$DC_{mố}$ = 391.37 *2.5*1.25 = 1223.03(T)

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

DW = 37.5*5.0567 = 189.62 (T)

➢ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75\ \omega(PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

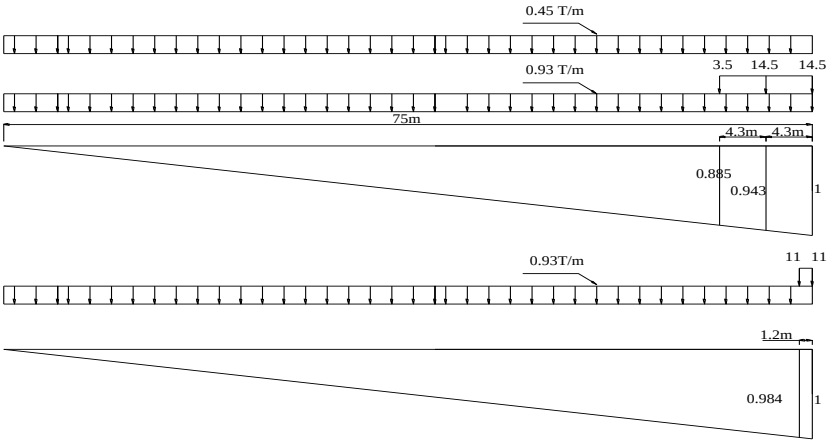
P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 75 m



+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:

Sơ đồ xếp tải lên đ ờng ảnh h ởng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định được phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

– Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng người + tải trọng làn)

LL_{HL-93K} = 14.5*(1+0.943) + 3.5*0.885 +37.5* (2*0.45+0.93)
= 99.89(T)

– Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng người+ tải trọng làn)

LL_{HL-93M} = 11*(1+0.984)+37.5*0.93

= 56.7 (T)

$\Rightarrow LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K}$ = 99.89 T

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

LL = 2*1*(1+0.25)*[14.5*(1+0.943)+3.5*0.885)]+1.75*37.5(2*1.38)
= 259.3 (T)

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$P_{Đáy đài}$ = 1392.38+1223+189.62+259.3 =3064.3 T

- Xác định sức chịu tải của coc:

Dự kiến chiều dài cọc là :20.5m

+Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính D = 1.2m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bêtông mác 300 có R_n = 130 kg/cm^2 =1300T/m^2

+ Cốt chịu lực 20 ∅ 25 AII có F = 98.17 cm^2, R_a = 2400 kg/cm^2 = 24000T/m^2

* Xác định sức chịu tải của cọc

➢ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

Xác định sức chịu tải của cọc

➢ ***Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :***

a. $\Rightarrow P^c_{VL} = \varphi.(m_1.m_2.R_b.F_b + R_a.F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bêtông theo phương đứng nên m_1 = 0,85
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công m_2 = 0,7

- F_b : Diện tích tiết diện cọc F_{bt} = 1.13 m^2
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^{c} = 0,85x0,7x.\left[0,130x.\left(\frac{\pi.120^2}{4}\right)+2,4\times98.17\right]=1000.5 \quad (T)$$

➢ ***Theo đất nền***

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$$Q_R=\varphi Q_n=\varphi_{qp}Q_p$$

Với $Q_p=q_pA_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng φ_{qp}=0.5 (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$$q_p=3q_u K_{sp} d \qquad (10.7.3.5)$$

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S}\le 3,4$$

q_u : C- ờng độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1200mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 1000mm.

D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). D_S = 1600mm.

Tính đ- ợc : d =1.2857

K_{SP} = 0.14

Vậy q_p = 3*26 *0.1421*1.2857=1Mp = 14.25T/m^2

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p$ = 0.5*1425*0.62^2*π=860(T)

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ- ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số l- ợng cọc khoan nhồi cho móng mố M_o*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c- ờng độ I là:

$$R_{Đáy đài} = 3020.8 \text{ T}$$

Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có :

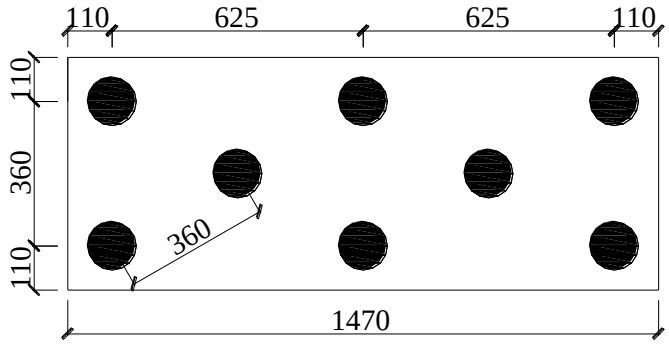
Với P =860 T

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{3064.3}{860} = 7.12 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β =2

Dùng 8 cọc khoan nhồi ϕ1.2m bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.9. Mặt bằng móng mố M_2

3.2. Xác định số cọc tại trụ T1

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T1:

- **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25(\frac{891.234 \text{ x}2.5+1456.98\times 2.5}{75+115}) = 38.62(T/m)$$

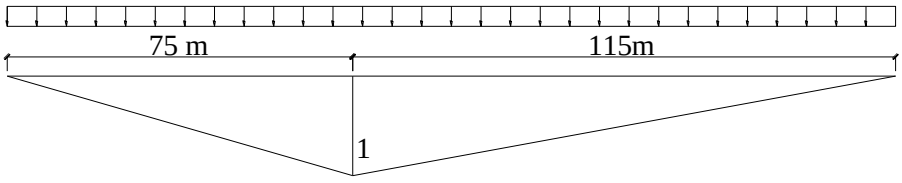
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can,gờ chắn phân bố đều trên nhịp

g_2 = 1.5 x(0.232375+0.16875+ 2.97)= 5.0567 (T/m)

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

g= g1 + g2 = 38.62 + 5.0567 =4.6767 (T/m)

Ta có đ- ờng ảnh h- ởng áp lực lên trụ do tĩnh tải nh- hình Vẽ (gần đúng):



Đ ờng ảnh h ởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực gối: ω = 95 m^2

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$DC_{nhịp}$ = 95*38.62= 3668.9 T

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 * 734.05 * 2.5 = 2293.9 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 95x5.0567 = 480.38\text{T}$$

➢ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75\ \varpi\ (PL + W)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

ϖ : Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

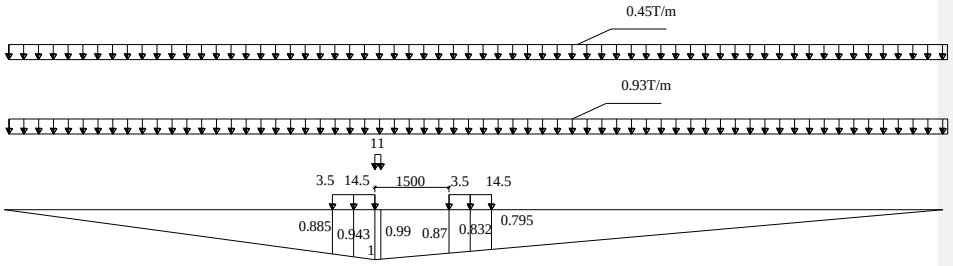
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L =190 m

+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng áp lực trụ T1

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng làn+tải trọng làn)

LL_{HL-93K} = 14.5* (1+0.943+0.795+0.832) + 3.5* (0.885+0,87)+95* (2*0.45+0.93)

=231.76 T

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11*(1+0.99) + 45*0.93 = 63.74T$$

$$\Rightarrow LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 231.76\ T$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

LL = 2*1*1.75*1.25* [14.5* (1+0.943+0.795+0.832) + 3.5* (0.885+0.87)+

1.75*95*(2*0.45+0.93) = 557.58T

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{Đáy\ đài} = 3668.9+2293.9+480.38+557.58 = 7000.76\ T$$

- *Xác định số l- ợng cọc khoan nhồi cho móng trụ T1*

Dự kiến chiều dài cọc là :17m

+Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính D = 1.2m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bêtông mác 300 có R_n = 130 kg/cm^2 =1300T/m^2

+ Cốt chịu lực 18 ∅ 25 AII có F = 88,36 cm^2, R_a = 2400 kg/cm^2 = 24000T/m^2

* Xác định sức chịu tải của cọc

➢ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

Xác định sức chịu tải của cọc

➢ ***Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :***

b. $\Rightarrow P_{VL}^{c} = \varphi.(m_1.\, m_2.\, R_b\,.\, F_b + R_a\,.\, F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bêtông theo ph- ơng đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 1.13\ m^2$
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^{c} = 0,85x0,7x.\left[0,130x.\left(\frac{\pi.120^2}{4}\right) + 2,4x88,36\right] = 1000.5 \quad (T)$$

➢ ***Theo đất nền***

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.5$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$$q_p = 3 q_u K_{sp} d \qquad (10.7.3.5)$$

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp} = \frac{(3+\frac{S_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S} \le 3,4$$

q_u : Cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1200mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 2000mm.

D_s : Đường kính hố đá (mm). D_S = 1600mm.

Tính được : d =1.5

K_{SP} = 0.14

Vậy q_p = 3*26 *0.1421*1.5=1Mp = 16.63T/m^2

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p$ = 0.5*1663*0.62^2*π=940(T)

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M_o*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ I là:

$R_{Đáy đài}$ =7000.76 T

Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

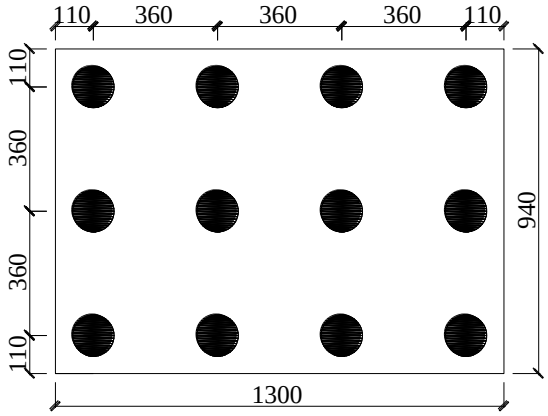
Với P =940 T

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{7000.76}{940} = 11.17 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β =2

Dùng 12 cọc khoan nhồi ϕ1.2m bố trí trên hình vẽ.

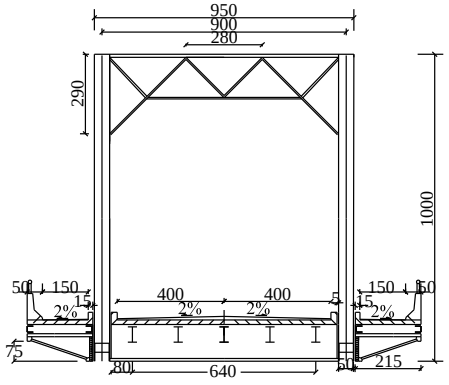


Hình 4.10. Mặt bằng móng trụ T1

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá 1000 đ	Thành tiền 1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa			A+B+C	70,411,477.00
A,	Giá trị dự toán xây			I+II+III	61,470,337.06
I,	Kết cấu phần trên				
1	BTCT nhịp liên tục	m^3	3,239.45	10,000.00	32,394,500.00
2	Gối dầm liên tục	Cái	12.00	5,000.00	60,000.00
3	Khe co giãn	m	2.00	5,000.00	10,000.00
4	Lớp phòng n- ớc	m^2	2,915.00	120.00	349,800.00
5	Bêtông át phan mặt	m^3	2,915.00	2,200.00	6,413,000.00
6	Bêtông lan can, gờ chắn	m^3	141.05	2,000.00	282,090.00
7	ống thoát n- ớc	Cái	28.00	150.00	4,200.00
8	Đèn chiếu sáng	Cột	18.00	14,000.00	252,000.00
	TổngI				39,765,590.00
II,	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	719.93	2,000.00	1,439,860.00
2	Cốt thép mố	T	64.79	15,000.00	971,905.50
3	Bê tông trụ	m3	1,376.80	2,000.00	2,753,600.00
4	Cốt thép trụ	T	123.91	15,000.00	1,858,680.00
5	Cọc khoan nhồi D120	m	915.20	7,000.00	6,406,400.00
6	Công trình phụ trợ	%	20.00	1+2+3+4+5	2,686,089.10
	TổngII				16,116,534.60
	I+II				55,882,124.60
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		5,588,212.46
	A=I+II+III				61,470,337.06
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	5,588,212.46
1	Khảo sát thiết kế,QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
	Tổng B				5,588,212.46
	A+B				67,058,549.52
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5%	A+B	3,352,927.48

III. PHƯƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP

- Khổ cầu 8+2×1.5m
- Dàn có đ- ờng biên song song có thanh đứng thanh treo.
- Chiều cao dàn H= 10 m.
- Chiều rộng khoang dàn d = 8.25 m.
- Số khoang dàn n = 8.
- Thép hợp kim thấp có:
  + C- ờng độ chịu lực dọc trục R_t =2700kG/cm^2.
  + C- ờng độ chịu nén khi uốn R_u =2800kG/cm^2.
  + Trọng l- ợng riêng γ =7.85 T/m^3.
- Khoảng cách tim 2 dàn chủ :B = 9.0m.
- Chiều dài tính toán dàn cầu L = 66 m.



Hình 4.18. Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

III.1 Cấu tạo hệ mặt cầu.

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

+ Bê tông asphan 5 cm
+ Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép)3 cm
+ Lớp phòng n- ớc 2cm
+Lớp đệm tạo dốc 2 cm

+ Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu dtb = 12 cm và γ =2,25T/m3

III.2 Xác định tĩnh tải.

* Tĩnh tải giai đoạn I:

-Trọng l- ợng bản BTCT mặt cầu: g_{mc} = 2.5(0.2x8+ 0.15x4.3) = 5.61 T/m.

- Trọng l- ợng hệ mặt cầu có dầm dọc, dầm ngang khoảng 0.08 T/m^2

- Trọng l- ợng dầm đỡ đ- ờng ng- ời đi bộ 0.04 T/m^2

$\Rightarrow$ Tĩnh tải giai đoạn I là :

g_{dmc} = [5.61 +(0.04×2.15)*2+0.08*8]= 6.422(T/m)

Tải trọng phân bố cho một dầm là.

g^1_{tt} =6.422 /5 = 1.2844 (T/m).

* Tĩnh tải giai đoạn II:

-Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu

glp = 0,12 x11x2,25= 2.97T/m

Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu cho một nhịp là :

Vlp = 0,12 x11x66= 87.12 m3

- Gờ chắn bánh:

Trọng l- ợng gờ chắn bánh:

gcb= 2 *(0.2 + 0.15) *0,3 *2.5 = 0.525 T/m

Thể tích của gờ chắn bánh

V = 2*(0.2 + 0.15) *0.3*265 = 55.65 (m^3)

Trọng l- ợng lan can:

g_{lc} = 0.582

V_{lc} = 0.232375x265x2=123.6(m^3)

=> cốt thép lan can: m_{lc} = 0.165x 123.6 = 20.39(T)

$\Rightarrow$ Tĩnh tải giai đoạn II là :

g^2_{tc} = 2.97 + 0.525 +0.582*2= 4.659 T/m

* Trọng l- ợng giàn chủ đ- ợc tính bằng công thức:

$$g_{dan} = \frac{a*n_h*k + n_1*g_{dmc} + n_2(g_{mc}+g_{lk})\overline{b}}{\frac{R}{\gamma} - n_2*b*(1+\alpha)L} * L$$

Trong đó :

g – Trọng l- ợng giàn chủ (dầm) trên 1m dài

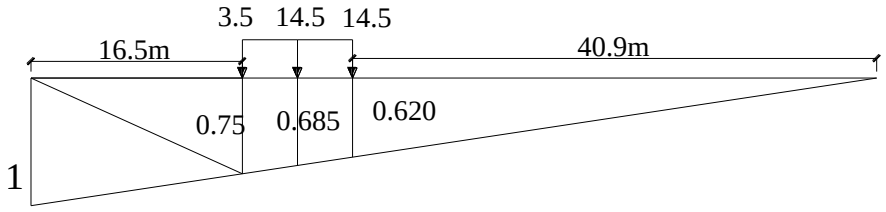
$n_h, n_t^{'}, n_t$: là các hệ số v- ợt tải hoạt tải ,tĩnh tải và các lớp mặt cầu .

Theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 : $n_h = 1.75, n_t = 1.5, n_t^{'} = 1.25$

K – Tải trọng phân bố đều của hoạt tải có kể đến hệ số xung kích và hệ số phân phối ngang.

$$K = m\left(1 + \frac{IM}{100}\right)n_{HL93}K_{td} + n_{ng}bq_{ng}$$

Với : k_{td} - Tải trọng t- ơng đ- ơng của một làn xe ôtô tra với đ- ờng ảnh h- ởng tam giác có đỉnh ở $\frac{1}{4}$ nhịp :



$$k_{td} = \frac{P_i * y_i}{\omega} = \frac{14.5*(0.75+0.685)+3.5*0.62}{0.5*66*0.75} = 0.928 \text{ T/m}$$

η - Hệ số phân phối ngang của ôtô

m – Hệ số làn xe = 1 (Hai làn xe)

IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%

η_{ng} - hệ số phân phối ngang của ng- ời đi bộ .

Tải trọng phân bố đều của ng- ời đi bộ : 0.3 (T/m).

$\mathbf{g}_{lk}$: Trọng l- ợng hệ dầm mặt cầu trên $1m^2$ mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là 0.1 T/m2 => g_{lk} = 0.1 x 9 = =0.9 T/m.

R – C- ờng độ tính toán của vật liệu. R =27000 T/m^2 (Tính với cầu giàn)

γ - Trọng l- ợng riêng của thép : γ = 7.85 T/m^3

L – Chiều dài nhịp tính toán của giàn : l = 66m.

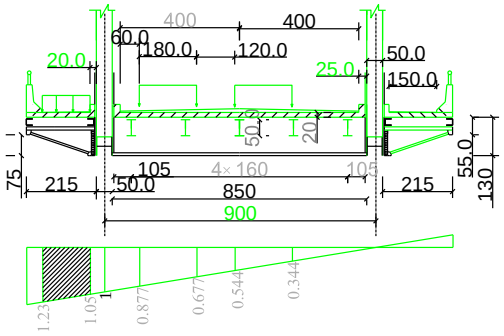
a,b – Hệ số đặc trưng trọng lượng. Sơ bộ chọn: a = b =3.5

α : là hệ số tính đến trọng lượng của hệ liên kết , lấy =0.1

III.3 .Tính toán hệ số phân phối ngang của giàn chủ:

- Tính theo phương pháp đòn bẩy.

Sơ đồ tính như hình vẽ:



Hình 4.19.Sơ đồ tính hệ số PPN

- Ta xếp tải đoàn xe HL-93, người. Ta được hệ số phân phối ngang như sau.

Đoàn xe HL-93: η_{HL-93} = 0.5*(0.877+0.677+0.544+0.344) = 1.221

Người bộ hành : $\eta_{người}$ =(1.23+1.05)x1.5/2 = 1.71

=> Tải trọng tương đương :

$$K = m\left(1+\frac{IM}{100}\right)n_{HL93}K_{td} + n_{ng}bq_{ng} = 1*1.25*1.221*0.928+1.71*1.5*0.3 = 2.185 \text{ T/m}$$

$$g_{gian} = \frac{a*n_h*k + n_1*g_{dmc} + n_2(g_{mc}+g_{lk})\frac{\bar{b}}{2}}{\frac{R}{\gamma} - n_2*b*(1+\alpha)L} * L =$$

$$\Rightarrow g_{gian} = \frac{3.5*1.75*2.185 + 1.5*6.422 + 1.25*(5.61+0.9)*3.5}{\frac{27000}{7.85} - 1.1*3.5*66} * 66 = 1.574 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng dàn được nhân với hệ số cấu tạo c = 1.8

  g_{gian}=1.8*1.574= 2.8332 T

- Trọng lượng của hệ liên kết là:

$$G_{lk} = 0.1 \text{ x } g_d = 0.1 \text{ x} 2.8332 = 0,28332 \text{T/m}$$

- Trọng l- ợng của 1 giàn chính là:

$$Gg = g_{gian} + g_{lk} = 2.8332+0.28332= 3.1165T/m$$

=> Trọng l- ợng thép của toàn bộ 1 kết cấu nhịp là :

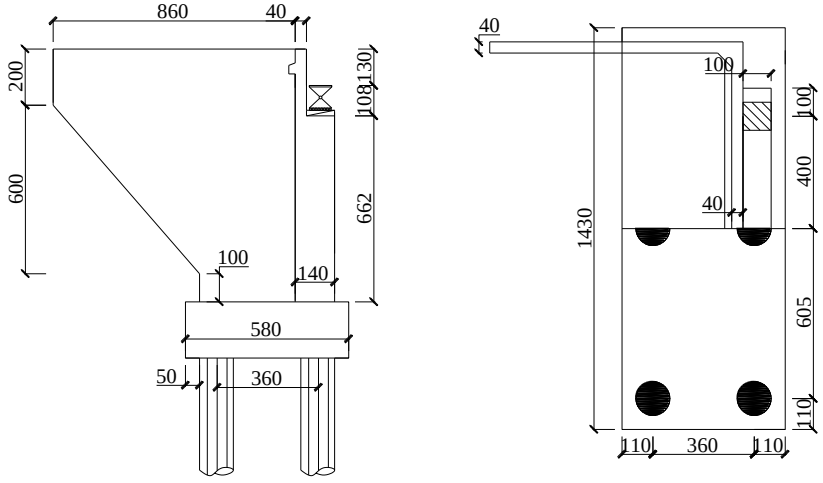
G_g =3.1165*66= 205.689 T

=> Trọng l- ợng thép của toàn bộ 4 nhịp là :

G_{gian}=4*205.689=822.756T

4. Tính toán khối l- ợng móng mố và trụ cầu

a . Móng mố M_1



Hình 4.20. Cấu tạo mố M1

❖ Khối l- ợng mố cầu :

➢ Khối l- ợng t- ờng cánh :

V_{tc}=2*0.4*(2*8.6+3*5.2+3.4*1) =28.96 m^3

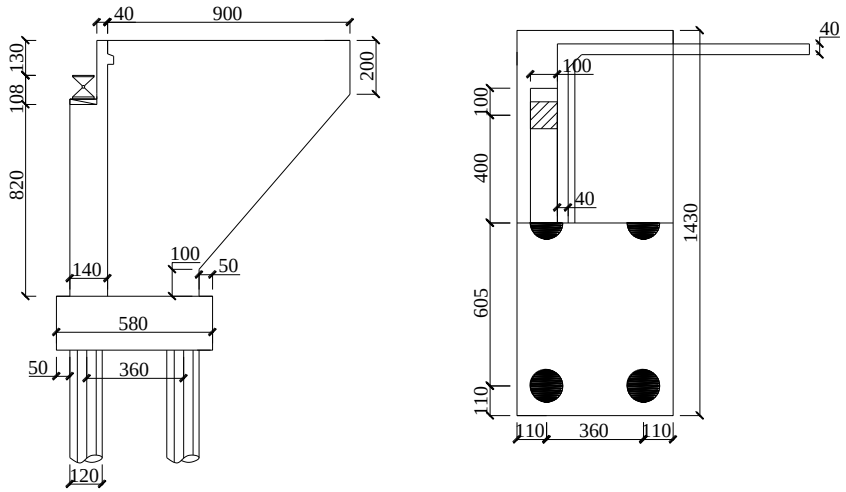
➢ Khối l- ợng thân mố :

V_{tn}=0.4*2.38*13.3+1.4*6.62*10=105.34 m^3

➢ Khối l- ợng bệ mố : V_{bm}= 2*14.3*5.8 =165.88 m^3

=>Ta có khối l- ợng mố M1 : V_M=28.96 + 105.34+165.88=300.18 m^3

– *Móng mố M_2*



Hình 4.20. Cấu tạo mố M1

❖ Khối l- ợng mố cầu :

- Khối l- ợng t- ờng cánh :

  V_{tc}=2*0.4*(2*9+5.6*6.5/2+3.4*1) =31.68 m^3

- Khối l- ợng thân mố :

  V_{tn}=0.4*2.38*13.3+1.4*8.2*10 =127.46m^3

- Khối l- ợng bệ mố : V_{bm}= 2*14.3*5.8 =165.88 m^3

=>Ta có khối l- ợng mố M2 : V_M=31.68 + 127.46+165.88 = 325.02 m^3

– Khối l- ợng 2 mố là : V = 300.18+325.02 =625.2 m^3

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép trong mố 165 kg/m^3

Khối l- ợng cốt thép trong mố là : G=0.165x625.2 = 103.6 T

❖ **Xác định số cọc trong mố M2**

- Lực tính toán đ- ợc xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

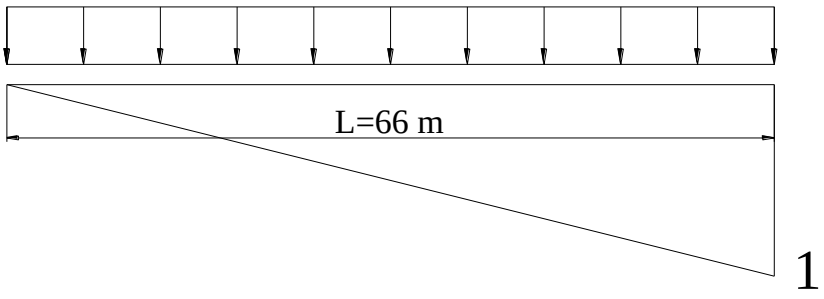
Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng đ- ợc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➢ **Do tĩnh tải**

Đ- ờng ảnh h- ởng áp lực lên gối



Đường ảnh hưởng áp lực lên mố M2

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực gối : ω =33 **m²**

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhip} = 1.25*(6.422+2*3.41)*33 = 546.23\ T$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân Mố

$$DC_{Mố} = 1.25*325.02*2.5= 1015.7T$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can gờ chắn

$$DW = 1.5*5.0567*33 = 250.31T$$

➢ ***Do hoạt tải***

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i)+ 1.75\ \varpi\ (PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

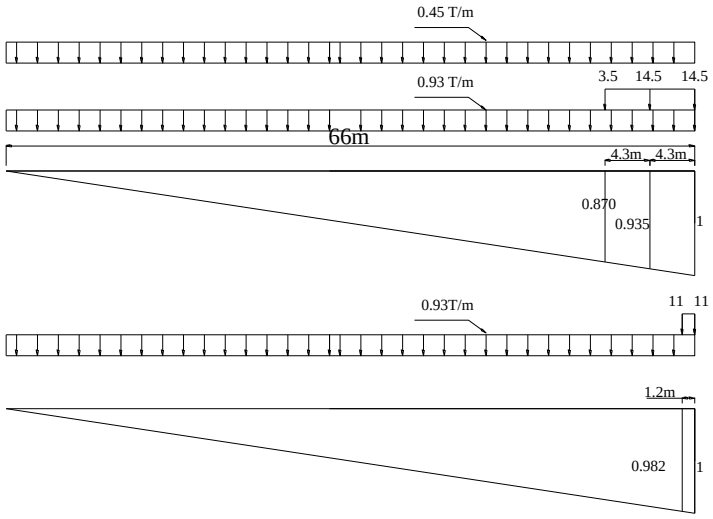
ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45T/m

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 83 m

+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đ ờng ảnh h ởng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng- ời+tải trọng làn)

LL_{HL-93K} = 14.5*(1+0.935) + 3.5*0.87 +33*(2*0.45+0.93) = 91.493 T

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

LL_{HL-93M} = 11*(1+0.982) + 33*0.93 = 52.49 T

$\Rightarrow$ LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 91.493 T

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải
- LL = 2*1*(1+0.25)*[14.5*(1+0.935)+3.5*0.87)]+1.75*33(2*1.38)
- = 237.1463 (T)

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{Đáy\ đài} = 546.23 + 1015.7 + 250.31 + 237.1463 = 2049.4\ T$$

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 38.85m

+Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính D = 1.2m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bêtông mác 300 có R_n = 130 kg/cm^2 =1300T/m^2
+ Cốt chịu lực 20∅ 25 AII có F = 98.17 cm^2, R_a = 2400 kg/cm^2 = 24000T/m^2

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :

Xác định sức chịu tải của cọc

➢ ***Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :***

$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi.(m_1.\ m_2.\ R_b\ .\ F_b + R_a\ .\ F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bêtông theo ph- ơng đứng nên m_1 = 0,85
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công m_2 = 0,7
- F_b : Diện tích tiết diện cọc F_{bt} = 1.13 m^2
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85x0,7x.\left[0,130x.\left(\frac{\pi.120^2}{4}\right)+2,4\times 98.17\right] = 1000.5\ \ (T)$$

➢ ***Theo đất nền***

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc được tính theo công thức sau:

$Q_R=\varphi Q_n=\varphi_{qp}Q_p$

Với $Q_p=q_pA_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.5$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$q_p=3q_u K_{sp} d$ (10.7.3.5)

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S} \le 3,4$$

q_u : Cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1200mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 1000mm.

D_s : Đường kính hố đá (mm). D_S = 1600mm.

Tính được : d =1.2857

K_{SP} = 0.14

Vậy $q_p = 3*26*0.1421*1.2857=1Mp = 14.25T/m^2$

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p = 0.5*1425*0.62^2*\pi=860(T)$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M_o*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ I là:

$$R_{Đáy\ đài} = 2049.4\ T$$

Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

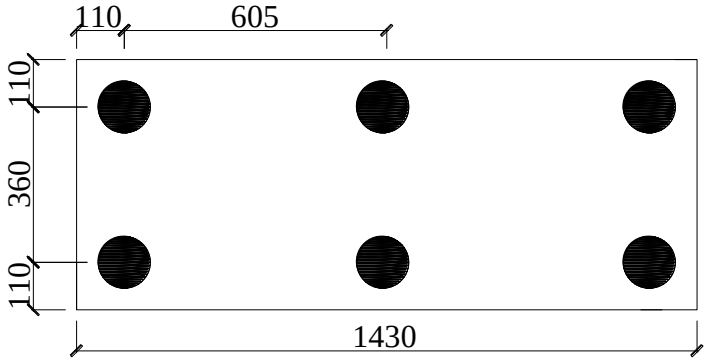
Với P =860 T

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

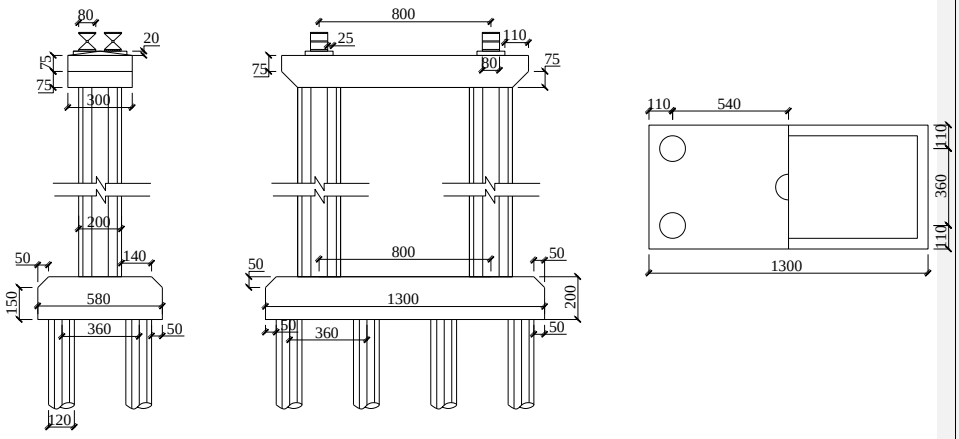
$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{2049.4}{860} = 4.76\,(\text{cọc}).$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β =2

Dùng 6 cọc khoan nhồi ϕ1.2m bố trí trên hình vẽ.



B . Móng trụ cầu T2



Hình 4.22 . Cấu tạo trụ

– Trụ T1:

+ Khối l- ợng đỉnh trụ :

V_d=10.5*1.5*3= 47.25 (m^3)

+ Khối l- ợng thân trụ :

V_{tt}= 2*3.14*1^2*10.4+9*(3.14*1.5^2+4*3) = 236.897 (m^3)

+ Khối l- ợng móng trụ :

V_{mt}= 5.8*1.5*13+5.3*0.5*12.5=146.23 (m^3)

+ Khối l- ợng trụ T1:

V=47.25+236.897+146.23 =430.38 (m^3)

– Trụ T2:

+ Khối l- ợng đỉnh trụ :

V_d=10.5*1.5*3= 47.25 (m^3)

+ Khối l- ợng thân trụ :

V_{tt}= 2*3.14*1^2*10.4+6.4*(3.14*1.5^2+4*3)=187.328

+ Khối l- ợng móng trụ :

V_{mt}= 5.8*1.5*13+5.3*0.5*12.5=146.23 (m^3)

+ Khối lượng trụ T2:

V=47.25+187.328+146.23 =380.81 (m^3)

– Trụ T3:

+ Khối lượng đỉnh trụ :

V_d=10.5*1.5*3= 47.25 (m^3)

+ Khối lượng thân trụ :

V_{tt}= 2*3.14*1^2*10.4+5.24*(3.14*1.5^2+4*3)=165(m^3)

+ Khối lượng móng trụ :

V_{mt}= 5.8*1.5*13+5.3*0.5*12.5=146.23 (m^3)

+ Khối lượng trụ T3:

V=47.25+165+146.23 =358.48 (m^3)

Khối lượng 3 trụ: V =430.38+380.81+358.48 =1169.7 (m^3)

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 165 kg/m^3

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong 3 trụ là : G=0.165*1169.7 = 192.99 T

❖ **Xác định số cọc trong trụ T1**

- Lực tính toán được xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

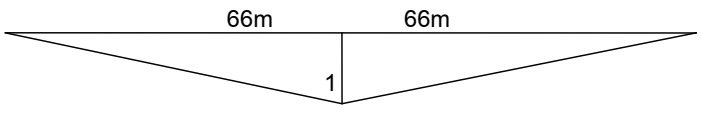
Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng được lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➢ **Do tĩnh tải**

Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ



Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng áp lực gối : ω=66 m^2

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$DC_{nhịp}$ = 1.25*(6.422+2*3.41)*33 = 546.23 T

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ +đất đắp :

DCtrụ = 1.25*(430.38*2.5+44.3*2*2)= 1566.4 T

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

DW = 1.5*5.0567*66 = 500.61 T

➢ ***Do hoạt tải***

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i)+ 1.75\ \varpi\ (PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, γ = 1.75

$(1+\frac{IM}{100})$ = 1.25, với IM = 25%

P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ởng.

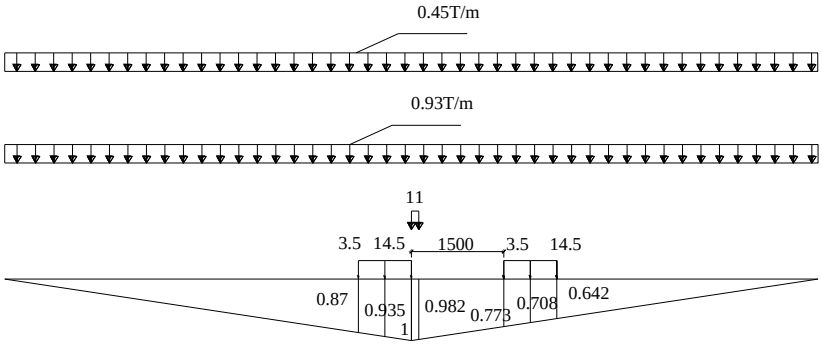
ω: Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m^2 $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45T/m

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 166 m

+ Đ- ờng ảnh h- ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng áp lực trụ T2

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng- ời+tải trọng làn)

LL_{HL-93K}=14.5*(1+0.935+0.642+0.708) + 3.5*(0.87+0.773)

+66*(2*0.45+0.93)

= 174.16T

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

LL_{HL-93M} = 11*(1+0.982) + 66*0.93 = 83.182 T

$\Rightarrow LL_{max} = Max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K}$ = 174.16 T

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

LL = 2*1*1.75*1.25*(14.5*(1+0.935+0.642+0.708) + 3.5*(0.87+0.773))

+1.75*66*2x0.45+0.93)

= 552.33 T

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$P_{Đáy\ đài}$ = 546.23+1566.4+500.61+ 552.33 = 3165.6 T

Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 17.5m

+Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính D = 1.2m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bêtông mác 300 có R_n = 130 kg/cm^2 =1300T/m^2
+ Cốt chịu lực 18 ∅ 25 AII có F = 88,36 cm^2, R_a = 2400 kg/cm^2 = 24000T/m^2

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :

Xác định sức chịu tải của cọc

➢ ***Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :***

$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi.(m_1.\, m_2.\, R_b\, .\, F_b + R_a\, .\, F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bêtông theo ph- ơng đứng nên m_1 = 0,85
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công m_2 = 0,7
- F_b : Diện tích tiết diện cọc F_{bt} = 1.13 m^2
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85x0,7x.\left[0,130x.\left(\frac{\pi.120^2}{4}\right) + 2,4x88,36\right] = 1000.5 \quad (T)$$

➢ ***Theo đất nền***

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$Q_R=\varphi Q_n=\varphi_{qp}Q_p$

Với $Q_p=q_pA_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng φ_{qp}=0.5 (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$$q_p=3q_u K_{sp} d \qquad (10.7.3.5)$$

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S} \le 3,4$$

q_u : C- ờng độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1200mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 1000mm.

D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). D_S = 1600mm.

Tính đ- ợc : d =1.2857

K_{SP} = 0.14

Vậy q_p = 3*26 *0.1421*1.2857=1Mp = 14.25T/m^2

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p$ = 0.5*1425*0.62²*π=860(T)

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ- ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M_o*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c- ờng độ I là:

$$R_{Đáy đài} = 2261 \text{ T}$$

Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có :

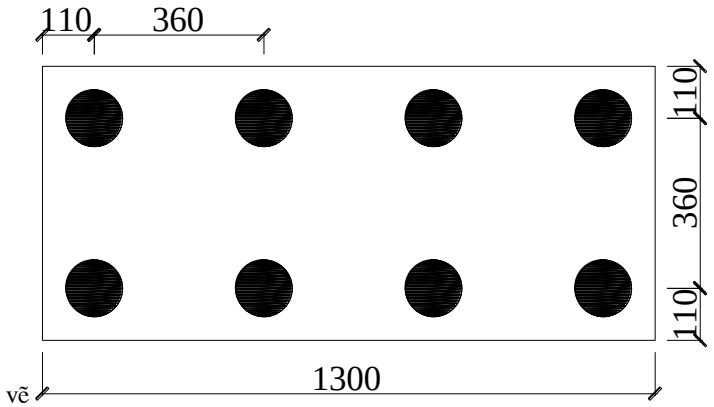
Với P =860 T

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{3165.6}{860} = 7.3 \text{ (cọc).}$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β =2

Dùng 8 cọc khoan nhồi ϕ1.2m bố trí trên hình



vẽ

5.Lập tổng mức đầu t-

Tổng mức đầu t- ph- ơng án III

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá 1000 đ	Thành tiền 1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa I			A+B+C	68,848,660.44
A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	60,105,973.40
I,	Kết cấu phần trên				
1	Bốn nhịp giàn thép	T	822.76	40,000	32,910,240.00
2	Bêtông lan can,gờ chắn	m3	123.15	2,000	246,300.00
3	Bêtông át phan mặt cầu	m^3	2,915.00	2,200	6,413,000.00
4	Gối cầu thép	Cái	10.00	10,000	100,000.00
5	Khe co giãn	m	5.00	5,000	25,000.00
6	Lớp phòng n- ớc	m^2	2,915.00	120	349,800.00
7	Hệ thống chiếu sáng	Cột	18.00	14,000	252,000.00
8	ống thoát n- ớc	Cái	28	150	4,200.00
	TổngI				40,300,540.00
II,	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	625.00	2,000.00	1,250,000.00
2	Cốt thép mố	T	56.25	15,000.00	843,750.00
3	Bê tông trụ	m3	1,169.70	2,000.00	2,339,400.00
4	Cốt thép trụ	T	105.27	15,000.00	1,579,095.00
5	Cọc khoan nhồi D120	m	848.40	7,000.00	5,938,800.00
6	Công trình phụ trợ	%	20.00	1+2+3+4+5	2,390,209.00
	TổngII				14,341,254.00
	I+II				54,641,794.00
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		5,464,179.40
	A=I+II+III				60,105,973.40
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	5,464,179.40
1	Khảo sát thiết kế,QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
	Tổng B				5,464,179.40
	A+B				65,570,152.80
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5%	A+B	3,278,507.64

IV. CH□ ƠNGII
SO SÁNH VÀ LỰA CHỌN PH□ ƠNG ÁN

IV.1 Ph- ơng án cầu 3 nhịp liên tục +2nhịp dẫn

❖ **Ưu điểm**

+ Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.

+ V- ợt đ- ợc nhịp lớn.

+ Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ

+ Kết cấu hiện đại, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay cũng nh- phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông thuỷ tốt, mặt bằng cầu thông thoáng.

+ Khắc phục đ- ợc các nh- ợc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.

+ Mặt bằng cầu thông thoáng.

+ ít khe biến dạng, đ- ờng xe chạy là đ- ờng cong trơn nên xe chạy êm thuận.

+ Tận dụng vật liệu địa ph- ơng

❖ **Nh- ợc điểm**

+ Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng xuất phụ do lún không đều,do nhiệt độ,từ biến.

+ Thời gian thi công lâu.

+ Dùng vật liệu bêtông nên trọng l- ợng bản thân lớn

+ Thi công phức tạp.

+ Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp ƯST, gối cầu.

+ Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn sát trụ

IV.2 Ph- ơng án cầu liên tục 3 nhịp

❖ **Ưu điểm**

+ Tiết diện dầm hộp nên độ cứng chống xoắn lớn, ít bị ảnh h- ởng của xung kích do hoạt tải, tiếng ồn nhỏ, dao động ít.

+ Có ít trụ trên sông, ít ảnh h- ởng đến chế độ thuỷ văn dòng sông và thông thuyền của sông.

+ Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.

+ Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ

+ V- ợt đ- ợc nhịp lớn, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật.

+ Kết cấu hiện đại, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông đ- ờng thuỷ tốt.

+ Khắc phục đ- ợc các nh- ợc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.

+ ít khe biến dạng, đ- ờng xe chạy là đ- ờng cong trơn nên xe chạy êm thuận.

+ Tận dụng vật liệu địa ph- ơng

❖ Nh- ợc điểm

+ Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng xuất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến.

+ Dùng vật liệu bêtông nên trọng l- ợng bản thân lớn

+ Thi công phức tạp.

+ Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp ƯST, gối cầu.

+ Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn dầm đầu mố **sát .**

IV.3 . Ph- ơng án cầu giàn thép 4 nhịp giản đơn

❖ **Ưu điểm**

+ Kết cấu chế tạo gần nh- hoàn toàn trong công x- ởng nên thời gian thi công có thể rút ngắn, chất l- ợng cấu kiện đ- ợc đảm bảo

+ Vật liệu sử dụng : Thép là loại vật liệu có ứng suất chịu lực cao nên v- ợt đ- ợc khẩu độ lớn trọng l- ợng kết cấu nhẹ => Giảm khối l- ợng vật liệu cho mố, trụ cũng nh- toàn cầu

+ Công nghệ thi công lao kéo dọc cũng là công nghệ quen thuộc với công nhân Việt Nam nên việc thi công có nhiều thuận lợi

+ Việc tháo lắp các cấu kiện bằng thép t- ơng đối dễ dàng do đó công tác thay thế sửa chữa sau này có thuận lợi .

+ Thi công không đòi hỏi nhiều thiết bị thi công phức tạp .

+ Do vật liệu thép nhẹ đồng nhất, khả năng làm việc chịu nén và chịu kéo là nh- nhau, do đó khả năng v- ợt đ- ợc nhịp lớn.

+Có thể định hình hoá các cấu kiện và sản xuất hàng loạt trong nhà máy.

❖ **Nh- ợc điểm**

- Vì thép dễ bị môi tr- ờng xâm thực, dễ bị rỉ và ăn mòn nên đòi hỏi công tác duy tu, bảo d- ỡng th- ờng xuyên, rất khó khăn và tốn kém trong quá trình khai thác.
- Nhiều khe biến dạng gây lực xung kích lớn,xe chạy không êm thuận.
- Tốn vật liệu và giá thành cao hơn cầu BTCT.
- Thép phải nhập ngoại do trong n- ớc ch- a đáp ứng đ- ợc yêu cầu.
- Kém về khai thác, gây ồn.
- Kết cấu siêu tĩnh chịu ảnh h- ởng của tác dụng nhiệt, lún không đều của mố trụ.

IV.4 Lựa chọn ph- ơng án và kiến nghị

Qua so sánh, phân tích - u, nh- ợc điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các ph- ơng án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật t- thiết bị của các đơn vị xây lắp trong n- ớc, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và t- ơng lai phát triển của khu kinh tế.Cảnh quan kiến trúc xung quanh.Nhận they ph- ơng án 2 là hợp lý.Cầu thi công theo công nghệ đúc hẫng cân bằng là công nghệ khá phổ biến hiện nay.Do đó có thể tận dụng tốt kinh nghiệm của các nhà thầu trong n- ớc.

Kiến nghị: Xây dựng cầu A theo ph- ơng án 1

Cầu liên tục 3 nhịp liên tục+nhịp dẫn : 35+55+86+55 m có tiết diện với chiều cao thay đổi.Tổng chiều dài toàn cầu là 266 m.

Vị trí xây dựng

Quy mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT ƯST và BTCT th- ờng

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: B = 60m, H = 8m

Khổ cầu: B= 8 + 2x1,5 m

Tải trọng: xe HL93 và người 300 kg/cm^2

Tần suất lũ thiết kế: P=1%

Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

Phần II

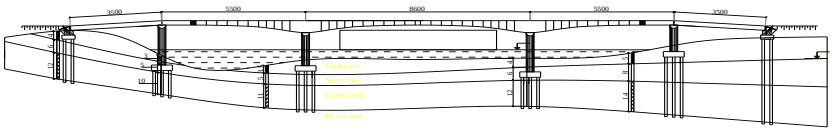
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

****

Formatted: Bullets and Numbering

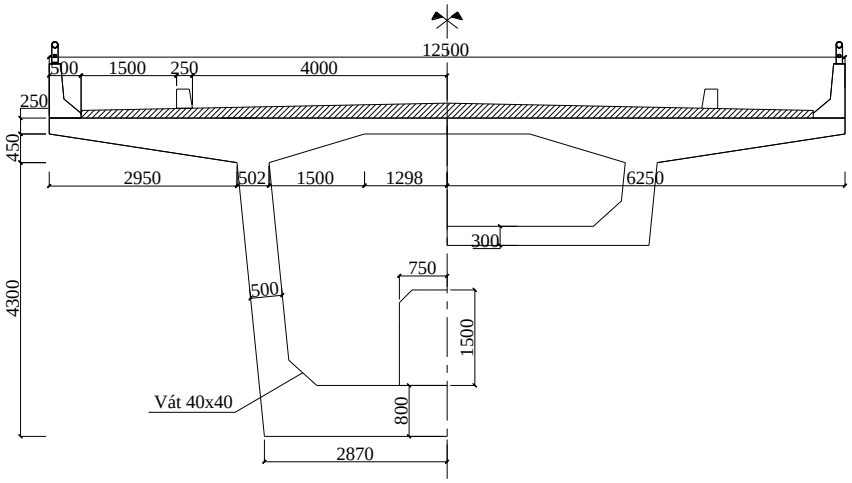
CHƯƠNG I:CHƯƠNG III:GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

- Sơ đồ kết cấu: 35+55+86+55+35 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 266 m



- Chiều cao dầm chính:

- Tại vị trí đỉnh trụ H = 5m.



- Tại vị trí giữa nhịp h = 2 m
- Sơ đồ phân chia đốt dầm.

- Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: y = $\frac{(H-h)}{L^2}x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hẫng cong

* Tiết diện ngang của dầm hộp:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng một góc1/10 , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 70 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ờn 150 cm

*Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 35 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,5m, chiều cao dầm 1.75m.

- Cấu tạo mặt cầu:

- Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng thẳng.
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía.
- Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

+ Bê tông asphan 5 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép)3 cm

+ Lớp phòng n- ớc 2cm

+Lớp đệm tạo dốc 2 cm

- Cấu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 2-3 m theo ph- ơng dọc cầu và 7-9 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính R = 1-1.5 m.

- Bệ móng cao 2.5m, rộng 8 m theo phương ngang cầu, 8-12 m theo phương dọc cầu và đặt dưới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp đá granit.

- Cấu tạo mố:

- Dạng mố có tường cánh ngược bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 5m, dài 13.5m được đặt dưới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp đá, chiều dài cọc là 20.3 m

Formatted: Bullets and Numbering

~~Chương II:~~I. TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

I.1 Vật liệu:

I.1.1 Bê tông:

Bê tông thường có tỷ trọng ..... $\gamma_c = 2400 kg/m^3$

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng thường .....$10.8x10^{-6}/^oc$ (5.4.2.2)

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng thường lấy như sau: $E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_c'}$ (5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = Cường độ qui định của bê tông (MPa)

Cường độ chịu nén của bê tông dầm hộp, nhịp cầu dầm, qui định ở tuổi 28 ngày là: f'_c = 50Mpa

Cường độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày: f'_c = 40Mpa

Cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng thường $f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$ (5.4.2.6)

- Đối với các ứng suất tạm thời trước mất mát (5.9.4.1)

  - Giới hạn ứng suất nén của cấu kiện bê tông căng sau,bao gồm các cầu XD phân đoạn: $0.60f'_{ci}$
  - Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

f'_{ci} = cường độ nén qui định của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo ứng suất (MPa)

$f'_{ci} = 0.9\times f'_c = 0.9\times 50 = 45$ MPa

- Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (5.9.4.2)

  - Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t- ơng đ- ơng đ- ợc giả định ở trạng thái GH c- ờng độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'_c - 28)}{7}$$

Độ ẩm trung bình hàng năm: H = 80%

I.1.2 Thép th- ờng (A5.5.3)

- Thép sử dụng là cốt thép có gai
- Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: E_s = 200,000Mpa
- Giới hạn chảy của cốt thép : f_y = 400 Mpa

I.1.3 Thép ứng suất tr- ớc

Vật liệu	Mác thép hoặc loại	Đ- ờng kính (mm)	C- ờng độ chịu kéo f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy f_{py} (Mpa)
Tao thép	1860 Mpa (Mác 270)	9.53 đến 15.24	1860	90%f_{pu} = 1674MPa

- Mô đun đàn hồi của tao thép E_p = 197000 Mpa
- Giới hạn ứng suất cho bó thép ƯST ở trạng thái giới hạn sử dụng [A5.9.3-1 AASHTO]
- f_{pt} = ứng suất trong thép - st ngay sau khi truyền lực (MPa)
- Cáp sử dụng là loại có độ trùng dão thấp của hãng VSL – tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270
- Loại tao 12.7mm và 15.2mm
- Hệ số ma sát của tao thép với ống bọc (ống thép mạ cứng) μ = 0.2 (5.9.5.2.2b-1)
- Hệ số ma sát lắc (trên mm của bó thép): K = $6.6x10^{-7}$
- Chiều dài tụt neo, lấy trung bình: ΔL = 0.006m/neo

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

I.2 Hoạt tải thiết kế(3.6.1.2)

Hoạt tải xe ôtô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ được đặt tên là HL-93 sẽ bao gồm một tổ hợp của:

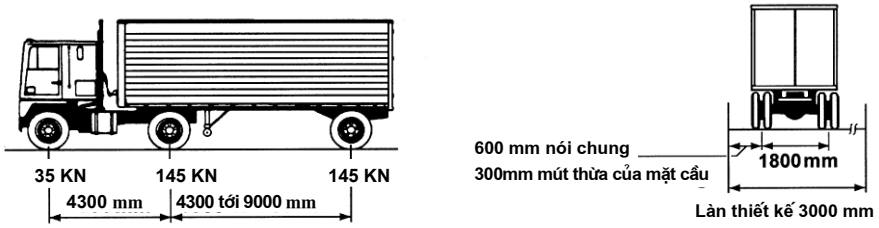
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

Trừ trường hợp qui định trong điều (3.6.1.3.1), mỗi làn thiết kế được xem xét phải được bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục (Tandem) chồng với tải trọng làn khi áp dụng được. Tải trọng được giả thiết chiếm 3000mm theo chiều ngang một làn thiết kế.

I.2.1 Xe tải thiết kế

Trọng lượng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình dưới, lực xung kích lấy theo điều 3.6.2.

Trừ quy định trong điều 3.6.1.3.1 và 3.6.1.4.1 cự ly giữa hai trục 145.000N phải thay đổi giữa 4300 và 9000mm để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất.



I.2.2 Xe hai trục thiết kế

Xe hai trục gồm một cặp trục 110 000N cách nhau 1200mm. Cự ly chiều ngang của các bánh xe lấy bằng 1800mm. Tải trọng động cho phép lấy theo điều 3.6.2.

I.2.3 Tải trọng làn thiết kế

Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3N/mm phân bố đều theo chiều dọc. Theo chiều ngang cầu được giả thiết phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

Formatted: Bullets and Numbering

~~ch- ơng III:~~II. TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

II.1 Thiết kế cấu tạo mặt cầu

II.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu

- Chiều cao mặt cầu bê tông không bao gồm bất kỳ dự phòng nào về mài mòn, xói rãnh và lớp mặt bỏ đi, không đ- ợc nhỏ hơn 175mm.

(9.7.1.1)

- Theo bảng A2.5.2.6.3-1 chiều cao tối thiểu thông th- ờng của bản mặt cầu đ- ợc xác định dựa trên chiều dài nhịp của (L) bản là :

h_{min} = 0.027L = 0.027*6098 = 164.565mm

- Chọn chiều dày bản phải thoả mãn các điều kiện sau:

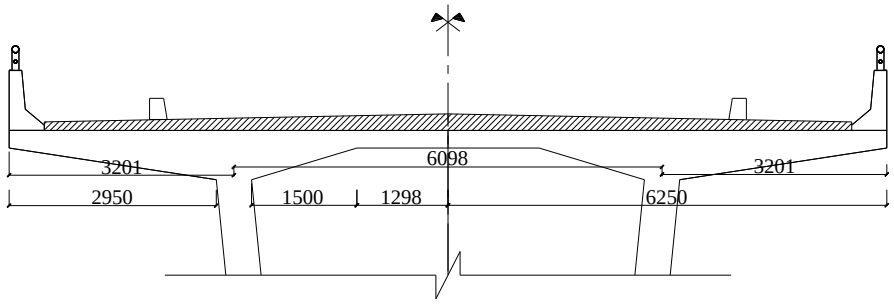
- Độ dầy bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men d- ơng dầm chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
- Độ dầy cần thiết đ- ợc coi là phần bản chịu hoạt tải trực tiếp.
- Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st căng ngang , dọc và thép th- ờng) (FCC)

Chiều dài nhịp của bản L lấy tại giữa nhịp là lớn nhất nên trong đồ án này thiết kế bản tại giữa nhịp.

Bản mặt cầu đ- ợc thiết kế với kích th- ớc nh- sau:

- Chiều dầy bản tại giữa nhịp là 250mm
- Chiều dầy bản tại vị trí tiếp giáp với s- ờn dầm là 700mm
- Chiều dầy bản tại vị trí mép là 250mm (bố trí neo của cáp căng ngang)

Chi tiết thể hiện nh- hình vẽ sau (mặt cắt tại giữa nhịp)



Mặt cắt ngang tính toán bản

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Lan can được xây dựng liền với bản mặt cầu ở hai bên có 2 khối bê tông dầy 15cm để che chắn các lỗ neo cáp (2 khối này không đưa vào tính toán)

II.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu

Lớp mặt cầu được thiết kế với cấu tạo cơ bản sau:

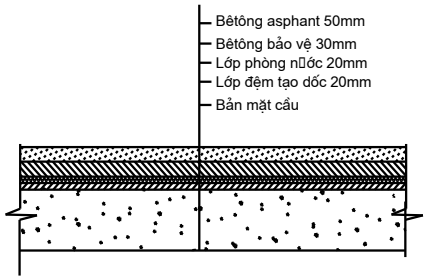
+ Bê tông asphan 5 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông lưới thép)3 cm

+ Lớp phòng nước 2cm

+Lớp đệm tạo dốc 2 cm

+Bản mặt cầu



Cấu tạo chung lớp mặt cầu

II.2 Phương pháp tính toán nội lực

- Do bản mặt cầu được cấu tạo liền khối với sườn dầm không bố trí bản chắn ngang nên chỉ tồn tại liên kết theo phương dọc cầu áp dụng phương pháp tính toán gần đúng.
- Phương pháp phân tích gần đúng trong đó bản mặt cầu được chia thành những dải nhỏ vuông góc với cấu kiện đỡ. Khi áp dụng phương pháp dải thì phải lấy mô men dương cực trị trong bất cứ panen sàn giữa các dầm để đặt tải cho tất cả các vùng có mô men dương, tương tự phải lấy mômen âm cực trị trên bất cứ dầm nào để đặt tải cho tất cả các vùng có mômen âm.

Khi tính hiệu ứng lực do tĩnh tải gây ra, ta phân tích một dải bản rộng 1m theo phương dọc cầu.

II.2.1 Sơ đồ tính:

Ta có thể có sơ đồ tính như sau:

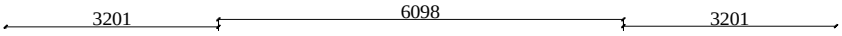
Formatted: Bullets and Numbering

- Khi tính bản mút thừa ta coi nó như một công sôn 1 đầu ngàm, với chiều dài nhịp tính từ mép bản đến tim của cấu kiện đỡ.
- Khi tính bản giữa ta coi nó như một dầm 2 đầu ngàm, nhịp là khoảng cách từ tim đến tim các cấu kiện đỡ. Để đơn giản trong tính toán ta dùng phương pháp gần đúng.

Quan niệm như một dầm giản đơn, hai đầu khớp, nhịp của bản là khoảng cách từ tim đến tim của cấu kiện đỡ. Sau khi tính được mômen giữa nhịp ta nhân với các hệ số kể đến ngàm sẽ ra được mô men tại ngàm và giữa .Hệ số đó lấy như sau:

- Đối với mô men giữa nhịp: Khi chiều cao bản / chiều cao dầm ≤ 0.25 thì hệ số là 0.5
- Đối với mô men trên gối hệ số đó là -0.7

Lực cắt xác định như dầm giản đơn tương ứng.



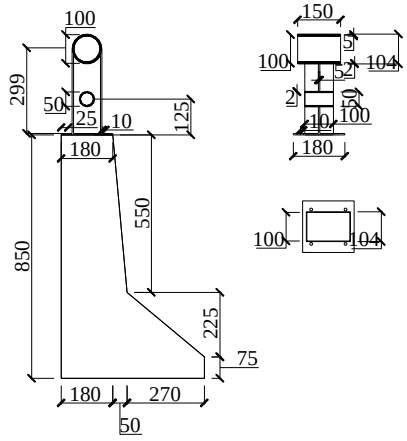
Sơ đồ tính

II.2.2 Tính toán nội lực

II.2.2.1 Tính toán tải trọng tác dụng lên bản

- Bản bê tông phần hẫng (DC1)
- Lan can (DC2)
- Lớp mặt cầu (DW)
- **1. Do lan can** *(Hình 1)*

Coi là tải trọng tập trung có trọng lượng (đã tính ở phần sơ bộ)



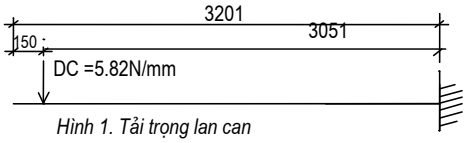
P_b =0.582 (T/m)= 5.82 N/mm

Lan can là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của lan can P_b = 5.82 N/mm, cách mép ngoài lan can là 150 mm → cách mép bản tính toán là 150 mm → cách ngàm là

3201 -150 = 3051 (mm)

M_{DC2} = -5.82 x 3051 = -17756.82 (N.mm/mm) = -17.7568 KN.m/m

V_{DC2} = -P_b = - 5.80 N/mm = -5.82 KN/m



Hình 1. Tải trọng lan can

2. Do lớp mặt cầu *(Hình 2)*

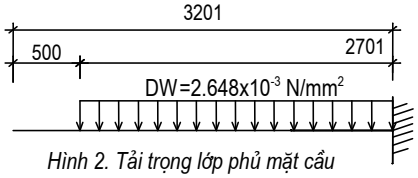
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250Kg/m^3)

w_{DW} = 2250 x 9.81 x 0.12 = 2648.7 N/m^2 = 2.6487 x10^{-3} N/mm^2

Lớp mặt cầu là tải trọng phân bố tác dụng lên phần hẫng trên chiều dài kể từ mép trong của lan can đến vị trí ngàm L = 3201 - 500 = 2701 (mm.)

M_{DW} = -2.6487 x10^{-3} x 2701^2/2 = -9661.66 (N.mm/mm) = -9.662 KNm/m

V_{DW} = -2.6487x10^{-3}x2701 = -7.154 (N/mm) = -7.154 KN/m



Hình 2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu

3. Do bản bê tông *(Hình 3)*

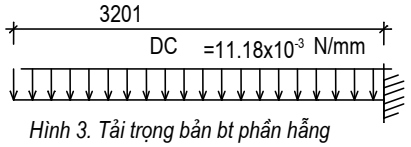
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dầy trung bình = 446(mm)

DC_1 = 2400 x 9.81 x 0.446 = 11183.4 N/m^2 = 11.18x10^{-3} N/mm^2

Bản bê tông là tải trọng phân bố đều trên toàn bộ phần hẫng

M_{DC1}= -11.18x10^{-3}x3201^2/2 = - 57294.8 (Nmm/mm) = - 57.295 KNm/m

V_{DC1} = -11.18x10^{-3}x3201 = -35.787(N.mm/mm) =-35.787 (KN/m)



Hình 3. Tải trọng bản bt phần hẫng

4. Do hoạt tải xe tác dụng:

- Bề rộng của dải t- ơng đ- ơng bên trong (mm) đối với tải trọng bánh xe có thể phân bố theo ph- ơng dọc nh- sau [Bảng A4.6.2.1.3-1]

- Phần hẫng : 1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 x 651= 1682.28mm
- Mômen d- ơng: 660 + 0.55S (đối với bản kê 2 cạnh)

  =>660 + 0.55S =660 + 0.55*6098 = 4013.9 mm
- Mômen âm: 1220 + 0.25S (đối với bản kê 2 cạnh)

  =>1220 +0.25S = 1220 +0.25*6098 = 2744.5 mm

Trong đó:

+ X = 651 (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+ S =6098(mm) khoảng cách của các cấu kiện đỡ

- Trong thiết kế này, hiệu ứng lực sẽ tính toán bằng cách sử dụng tải trọng bánh xe tập trung.
- Bề rộng của phần đ- ờng dành cho ng- ời đi bộ là 1500mm ,gờ chắn bánh rộng 250mm, tải trọng xe tải tác dụng lên là 600mm

Bề rộng t- ơng đ- ơng của dải ngang là:

1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 x651= 1682.28mm và hệ số làn m =1.2

M_{Tr}^{1} = -1.2x($\frac{72.5x10^3}{1682.28}$ x651)=-33666.8Nmm/mm= -33.667KNm/m

V_{Tr}^{1} = -1.2x($\frac{72.5x10^3}{1682.28}$)=-51.17(N/mm)=-51.17(KN/m)

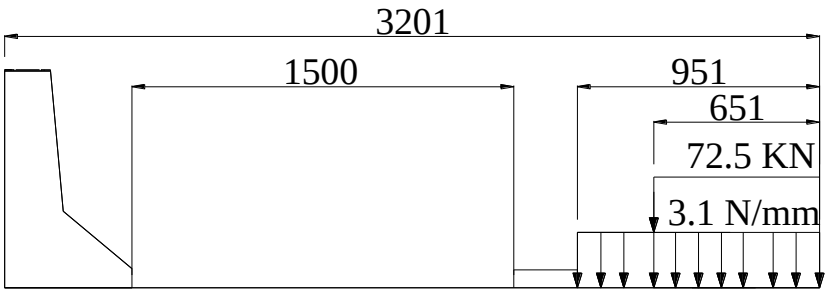
M_{Ln} = -1.2*3.1*10^{-3}*951^2 /2= - 1682.18 (Nmm/mm) = - 1.682KNm/m

V_{Ln} = -1.2*3.1*951 = -3537.7(Nmm/mm) =-3.5377(KN/m)

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr}(1+\frac{IM}{100}) + M_{Ln} = -1.25*33.667 - 1.682 = -43.766 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr}(1+\frac{IM}{100}) + V_{Ln} = -1.25*51.17 - 3.54 = -67.503 \text{ (KN/m)}$$



Hình 5: Hoạt tải tác dụng lên phần hẫng khi có ngời đi bộ

5. Do tải trọng ng- ời đi bộ *(hình 6)*

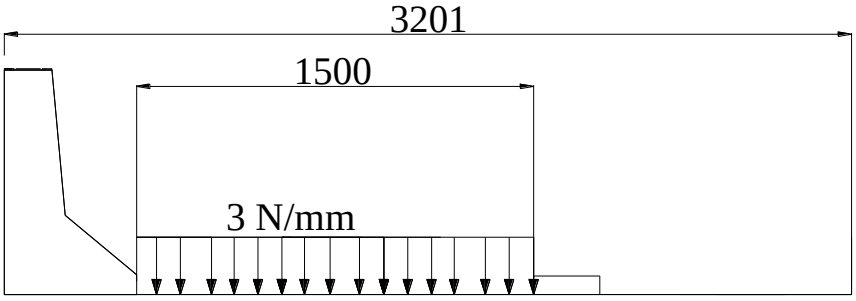
Theo điều [A3.6.1.5] Đối với tất cả đ- ờng bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng ng- ời đi bộ bằng $3x10^{-3}$ Mpa = $3x10^{-4}$ Kg/mm^2 và phải tính đồng thời cùng hoạt tải thiết kế.

PL = $3x10^{-4}$ Kg/mm^2 x 9.81 N/kg = $29.43x10^{-4}$ N/mm^2

M_{PL} = $-29.43x10^{-4}$ x 1500 x (1500/2 + 250+951) = -8621.69 N.mm/mm

= -8.6217 KNm/m

V_{PL} = $-29.43x10^{-4}$ x 1500 = -4.414 N/mm = -4.414 KN/m



Hình 6: Hoạt tải ngời đi bộ

II.2.3 Tính toán nội lực của bản ngàm hai đầu

Ta tính mômen tại giữa nhịp và lực cắt tại gối của dầm giản đơn

II.2.3.1 Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu (hình 7)

M_{DW} = w_{DW}(Diện tích Dah$M_{0.5}$) = $2.6487x10^{-3}$ x $4.65x10^{6}$ = 12315.455 Nmm/m

=12.316 KNm/m

V_{DW} = w_{DW}(Diện tích DahVgối) = $2.6487\ x10^{-3}$ x $3.049x10^{3}$ = 8.076 KN/m

II.2.3.2 Do tải trọng của bản bê tông (hình 8)

Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dầy trung bình là ≈ 0.398 m

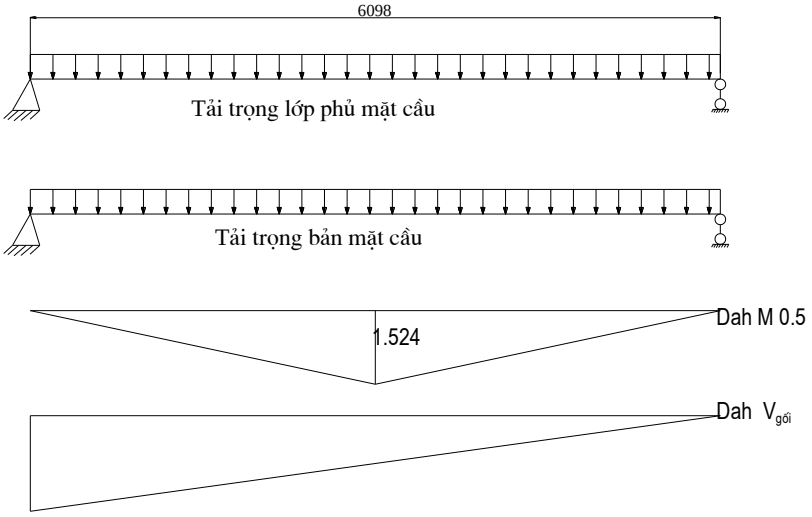
DC1= 2400*9.81*0.398 = 9370.51N/m^2 = $9.37x10^{-3}$ N/mm^2

M_{DC1} = w_S(Diện tích Dah$M_{0.5}$) =$9.37x10^{-3}$ x$4.65x10^{6}$ = 43570.5 Nmm/mm

=43.57 KNm/m

V_{DC1} = w_S(Diện tích DahVgối)= $9.37x10^{-3}$ x$3.049x10^{3}$ =28.569 Nmm/mm

= 28.569KN/m



II.2.3.3 Do hoạt tải xe thiết kế (LL)

Bề rộng dải t- ơng đ- ơng với mômen d- ơng:

660 + 0.55S = 660 + 0.55*6098 = 4013.9 mm < khoảng cách giữa hai trục bánh xe (4300) ⇒ chỉ xếp đ- ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh- ng có thể xếp đ- ợc hai bánh của xe theo ph- ơng dọc cầu.

Bề rộng dải t- ơng đ- ơng với mômen âm:

1220 +0.25S = 1220 +0.25*6098 = 2744.5 mm < khoảng cách giữa hai trục bánh xe (4300) ⇒ chỉ xếp đ- ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh- ng có thể xếp đ- ợc hai bánh của xe theo ph- ơng dọc cầu.

áp dụng bề rộng dải đối với lực cắt, do qui trình không qui định nên giả thiết là theo mômen. Lực cắt tại gối là vị trí có mômen âm.

- Giá trị của mô men d- ơng ở khu vực giữa nhịp bản:

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S}\sum y_i \qquad M_{Ln} = w_{Ln}\omega_{Đahmômen}$$

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S}\sum y_i \qquad V_{Ln} = w_{Ln}\omega_{Đahlựccắt}$$

Trong đó

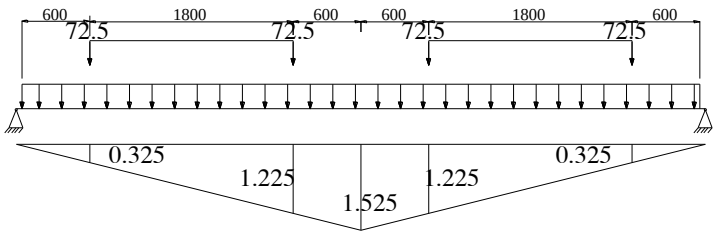
- P = 72.5 KN (Tải trọng nửa trục bánh xe Tải)
- y_i = Tung độ của Đah tại vị trí bánh xe tập trung (P)
- w_{Ln} = Tải trọng làn
- $\omega_{Đah}$ = diện tích Đah bên d- ới vị trí đặt tải trọng làn.

b.Tính toán Mômen:(hình 9)

Formatted: Bullets and Numbering

$\sum y_i$ = 0.325+1.225+1.225+0.325 = 3.1

$\omega_{Đah}$=4.65



Hình 9: Xếp hoạt tải lên đ□ờng ảnh h□ởng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S}\sum y_i = \frac{72.5}{S_w}\sum y_i$$

(Hệ số làn xe m=1)

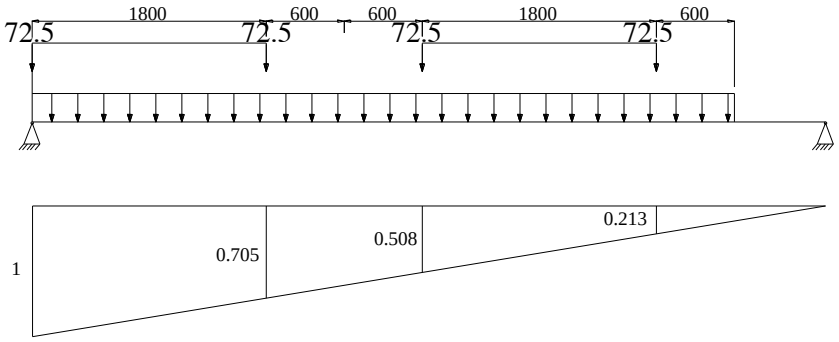
~~c.~~ ***Tính toán Lực cắt tại gối: (hình 10)***

Formatted: Bullets and Numbering

$\sum y_i$ =1+0.705+0.508+0.213 = 2.426

$\omega_{Đah}$=3.049 (m^2)

Sơ đồ tính toán:



Hình 10: Xếp hoạt tải lên đường ảnh hưởng lực cắt

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S}\sum y_i$$

II.3 Tổ hợp nội lực

II.3.1 * Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy nh- sau [A3.4.1]

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Trong đó:

- γ_i = Hệ số tải trọng bảng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]

TTGH	DC	DW	LL
TTGH sử dụng	1	1	1
TTGH c- ờng độ	1.25	1.5	1.75

- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.
- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng

$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$

- Ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

Formatted: Bullets and Numbering

- η_D = 1.00 cho các thiết kế thông th- ờng
- η_R = 1.00 cho các mức d- thông th- ờng
- η_I = 1.05 cho các cầu quan trọng

$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.05$

- Các trạng thái giới hạn khác: $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1x1x1 = 1.0$

Formatted: Bullets and Numbering

- Đối với trạng thái GHCĐ1

$$M_u = 1.05[1.25M_{DC}+1.5M_{DW} + 1.75x1.25(M_{LL+IM}+M_{PL})]$$

- Đối với trạng thái GH sử dụng I

Formatted: Bullets and Numbering

$$M_u = M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL}$$

▪ Giá trị mô men uốn vừa tính ở trên là của sơ đồ bản kê tự do lên gối. Để kế đến ảnh h- ởngcủaliên kết của bản với dầm ngang, ta đ- a vào hệ số ngàm k. Khi đó, mô men dùng để tính toán sẽ bằng mô men đã tính ở trên nhân với hệ số ngàm k:

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

M : Là mô men giữa nhịp của bản khi coi bản là dầm đơn giản.

k : Là hệ số ngàm.

Tính gần đúng: k = 0,5 cho tiết diện giữa nhịp, k = -0.7 cho tiết diện tại gối.

$$M_{Tr} = \frac{72.5}{S_w}\sum y_i = \frac{72.5}{4013.9} \times 3.1 = 0.056 = 56 KNm/mm$$

(Hệ số làn xe m=1)

$M_{Ln} = w_{Ln}\omega_{Đahmômen} = 3.1*4.65= 14.415$ KN/m

$M_{LL+IM} = m(1.25M_{Tr} + M_{Ln}) = 1.0*(1.25 \times 56 + 14.415) = 84.415$ KNm/m

$$V_{Tr} = \frac{72.5}{2744.5} \times 2.426 = 0.064 KN/mm = 64 (KN/m)$$

$V_{Ln} = w_{Ln}\omega_{Đahlựccắt} = 3.1*3.049 = 9.4519$ (KN/m)

$V_{LL+IM} = m(1.25V_{Tr} + V_{Ln}) = 1(1.25*64 + 9.4519) = 89.45$ (KN/m)

Bảng tổng hợp nội lực

	M_{DC2}	V_{DC2}	M_{DC1}	V_{DC1}	M_{DW}	V_{DW}	M_{PL}	V_{PL}	M_{LL+IM}	$V_{LL=IM}$
Phần hẫng	-17.76	-5.82	-57.3	-35.79	-9.662	-7.154	-8.621	-4.414	-43.77	-67.5
Phần giữa			43.57	28.569	12.32	8.076			84.415	89.45

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

	TTGHCĐI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Hẫng	-234.069	-231.058	-137.113	-120.678
Ngàm	-163.849	231.058	-98.214	-120.678
Giữa nhịp	135.24	223.47	70.153	112.074

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

Chọn $\max(M_{Hẫng}; M_{Ngàm}) = 234.069$

II.4 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu

II.4.1 Tính toán diện tích cốt thép

- Ứng suất giới hạn cho cáp ứng suất tr- ớc ở các TTGH **(theo bảng 5.9.3.1-22TCN 272-05)với loại tao thép đã đ- ợc khử ứng suất d- .**

Trạng thái ứng suất	Ký hiệu	Giá trị(MPa)

Giới hạn ứng ứng suất kéo	f_{pu}	1860
Giới hạn chảy : trước khi đệm neo	f_{py}= 0,90 f_{pu}	1674
Ứng suất lúc kích	f_{pj}= 0,70 f_{pu}	1302
Ứng suất lúc truyền	f_{pt}= 0,70 f_{pu}	1302
Ứng suất sau toàn bộ mất mát	f_{pe}= 0,80 f_{py}	1339

Từ kết quả tính nội lực ở trên, ta có cặp mômen để thiết kế là:

- Mômen âm tại gối: M^- = -234.069 KNm/m
- Mômen dương tại giữa nhịp: M^+ = 135.24 KNm/m

Các đặc trưng vật liệu thiết kế

- Cường độ chịu nén của bê tông qui định ở tuổi 28 ngày là f'_c = 50Mpa
- Cường độ bê tông khi căng cáp 0.9 f'_c
- Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng thường lấy như sau:

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_c'} = 35750 \text{ Mpa}$$

- Lớp bảo vệ
  - Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50 mm
  - Lớp bê tông bảo vệ phía dưới : 50 mm

Khoảng cách từ trọng tâm bó cáp đến mép ngoài chịu kéo là 60mm $\rightarrow$ Chiều cao làm việc của bê tông là:

- Vùng chịu mômen âm: z = 700 - 60 = 640 mm
- Vùng chịu mômen dương: z = 250 - 60 = 190 mm

Diện tích cốt thép UST được chọn sơ bộ theo công thức: $A_{ps} = \dfrac{M_u}{z.f_{pj}}$

Trong đó:

- M_u = Mômen tính toán Nmm/mm
- A_{ps} = Diện tích cốt thép ứng suất trước (mm^2)
- f_{pj} = Cường độ kéo qui định của thép - st trong giai đoạn khai thác(N/mm^2)

  f_{pj} =1302 N/mm^2

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z.f_{pj}} = \frac{234.069*10^6}{640*1302} = 280.9 \ (mm^2)$

Tại tiết diện chịu mômen d- ơng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z.f_{pj}} = \frac{135.24*10^6}{190*1302} = 546.689 \ (mm^2)$

Chọn số l- ợng bó cáp trên 1m bản:

$n = A_{ps}/A_{1bó}$

Trong đó:

$A_{1\ bó}$ = diện tích một bó cáp.

Bó cáp sử dụng của hãng VSL có dạng dẹt, mỗi bó 4 tao ϕ12.7 diện tích mỗi tao là 98.7mm^2

$\rightarrow A_{1bó} = 4*98.7 = 394.8 \ mm^2$

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u	h	z	$0.7f_{pu}$	$A_{1bó}$	A_{ps}	$n_{tính}$	n chọn	A_{ps} Thực
	(Nmm/mm)	mm	mm	N/mm^2	mm^2	mm^2		bó	mm^2
Gối	234069	700	640	1302	394.8	280.9	0.71	2	798.6
Giữa nhịp	135240	250	190	1302	394.8	546.689	1.38	2	798.6

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

Kích th- ớc ống Gen t- ơng ứng là: cao x rộng = 25 x 80 = 2000mm^2

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

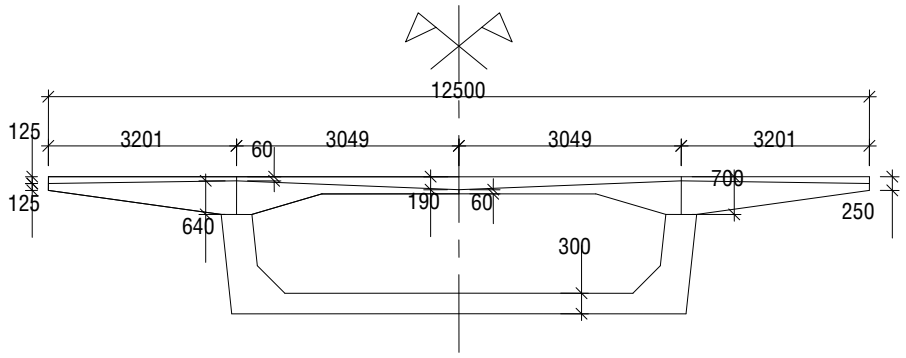
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

Các bó thép kéo sau của bản không đ- ợc đặt xa nhau, từ tim đến tim không quá 4 lần chiều dầy tối thiểu của bản.

[A5.10.3.4]

Khoảng cách giữa các bó cáp là 500mm < 4x200 = 800 mm

II.4.2 Tính toán mất mát ứng suất tr- ớc



Hình 11: Đ□ờng đi của cáp ngang qua bản mặt cầu

Cáp - st của bản mặt cầu là cáp có một đầu neo cố định, căng một đầu. Trong đồ án này sẽ trình bày tính mất mát tại các tiết diện: gối 1(là gối gần vị trí kích căng nhất), giữa nhịp, gối 2(gối gần neo chết). Các bó thép trong 1m tính toán đặt tên là B1, B2.

Trong tính toán mất mát - st coi nh- bó cáp đ- ợc căng một lúc (không kể đến căng từng tao)

Các mất mát ứng suất tr- ớc trong các cấu kiện đ- ợc xây dựng và đ- ợc tạo ứng suất tr- ớc trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

(5.9.5.1-2)

ở đây:

- Δf_{PT} = Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} = Mất mát do ma sát(MPa)
- Δf_{pA} = Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)

- Δf_{pR} = Mất mát do trùng dão cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

- Mất mát tức thời gồm các mất mất : Δf_{pF}, Δf_{pA}, Δf_{pES}
- Mất mát theo thời gian gồm các mất mát sau: Δf_{pSR}, Δf_{pCR}, Δf_{pR}

II.4.2.1 Mất mát do ma sát

Mất mát do ma sát giữa bó thép và ống bọc có thể lấy nh- sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1-e^{-(kx+\mu\alpha)})$$

(5.9.5.2b-1)

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích f_{pj} =0.8 f_u=0.8x1860=1488(Mpa)
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm bất kì đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lắc; K = $6.6x10^{-7}/mm^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; μ = 0.2
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ- ờng cáp thép ƯST từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bó thép	α(rad)	X(mm)	Kx+$\mu\alpha$	f_{pj}(MPa)	Δf_{pF}(MPa)
Gối 1	B1, B2	0.07	3201	0.016	1302	20.67
Giữa nhịp	B1, B2	0.087	6250	0.0216	1302	27.82
Gối 2	B1, B2	0.07	9299	0.02	1302	25.78

II.4.2.2 Mất mát do trượt neo.

Công thức tính toán:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$$

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo ;Δ_L = 6mm/neo

- E_p : môđun đàn hồi của thép; E_p = 197000Mpa
- L : chiều dài của bó cáp; L=12.508 m

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{12.508} \times 197000 = 94.5 Mpa$$

II.4.2.3 Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong hệ bản đối với cốt thép ƯST đ- ợc lấy bằng 25% giá trị tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \qquad (5.9.5.2.3a\text{-}1)$$

- f_{cgp} : tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc khi truyền và tự trọng của bộ phận ở mặt cắt có mômen max (MPa)
- E_p : môđun đàn hồi của thép - st (MPa); E_p =197000 MPa
- E_{ci} : môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$E_{ci} = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_{ci}'} = 0.043x2400^{1.5}\sqrt{0.9x50} = 33915 \text{ MPa}$$

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA})A_{ps}$$

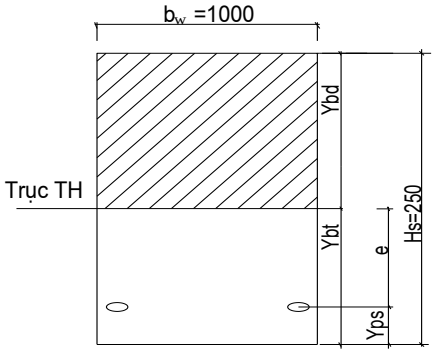
- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà(mm) $e = \frac{S_g}{A_g} - Y_{PS}$
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán) $A_g = H_g x b_W + nA_{Ps}$
- $S_g = \frac{H_g^2 * b_W}{2} + nA_{PS}y_{PS}$
- $n = \frac{E_{PS}}{E_c} = \frac{E_{PS}}{0.043x\gamma_c^{1.5}x\sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043x2400^{1.5}x\sqrt{50}} = 5.51$

-I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)

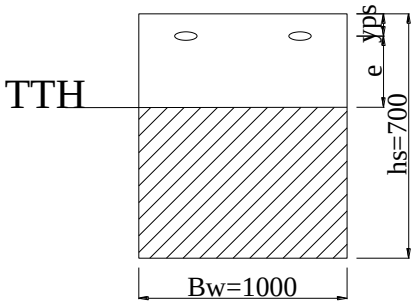
$$I_g = \frac{H_g^3 x b_W}{12} + H_g x b_W \left(y_t - \frac{H_g}{2} \right)^2 + nA_{PS}xe^2$$

- M_g = mômen do trọng l- ợng bản thân của bản(Nmm)

❖ *Tính toán lại độ lệch tâm e và mômen quán tính I của tiết diện tính toán :*



Tại giữa nhịp bản



Tại gối

➢ Tại gối: A_g = 700*1000+5.51*789.6= 704351 (mm^2)

$$S_g = \frac{700^2 x1000}{2} + 5.51x789.6\ x640 = 247784445\,(mm^3)$$

⇨ $Y_{bd} = \frac{247784445}{704351} = 351.79$ mm

⇨ e= 640-Y_{bd} = 640-351.79 = 288.21 mm

$$I_g = \frac{700^3 x1000}{12} + 700x1000\left(411.79 - \frac{700}{2} \right)^2 + 5.51x789.6\ x288.21^2 = 3.16*10^{10}$$

➢ Tại giữa nhịp bản: A_g = 250*1000+5.51*789.6= 254351 (mm^2)

$$S_g = \frac{250^2 x1000}{2} + 5.51x789.6\ x60 = 31511041\,(mm^3)$$

⇨ $e = \frac{31511041}{254351} - 60 = 63.88$ mm

⇨ Y_{td}= e+Y_{ps} = 63.88+60 = 123.88 mm

$$I_g = \frac{250^3 x1000}{12} + 250x1000\left(123.88 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51x789.6\ x63.88^2 = 1.32\times10^9$$

Thấy rằng diện tích tiết diện và mômen quán tính của tiết diện nguyên trừ lỗ và tiết diện nguyên tính toán của bản mặt cầu là gần bằng nhau, nên trong tính toán sử dụng tiết diện nguyên.

Bảng tính mất mát do co ngắn đàn hồi

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm^2)	I_g (mm^4)	F_i KN	f_{cgp} (MPa)	Δf_{pES} (MPa)	$0.25\Delta f_{pES}$ (MPa)
Gối 1	B1, B2	43570000	288.21	704351	3.16E+10	937120	-3.4	-19.73	-4.93
Giữa nhịp	B1, B2	57295000	63.88	254351	1.32E+09	931475	-3.77	-21.9	-5.47
Gối 2	B1, B2	43570000	288.21	704351	3.75E+10	933086	-3.06	-17.76	-4.44

II.4.2.4 Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất tr- ớc do co ngót có thể lấy bằng:

Đối với cấu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85x80 = 25$ Mpa

(5.9.5.4.2-2)

H = độ ẩm t- ơng đối bao quanh,lấy trung bình hàng năm(%) =80%

II.4.2.5 Mất mát do từ biến của bê tông

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0$$

(5.9.5.4.3-1)

Trong đó:

- f_{cgp} = ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép - st lúc truyền lực (MPa)

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}) A_{ps}$$

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà(mm)
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng l- ợng bản thân của bản(Nmm)

- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép - st do tải trọng th- ờng xuyên, trừ tải trọng tác động lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần đ- ợc tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt đ- ợc tính f_{cgp} (MPa)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC} + M_{DW})}{I_g} e$$

- M_{DC} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)

Bảng tính mất mát do từ biến

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm^2)	I_g (mm^4)	$-f_{cgp}$ (MPa)	$M_{DC2}+M_{DW}$ Nmm	Δf_{cdp} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	43570000	288.21	704351	3.16E+10	3.4	27422000	0.25	39
Giữa nhịp	B1,B2	57295000	63.88	254351	1.32E+09	3.77	12320000	0.6	41
Gối 2	B1,B2	43570000	288.21	704351	3.75E+10	3.06	27422000	0.21	35

II.4.2.6 Mất mát do trùng dão cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tao thép đ- ợc khử ứng suất kéo sau:

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR}+\Delta f_{pCR})] \qquad (5.9.5.4.4c\text{-}2)$$

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d- ới mức $0{,}70 f_{Pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2.(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)

- Δf_{psR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pcR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dão cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	20.67	-19.73	25	39	38.07
Giữa nhịp	B1,B2	27.82	-21.9	25	41	37.56
Gối 2	B1,B2	25.78	-17.76	25	35	37.61

II.4.2.7 Tổng mất mát ứng suất trước

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa	Δf_{pT} MPa
Gối 1	B1,B2	94.5	20.67	-19.73	25	39	38.07	19751
Giữa nhịp	B1,B2	94.5	27.82	-21.9	25	41	37.56	203.98
Gối 2	B1,B2	94.5	25.78	-17.76	25	35	37.61	200.13

II.5 Kiểm tra tiết diện theo các trạng thái giới hạn

Trong bản mặt cầu kiểm tra các trạng thái giới hạn sau:

- Trạng thái giới hạn sử dụng: Kiểm tra ứng suất, nứt.
- Trạng thái giới hạn c- ờng độ: Kiểm tra sức kháng uốn, kháng cắt của tiết diện.

II.5.1 Trạng thái giới hạn sử dụng

➢ Giới hạn ứng suất cho cáp - st:

f_{pu} = 1860Mpa, *với loại tao thép đã đ ợc khử ứng suất d* 12.70, tao 3 sợi

A_{ps} = 592.2mm^2, E_p = 197000 Mpa

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7x1860 = 1302Mpa$
- C- ờng độ chảy qui định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9x1860 = 1674$ Mpa
- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8x1674 = 1339$ Mpa

➢ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

- *Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng tr ớc mất mát:*

$f'_c = 50Mpa$, sau 28 ngày

$f'_{ci} = 0.9x50 = 45$ Mpa c- ờng độ bê tông lúc truyền lực.

Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6x45 = -27$ Mpa

Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677$ Mpa

- *Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát:*

Giới hạn ứng suất nén: $-0.45f'_c = -22.5$ Mpa

Giới hạn ứng suất kéo : $0.5\sqrt{f'_c} = 3.535$ Mpa

II.5.1.1 Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

Công thức kiểm tra:

– Tại vị trí gối:

Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I}y_{bg} - \frac{M_s}{I}y_{bg} \geq -0,6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I}y_{tg} + \frac{M_s}{I}y_{tg} \leq 0,25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$$

– Tại vị trí giữa nhịp:

Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I}y_{bg} + \frac{M_s}{I}y_{bg} \leq 0,25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677$$

Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I}y_{tg} - \frac{M_s}{I}y_{tg} \geq -0,6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr- ớc lúc truyền lực (MPa)

  $F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES})$ Mpa

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M_S = mômen do tải trọng bản thân của bản tại tiết diện lúc truyền lực (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm^2)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	e mm	M_s Nm	y_t mm	y_b mm	F N	f_{bg} MPa	f_{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	703263	3.16E+10	288.2	43570000	348.21	351.79	952700	-1.83	-0.89	Ok
Giữa nhịp	253263	1.32E+09	63.88	57295000	123.88	126.12	948768	1.6	-9.03	Ok
Gối 2	703263	3.75E+10	288.2	43570000	348.21	351.79	947109	-1.75	-0.95	Ok

II.5.1.2 Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

Tại vị trí gối:

- Thớ d- ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bg} - \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.45 f_{ci}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

- Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{tg} + \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.5\sqrt{f_{ci}'} = 3.535 \text{ Mpa}$$

Tại vị trí giữa nhịp:

- Thớ d- ới;

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bg} + \frac{M_s}{I} y_{bg} \le 0.5\sqrt{f_{ci}'} = 3.535 \text{ Mpa}$$

- Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{tg} - \frac{M_s}{I} y_{tg} \ge -0.45 f_{ci}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

Formatted: Bullets and Numbering

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr- ớc sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)

  $F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pT})$ Mpa
- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)
- y_t, y_b= khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm^2)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	e mm	M Nmm	y_t mm	y_b mm	F KN	f_{bg} MPa	f_{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	703263	3.16E+10	288.21	43570000	348.21	351.79	872105	-1.71	-0.77	Ok
Giữa nhịp	253263	1.32E+09	63.88	57295000	123.88	126.12	866997	1.97	-8.7	Ok
Gối 2	703263	3.75E+10	288.21	43570000	348.21	351.79	870037	-1.64	-0.84	Ok

II.6 Kiểm tra nứt: kiểm tra ứng suất nh- trên đã đảm bảo chống nứt

II.6.1 Trạng thái giới hạn c- ờng độ 1

II.6.1.1 Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

$$M_u \le \phi M_n \qquad (5.7.3.2.1\text{-}1)$$

Trong đó:

- M_u = mômen tính toán ở trạng thái GHCĐI (MPa)
- ϕ = Hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; ϕ=1.0

  Dùng cho uốn và kéo bêtông cốt thép - st ϕ = 1.0
- M_n = Sức kháng danh định của mặt cắt (MPa)

  Với mặt cắt hình chữ nhật:

$$M_n = A_{ps} f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) \qquad (5.7.3.2.2\text{-}1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- a : chiều dày của khối ứng suất t- ơng đ- ơng (mm)-chiều cao chịu nén

  $a=c\beta_1$
- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05\frac{(50-28)}{7} = 0.6928$$

- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép ƯST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \qquad (5.7.3.1.1\text{-}1)$$

$$k = 2\left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) = 2\left(1.04 - \frac{1674}{1860}\right) = 0.28 \qquad (5.7.3.1.1\text{-}2)$$

- d_p : Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất tr- ớc (mm)

  d_p = 640 mm tại gối

  d_p = 190mm tại giữa bản
- c = khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_s' f_y'}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \qquad (5.7.3.1.1\text{-}4)$$

Tại gối : $c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{640}} = 36.8$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \frac{1860}{190}} = 35.46$$

- f'_c : C- ờng độ chịu nén qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)
- b_w : Chiều dày của phần chịu nén ; b_w = 1000mm

Kết quả kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	a mm	A_{ps} mm^2	f_{ps} MPa	d_p mm	ϕM_n KNm	M_u KNm	Duyệt
Gối 1	25.5	592.2	1816	640	674.56	234.07	Đạt
Giữa bản	24.56	592.2	1763	190	185.5	135.24	Đạt
Gối 2	25.5	592.2	1816	640	674.56	234.07	Đạt

II.6.1.2 Kiểm tra hàm l□ợng cốt thép

2.1 L□ợng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

L- ợng cốt thép - st và không ứng suất tr- ớc phải đ- ợc giới hạn sao cho :

$$\frac{c}{d_e} \le 0.42 \qquad (5.7.3.3.1\text{-}1)$$

- $d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)
- c : khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm) đã đ- ợc tính toán ở trên

Kết quả kiểm tra hàm l□ợng thép tối đa

Formatted: Bullets and Numbering

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	640	36.8	0.0575	Đạt
Giữa nhịp	190	35.46	0.19	Đạt
Gối 2	640	36.8	0.0575	Đạt

2.2 Lượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

- 1,2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Trong đó M_{cr} được tính bằng công thức :

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t}(f_r + f_{pe} - f_d) \qquad \text{(Handbook-C10)}$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân M tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén trước có hiệu (Mpa)

  f_r : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông (Mpa)

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_C} = 0.63\sqrt{50} = 4.454 \text{Mpa}$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất trước (mm^2)
- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép ƯST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \qquad (5.7.3.1.1\text{-}1)$$

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (mm^2, mm^4)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất trước (mm^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)

Formatted: Bullets and Numbering

- ϕ : hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2; ϕ=1.0

- 1,33 lần momen tính toán cần thiết đối với tổ hợp tải trọng cường độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u$$

(3.4.1.1)

Kết quả kiểm toán được đưa ra ở các bảng sau:

Bảng tính toán sức kháng nứt $1.2M_{cr}$

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	M Nmm	e mm	y_t mm	y_b mm	f_{pe} Mpa	f_d Mpa	$1.2M_{cr}$ kNm
Gối 1	703263	3.75E+10	43570000	288.7	348.66	351.34	-7.04	0.408	386.45
Giữa nhịp	253263	1.30E+09	57295000	64.16	124.16	125.84	-10.52	5.46	145.9
Gối 2	703263	3.75E+10	43570000	288.7	348.66	351.34	-7.04	0.408	386.5

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	$1.2M_{cr}$ kNm	$1.33M_u$ kNm	Duyệt
Gối 1	674.56	386.45	311.31	Đạt
Giữa nhịp	185.5	145.9	179.86	Đạt
Gối 2	674.56	386.5	311.31	Đạt

II.6.1.3 Kiểm tra sức kháng cắt

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \le \phi V_n \qquad (5.8.2.4\text{-}1)$$

Trong đó :

- V_u : Lực cắt tính toán lấy theo TTGHCĐ1
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3\text{-}1) \\ 0.25 f_c b_v d_v + V_p & (5.8.3.3\text{-}2) \end{cases}$$

Trong đó : $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\, b_v d_v$

(5.8.3.3-3)

$$V_s = \frac{A_v d_v f_y (\cot g\theta + \cot g\alpha)\sin\alpha}{s} \qquad (5.8.3.3\text{-}4)$$

ở đây :

- b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)
- d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ- ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)
- s : Cự li cốt thép đai (mm)
- β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ- ợc qui định trong điều 5.8.3.4
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác đinh theo điều 5.8.3.4 (độ)
- α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)
- A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự li s (mm^2)
- V_p : Thành phần lực ứng suất tr- ớc có hiệu trên h- ớng lực cắt tác dụng, là d- ơng nếu ng- ợc chiều lực cắt(N)
- V_c : Sức kháng cắt danh định của bê tông(N).
- V_s : Sức kháng cắt danh định của cốt thép(N).

Kiểm toán lực cắt có thể kiểm tra tại mặt của cấu kiện đỡ, trong đồ án này sẽ kiểm tra tại tim cấu kiện đỡ (có lực cắt lớn)

Mômen và lực cắt tính toán theo TTGHCĐ 1 (tại gối)

M_u = 163.85KNm

V_u = 231.058KN

~~d.~~*Xác định V_p*

Vì tại tiết diện gối và tiết diện ở mặt cấu kiện đỡ, đ- ờng cáp đi ngang nên thành phần V_p trên h- ớng lực cắt là bằng 0

~~e.~~*Xác định d_v và b_v*

-Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v:

$$d_v = \max\begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_p - a/2 \end{cases}$$

Ta có d_p = 640 mm tại gối

$$\begin{cases} a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.8 = 25.5 \\ 0.9d_e = 0.9*640 = 576\text{mm} \\ 0.72h = 0.72*700 = 504\text{ mm} \end{cases}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 640 - \frac{25,5}{2} = 627.25 \text{ mm}$$

$\Rightarrow d_v$ =627.25 mm

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v:

b_v= 1000mm

~~f.~~*Xác định β và θ*

Để xác định đ- ợc θ và β ta phải thông qua các giá trị sau v/f'$_c$ và ε_x.

ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi.V_p}{\phi.b_v.d_v} = \frac{231.058 \times 10^3}{0,9 \times 1000 \times 627.25} = 0.41 \text{ MPa} \qquad (5.8.3.4.2\text{-}1)$$

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.41}{50} = 0.0082$$

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện xác định theo :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \le 0.002 \qquad (5.8.3.4.2\text{-}2)$$

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện (m^2)
- M_u : Mô men tính toán (Nmm)
- N_u : Lực dọc trục tính toán (N)
- V_u : Lực cắt tính toán (N)
- E_s : Môđun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Môđun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

  $f_{po} = f_{pe} + f_{pc}\frac{E_p}{E_c}$ f_{pe} : ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.

  $f_{pe} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1302 - 190.61 = 1111.39$ MPa
- f_{pc} : ứng suất trong bêtông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát, để an toàn lấy $f_{pc} = 0$

  $\Rightarrow f_{po} = 1111.39$ MPa

Giả thiết $\theta = 30^0$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{163.85 * 10^6}{627.25} + 0,5 * 241.21 * 10^3 * \cot g30 - 592.2 * 1111.39}{197000 * 592.2} = -1.54x10^{-3}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ợc $\theta = 27^0$, $\beta = 6.75$

g. Xác định V_c và V_s

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\, b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 6.75 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 627.25 = 2484892N$$

Trong bản mặt cầu không thiết kế cốt thép ngang (cốt đai, cốt xiên) nên $V_s = 0$

h. Tính sức kháng danh định của tiết diện

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 2484892 + 0 + 0 = 2484892N = 2484.9KN \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_d = 0.25*50*1000*627.25 + 0 = 7840.6\ KN \end{cases}$$

$\Rightarrow V_n = 2484.9KN$

$\Rightarrow \phi V_n = 0.9*2484.9 = 2236.41\ KN$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 231.058\ KN \leq \phi V_n$

II.6.1.4 Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ phải đ- ợc đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra tr- ớc các thay đổi nhiệt độ hàng ngày.

Diện tích cốt thép trong mỗi h- ớng không đ- ợc nhỏ hơn :

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y} \qquad (5.10.8.2.-1)$$

ở đây :

- A_g = Tổng diện tích mặt cắt (mm^2) , ta tính cho 1mm rộng
- f_y = C- ờng độ chảy qui định của thanh thép (Mpa)

+Tiết diện giữa nhịp

$A_G = 250*1000 = 250000\ mm^2$

$$A_s \geq 0.75x \frac{250000}{400} = 468.75\ (mm^2/m))$$

Chọn N_o16 a=300 mm,có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi ph- ơng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6\ mm^2/m$

+Tại tiết diện gối

$A_g = 700*1000 = 700000\ mm^2$

$$A_s \geq 0.75x \frac{700000}{400} = 1312.5\ (mm^2/m))$$

Chọn N_o16 a=200mm,có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi ph- ơng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6\ mm^2/m$

Kết luận :

Phiá đáy bản bố trí cốt dọc theo cốt chính là ϕ16 a=200

Còn lại bố trí cốt cấu tạo theo điều kiện chịu co ngót và nhiệt độ là ϕ16 a = 300

(cốt thép còn đ- ợc tính lại ở phần dầm chủ)

CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC

I.1 Kích thước kết cấu và mặt cắt ngang dầm

I.1.1 Thiết kế đường cong biên dầm:

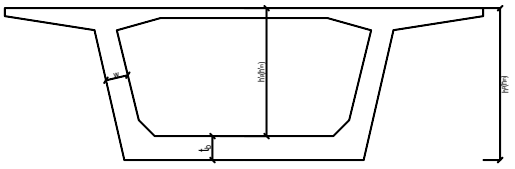
Ưu điểm của thiết kế dầm có chiều cao thay đổi.

- Tiết kiệm vật liệu, bê tông và thép dự ứng lực được bố trí phù hợp cả trong thi công và khai thác.
- Giảm được ứng suất cắt.
- Kết cấu có hình dáng đẹp.

Formatted: Bullets and Numbering

Để bố trí cốt thép chịu cắt phân bố đều, và bề rộng sườn dầm thay đổi đều theo chiều dài dầm, ta chọn đường cong biên dầm có bậc từ 1 ÷ 2. Trong tính toán đặc trưng hình học mặt cắt ngang dầm, lấy đường cong dạng bậc 2.

$$y_1 = a_1 x^2 + b_1$$



$$a_1 = \frac{h_p - h_m}{L^2}$$

$$b_1 = h_m$$

trong đó :

- h_P : Chiều cao dầm tại mặt cắt sát đỉnh trụ.
- h_m : Chiều cao dầm tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phần cánh hẫng cong.
- y_1 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

I.1.2 Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

- Trọng l- ợng bản thân.
- Lực nén do mô men uốn và lực cắt gây ra.
- Trọng l- ợng của các thiết bị, ván khuôn trong quá trình thi công.

Để phù hợp với đặc điểm chịu lực, bản đáy hộp th- ờng có bề dày thay đổi.

- Tại giữa nhịp: Chiều dày bản đáy hộp phụ thuộc vào yêu cầu về khoảng cách từ tim bó cáp dự ứng lực tới mép bê tông. Do có bố trí cáp dự ứng lực, chọn chiều dầy bản đáy tại giữa nhịp bằng 300mm.
- Tại khu vực gần trụ: Chiều dày bản đáy tăng lên để chịu lực nén lớn do mô men uốn và lực cắt gây ra, th- ờng nằm trong khoảng $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 800mm

Formatted: Bullets and Numbering

Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gần trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đ- ờng cong bậc 2 :

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

$$a_1 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$

$$b_2 = h'_m$$

trong đó :

- h'_P : Khoảng cách tính từ mặt đ- ờng xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ
- h'_m : Khoảng cách tính từ mặt đ- ờng xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phần cánh hẫng cong.
- y_2 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

Chiều dày đáy hộp đ- ợc tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

I.1.3 Thiết kế s- ờn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

- Lực cắt do trọng l- ợng dầm và hoạt tải.

- Một phần mô men uốn truyền xuống từ bản mặt cầu, mô men xoắn do tải trọng lệch tâm gây ra.

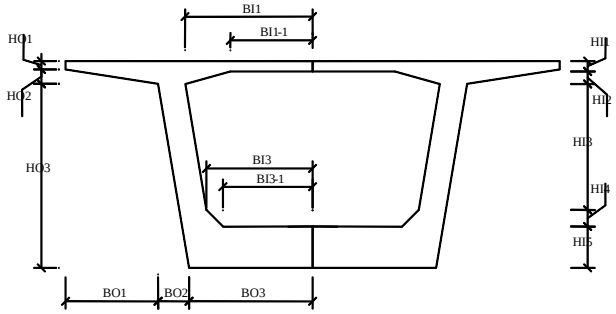
Chiều dầy sườn phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Đủ khả năng chịu lực
- Đủ tĩnh không để đổ bê tông.

Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày sườn thay đổi tuyến tính với các đặc trưng như sau :

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 5.74 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ 0.8 ÷ 0.3 m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 12.5m có chiều dày không thay đổi 0.25 m, sườn dầm dày 0.75 m.

Sau đây là chiều cao, chiều dày dầm và bề dày sườn hộp của một số tiết diện

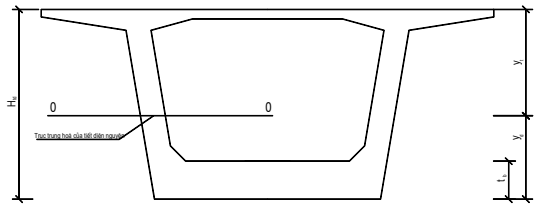


Thứ tự	Tiết diện	HO1	HO2	HO3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	BI1	BI1-1	BI3	BI3-1

1	*1*	0.25	0.75	1.3	2.95	0.43	3.17	0.25	0.5	0.58	0.4	0.32	2.8	1.3	3.17	2.77
2	*2*	0.25	0.75	1.37	2.95	0.35	3.16	0.25	0.5	0.66	0.4	0.37	2.8	1.3	3.16	2.76
3	3	0.25	0.75	1.48	2.95	0.315	3.15	0.25	0.5	0.78	0.4	0.42	2.8	1.3	3.15	2.75
4	4	0.25	0.75	1.65	2.95	0.28	3.135	0.25	0.5	0.933	0.4	0.47	2.8	1.3	3.135	2.735
5	5	0.25	0.75	1.89	2.95	0.25	3.11	0.25	0.5	0.97	0.4	0.52	2.8	1.3	3.11	2.71
6	6	0.25	0.75	2.18	2.95	0.22	3.08	0.25	0.5	1.21	0.4	0.57	2.8	1.3	3.08	2.68
7	7	0.25	0.75	2.49	2.95	0.19	3.05	0.25	0.5	1.48	0.4	0.61	2.8	1.3	3.05	2.65
8	8	0.25	0.75	2.78	2.95	0.165	3.02	0.25	0.5	1.73	0.4	0.65	2.8	1.3	3.02	2.62
9	9	0.25	0.75	3.1	2.95	0.15	2.985	0.25	0.5	2.01	0.4	0.69	2.8	1.3	2.985	2.585
10	10	0.25	0.75	3.47	2.95	0.14	2.87	0.25	0.5	2.34	0.4	0.73	2.8	1.3	2.95	2.55
11	11	0.25	0.75	4.3	2.95	0.13	2.95	0.25	0.5	3.1	0.4	0.8	2.8	1.3	2.87	2.47

I.2 Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện

Bằng cách chia nhỏ tiết diện nguyên thành các tam giác và hình chữ nhật, ta lần l- ợt tính diện tích tiết diện, mômen tĩnh, vị trí trục trung hoà và cuối cùng là mômen quán tính của tiết diện. Đặc tr- ng hình học tiết diện đ- ợc tính cho một nửa cầu, các mặt cắt còn lại mang tính chất đối xứng.



Tiết diện	K/c từ gối	A	s	I	y_t	y_d	H_{td}	t_b
	m	m^2	m^3	m^4	m	m	m	m
1	0	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
2	14	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
3	16	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
4	20	7.480	10.510	5.262	0.835	1.405	2.24	0.337
5	24	7.742	11.163	6.072	0.898	1.442	2.34	0.375
6	28	7.984	12.047	7.155	0.971	1.509	2.48	0.404
7	32	8.242	13.133	8.567	1.057	1.593	2.65	0.433
8	35	8.520	14.555	10.538	1.162	1.708	2.87	0.46
9	38	8.843	16.349	13.257	1.291	1.849	3.14	0.49
10	41	9.175	18.398	16.670	1.435	2.005	3.44	0.52
11	44	9.534	20.880	21.166	1.600	2.190	3.79	0.55

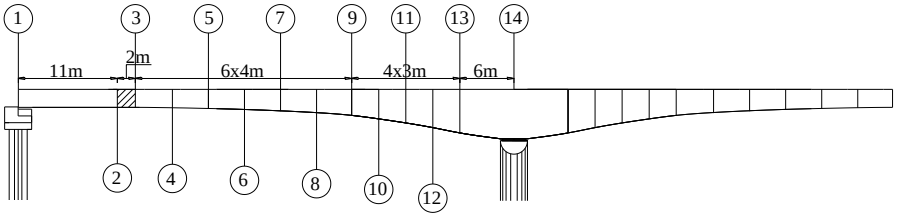
II. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM

Vì trong quá trình thi công hẫng nội lực hình thành dần qua các b- ớc thi công, nên để tính nội lực trong dầm chủ ta phải xem xét quá trình làm việc qua các giai đoạn thi công.

Nội lực hình thành dần qua các giai đoạn thi công và sơ đồ tính nội lực đ- ợc mô hình hoá để tính toán sẽ trình bày sau đây. Tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công đó ta sẽ có biểu đồ bao nội lực thi công. Sau đó tính toán nội lực trong giai đoạn khai thác. Cuối cùng ta tổ hợp lấy đ- ờng bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta đ- ợc nội lực thiết kế.

II.1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



II.1.1 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

a. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng trên trụ T2, T3

Để thực hiện việc đúc hẫng ta phải thi công đốt K0 trên đà giáo mở rộng trụ. Các khối K0 phải liên kết tạm thời với đỉnh trụ thông qua các các thanh c- ờng độ cao

Trong b- ớc này tải trọng tác dụng lên dầm gồm có trọng l- ợng bản thân của các đốt đúc, trọng l- ợng xe đúc P (kể cả ván khuôn, thiết bị thi công và ng- ời).

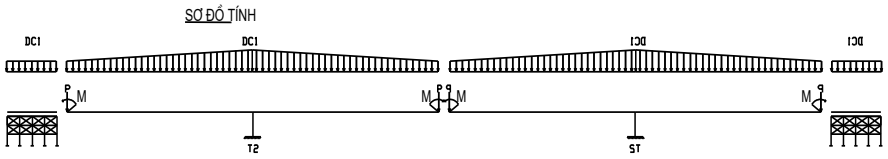
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụT4, T5 hai xe đúc đứng ở K8.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là P =450KN , M=200 KN.m tải trọng do trọng l- ợng bản thân dầm đ- ợc tính là tải trọng phân bố theo hình thang trên mỗi đốt đúc và có giá trị bằng diện tích mặt cắt nhân với trọng l- ợng riêng của bê tông $\gamma = 2.4$ T/m^3.

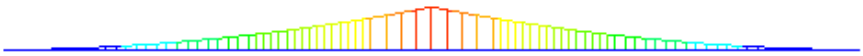
Khi thi công đúc hẫng từng cặp đốt đối xứng, khi bê tông đạt c- ờng độ tiến hành căng cáp - st.

Sau khi tiến hành đúc hẫng cân bằng trên các trụ xong, tiến hành xây lắp đoạn dúc trên đà giáo phục vụ cho quá trình hợp long nhịp biên.

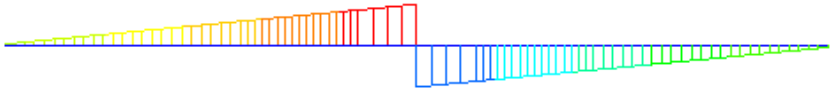
Ta có sơ đồ tính nh- sau:



Biểu đồ mômen và lực cắt thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Biểu đồ Mômen My



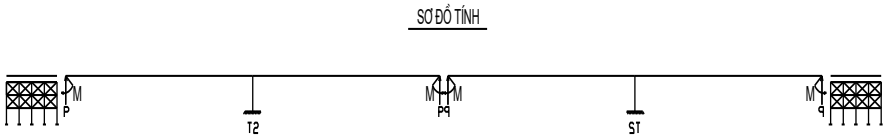
Biểu đồ lực cắt Fz

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	*0*	*DC1,XD*	0	0	0	0	0	0
2	11	*DC1,XD*	0	0	0	0	0	0
3	13	*DC1,XD*	450	-450	405	-405	563	-563
4	17	*DC1,XD*	1330	-4010	1197	-3609	1663	-5013
5	21	*DC1,XD*	2242	-11154	2018	-10039	2803	-13943
6	25	*DC1,XD*	3190	-22018	2871	-19816	3988	-27523
7	29	*DC1,XD*	4182	-36762	3764	-33086	5228	-45953
8	33	*DC1,XD*	5222	-55570	4700	-50013	6528	-69463
9	37	*DC1,XD*	6314	-78642	5683	-70778	7893	-98303
10	40	*DC1,XD*	7169	-98867	6452	-88980	8961	-123583
11	43	*DC1,XD*	8060	-121710	7254	-109539	10075	-152138
12	46	*DC1,XD*	8987	-147281	8088	-132552	11234	-184101
13	49	*DC1,XD*	9947	-175682	8952	-158113	12434	-219602
14T	55	*DC1,XD*	11795	-240908	10616	-216817	14744	-301134
14P	55	*DC1,XD*	-11795	-240908	-10616	-216817	-14744	-301134
15	61	*DC1,XD*	-9947	-175682	-8952	-158113	-12434	-219602
16	64	*DC1,XD*	-8987	-147281	-8088	-132552	-11234	-184101
17	67	*DC1,XD*	-8060	-121710	-7254	-109539	-10075	-152138
18	70	*DC1,XD*	-7169	-98867	-6452	-88980	-8961	-123583
19	73	*DC1,XD*	-6314	-78642	-5683	-70778	-7893	-98303
20	77	*DC1,XD*	-5222	-55570	-4700	-50013	-6528	-69463
21	81	*DC1,XD*	-4182	-36762	-3764	-33086	-5228	-45953
22	85	*DC1,XD*	-3190	-22018	-2871	-19816	-3988	-27523
23	89	*DC1,XD*	-2242	-11154	-2018	-10039	-2803	-13943
24	93	*DC1,XD*	-1330	-4010	-1197	-3609	-1663	-5013
25	97	*DC1,XD*	-450	-450	-405	-405	-563	-563

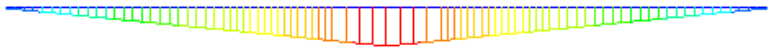
b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T2, T3 được tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc tương đương với việc tác dụng cặp lực ngược trở lại trên 2 cánh hẫng.

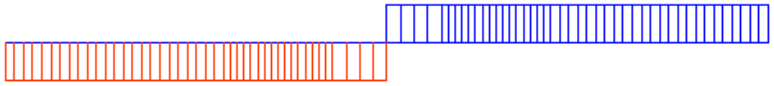
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen và lực cắt thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Biểu đồ Mômen My



Biểu đồ lực cắt Fz

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	*XD*	0	0	0	0	0	0
2	11	*XD*	0	0	0	0	0	0
3	13	*XD*	-450	450	-405	405	-563	563
4	17	*XD*	-450	2250	-405	2025	-563	2813
5	21	*XD*	-450	4050	-405	3645	-563	5063
6	25	*XD*	-450	5850	-405	5265	-563	7313
7	29	*XD*	-450	7650	-405	6885	-563	9563
8	33	*XD*	-450	9450	-405	8505	-563	11813
9	37	*XD*	-450	11250	-405	10125	-563	14063
10	40	*XD*	-450	12600	-405	11340	-563	15750
11	43	*XD*	-450	13950	-405	12555	-563	17438
12	46	*XD*	-450	15300	-405	13770	-563	19125
13	49	*XD*	-450	16650	-405	14985	-563	20813
14T	55	*XD*	-450	19350	-405	17415	-563	24188
14P	55	*XD*	450	19350	405	17415	563	24188
15	61	*XD*	450	16650	405	14985	563	20813
16	64	*XD*	450	15300	405	13770	563	19125
17	67	*XD*	450	13950	405	12555	563	17438
18	70	*XD*	450	12600	405	11340	563	15750
19	73	*XD*	450	11250	405	10125	563	14063
20	77	*XD*	450	9450	405	8505	563	11813
21	81	*XD*	450	7650	405	6885	563	9563
22	85	*XD*	450	5850	405	5265	563	7313
23	89	*XD*	450	4050	405	3645	563	5063
24	93	*XD*	450	2250	405	2025	563	2813
25	97	*XD*	450	450	405	405	563	563

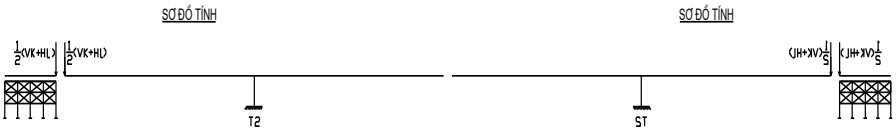
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

Sử dụng bộ ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng l- ợng của ván khuôn và trọng l- ợng đốt hợp long. Tải trọng trong thời gian bê tông còn - ớt tác dụng lên phần cánh hẫng và tác dụng trực tiếp và giàn giáo với giá trị bằng $\frac{1}{2}(VK + HL)$

Với : Tải trọng ván khuôn nặng : VK= 20(T)=200 KN

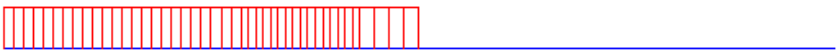
HL=432.7 KN

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas

Biểu đồ Mômen My



Biểu đồ lực cắt Fz

Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	*(VK+HL)/2*	0	0	0	0	0	0
2	11	*(VK+HL)/3*	0	0	0	0	0	0
3	13	*(VK+HL)/4*	316	0	285	0	395	0
4	17	*(VK+HL)/5*	316	-1265	285	-1139	395	-1582
5	21	*(VK+HL)/6*	316	-2531	285	-2278	395	-3164
6	25	*(VK+HL)/7*	316	-3796	285	-3417	395	-4745
7	29	*(VK+HL)/8*	316	-5062	285	-4555	395	-6327
8	33	*(VK+HL)/9*	316	-6327	285	-5694	395	-7909
9	37	*(VK+HL)/10*	316	-7592	285	-6833	395	-9491
10	40	*(VK+HL)/11*	316	-8541	285	-7687	395	-10677
11	43	*(VK+HL)/12*	316	-9491	285	-8541	395	-11863
12	46	*(VK+HL)/13*	316	-10440	285	-9396	395	-13049
13	49	*(VK+HL)/14*	316	-11389	285	-10250	395	-14236
14T	55	*(VK+HL)/15*	316	-13287	285	-11958	395	-16609

d. Giai đoạn 4 : Căng cáp, hạ giàn giáo, giáo ván khuôn nhịp biên.

Sau khi bê tông khối hợp long đạt cường độ, tiến hành căng cáp dương tại nhịp biên, bêtông bị tách ra khỏi hệ giàn giáo và toàn bộ trọng lượng của phần đúc trên đà giáo sẽ lên cánh hẫng và gối.

- Tải trọng tác dụng:

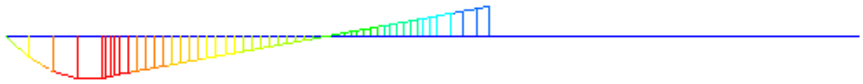
+ Lực căng của bó cốt thép dương tại nhịp biên.

+ Tải trọng phân bố đều của đoạn đúc trên đà giáo và khối hợp long,tải trọng tập trung của một nửa trọng lượng ván khuôn và khối hợp long .

q=HL/2=208.9032(KN/m)

Sơ đồ tính:

Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Biểu đồ Mômen My

Biểu đồ lực cắt Fz

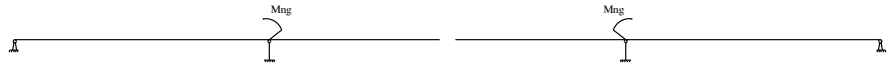
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	*q,HL/2,VK/2*	-2113	0	-1902	0	-2641	0
2	11	*q,HL/2,VK/3*	484	10149	436	9134	605	12687
3	13	*q,HL/2,VK/4*	384	9181	346	8263	480	11477
4	17	*q,HL/2,VK/5*	384	7646	346	6881	480	9557
5	21	*q,HL/2,VK/6*	384	6110	346	5499	480	7638
6	25	*q,HL/2,VK/7*	384	4575	346	4117	480	5718
7	29	*q,HL/2,VK/8*	384	3039	346	2735	480	3799
8	33	*q,HL/2,VK/9*	384	1504	346	1353	480	1879
9	37	*q,HL/2,VK/10*	384	-32	346	-29	480	-40
10	40	*q,HL/2,VK/11*	384	-1184	346	-1065	480	-1480
11	43	*q,HL/2,VK/12*	384	-2335	346	-2102	480	-2919
12	46	*q,HL/2,VK/13*	384	-3487	346	-3138	480	-4359
13	49	*q,HL/2,VK/14*	384	-4639	346	-4175	480	-5799
14T	55	*q,HL/2,VK/15*	384	-6942	346	-6248	480	-8678

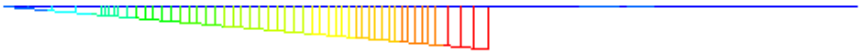
e. Giai đoạn 5: Tháo ngàm

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T2,T3. Sơ đồ tính t- ơng đ- ơng với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

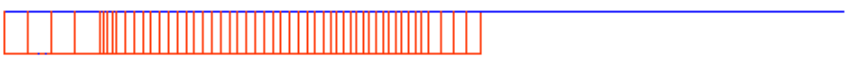
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Biểu đồ Mômen My



Biểu đồ lực cắt Fz

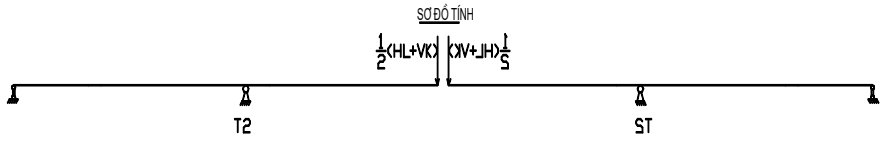
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	*Mng*	-460	0	0	0	0	0
2	11	*Mng*	-460	4046	4046	4046	4046	4046
3	13	*Mng*	-460	4781	4781	4781	4781	4781
4	17	*Mng*	-460	6253	6253	6253	6253	6253
5	21	*Mng*	-460	7724	7724	7724	7724	7724
6	25	*Mng*	-460	9195	9195	9195	9195	9195
7	29	*Mng*	-460	10666	10666	10666	10666	10666
8	33	*Mng*	-460	12137	12137	12137	12137	12137
9	37	*Mng*	-460	13609	13609	13609	13609	13609
10	40	*Mng*	-460	14712	14712	14712	14712	14712
11	43	*Mng*	-460	15815	15815	15815	15815	15815
12	46	*Mng*	-460	16919	16919	16919	16919	16919
13	49	*Mng*	-460	18022	18022	18022	18022	18022
14T	55	*Mng*	-460	20229	20229	20229	20229	20229

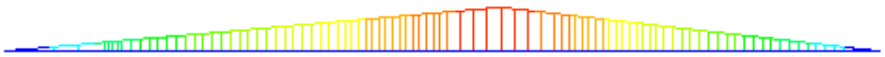
f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa

Tiến hành hợp long nhịp T2 – T3: tiến xe đúc trên trụ T2 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối l- ợng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông đốt hợp long. Trọng l- ợng của đốt hợp long (khi bêtông ch- a đông cứng) chia đều cho hai cánh hẫng với giá trị bằng $\frac{1}{2}(VK + HL)$.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Biểu đồ Mômen My

Biểu đồ lực cắt Fz

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	*(VK+HL)/2*	242	0	217	0	302	0
2	11	*(VK+HL)/2*	242	-2657	217	-2392	302	-3322
3	13	*(VK+HL)/2*	242	-3140	217	-2826	302	-3926
4	17	*(VK+HL)/2*	242	-4107	217	-3696	302	-5134
5	21	*(VK+HL)/2*	242	-5073	217	-4566	302	-6341
6	25	*(VK+HL)/2*	242	-6039	217	-5435	302	-7549
7	29	*(VK+HL)/2*	242	-7006	217	-6305	302	-8757
8	33	*(VK+HL)/2*	242	-7972	217	-7175	302	-9965
9	37	*(VK+HL)/2*	242	-8938	217	-8044	302	-11173
10	40	*(VK+HL)/2*	242	-9663	217	-8697	302	-12079
11	43	*(VK+HL)/2*	242	-10388	217	-9349	302	-12985
12	46	*(VK+HL)/2*	242	-11113	217	-10001	302	-13891
13	49	*(VK+HL)/2*	242	-11837	217	-10654	302	-14797
14T	55	*(VK+HL)/2*	242	-13287	217	-11958	302	-16608
14P	55	*(VK+HL)/2*	-316	-13287	-285	-11958	-395	-16608
15	61	*(VK+HL)/2*	-316	-11389	-285	-10250	-395	-14236
16	64	*(VK+HL)/2*	-316	-10440	-285	-9396	-395	-13049
17	67	*(VK+HL)/2*	-316	-9491	-285	-8541	-395	-11863
18	70	*(VK+HL)/2*	-316	-8541	-285	-7687	-395	-10677
19	73	*(VK+HL)/2*	-316	-7592	-285	-6833	-395	-9491
20	77	*(VK+HL)/2*	-316	-6327	-285	-5694	-395	-7909
21	81	*(VK+HL)/2*	-316	-5062	-285	-4555	-395	-6327
22	85	*(VK+HL)/2*	-316	-3796	-285	-3417	-395	-4745
23	89	*(VK+HL)/2*	-316	-2531	-285	-2278	-395	-3164
24	93	*(VK+HL)/2*	-316	-1265	-285	-1139	-395	-1582
25	97	*(VK+HL)/2*	-316	0	-285	0	-395	0

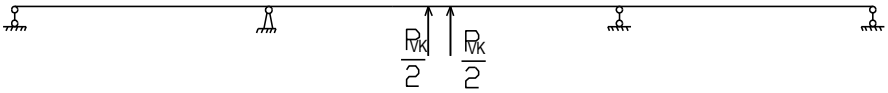
g-

Formatted: Bullets and Numbering

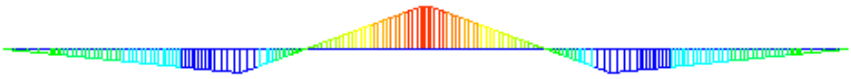
g. Giai đoạn 7 : Căng cáp, tháo ván khuôn đốt hợp long

Sau khi bê tông đạt đủ cường độ, tiến hành căng cáp dưỡng và tháo xe đúc đốt hợp long. Việc tháo xe đúc tương đương với việc tác dụng ngược trở lại của trọng lượng xe đúc, trên sơ đồ liên tục.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.V.10



Biểu đồ Mômen My

Biểu đồ lực cắt Fz

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	*VK/2*	-27	0	-25	0	-34	0
2	11	*VK/2*	-27	301	-25	271	-34	377
3	13	*VK/2*	-27	356	-25	320	-34	445
4	17	*VK/2*	-27	466	-25	419	-34	582
5	21	*VK/2*	-27	575	-25	518	-34	719
6	25	*VK/2*	-27	685	-25	616	-34	856
7	29	*VK/2*	-27	794	-25	715	-34	993
8	33	*VK/2*	-27	904	-25	813	-34	1130
9	37	*VK/2*	-27	1013	-25	912	-34	1267
10	40	*VK/2*	-27	1096	-25	986	-34	1369
11	43	*VK/2*	-27	1178	-25	1060	-34	1472
12	46	*VK/2*	-27	1260	-25	1134	-34	1575
13	49	*VK/2*	-27	1342	-25	1208	-34	1678
14T	55	*VK/2*	-27	1506	-25	1356	-34	1883
14P	55	*VK/2*	100	1506	90	1356	125	1883
15	61	*VK/2*	100	906	90	816	125	1133
16	64	*VK/2*	100	606	90	546	125	758
17	67	*VK/2*	100	306	90	276	125	383
18	70	*VK/2*	100	6	90	6	125	8
19	73	*VK/2*	100	-294	90	-264	125	-367
20	77	*VK/2*	100	-694	90	-624	125	-867
21	81	*VK/2*	100	-1094	90	-984	125	-1367
22	85	*VK/2*	100	-1494	90	-1344	125	-1867
23	89	*VK/2*	100	-1894	90	-1704	125	-2367
24	93	*VK/2*	100	-2294	90	-2064	125	-2867
25	97	*VK/2*	100	-2694	90	-2424	125	-3367

❖ **Bảng tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công**

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt(KN)		Mô men(KNm)	
		Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán
1	*0*	-2266	-2833	0	0
2	11	330	413	14496	18120
3	13	547	683	14319	17899
4	17	1427	1783	11339	14173
5	21	2339	2923	4774	5968
6	25	3287	4108	-5510	-6887
7	29	4279	5348	-19674	-24593
8	33	5319	6648	-37902	-47378
9	37	6411	8013	-60394	-75493
10	40	7266	9082	-80184	-100230
11	43	8157	10196	-102593	-128241
12	46	9084	11355	-127728	-159661
13	49	10044	12555	-155695	-194618
14T	55	11892	14865	-220051	-275064
14P	55	-11561	-14452	-220051	-275064
15	61	-9713	-12142	-158125	-197656
16	64	-8753	-10942	-131374	-164218
17	67	-7826	-9783	-107454	-134317
18	70	-6935	-8669	-86260	-107825
19	73	-6080	-7600	-67686	-84607
20	77	-4988	-6235	-46814	-58517
21	81	-3948	-4935	-30206	-37757
22	85	-2956	-3695	-17662	-22077
23	89	-2008	-2510	-8998	-11247
24	93	-1096	-1370	-4054	-5067
25	97	-216	-270	-2694	-3367

h. Giai đoạn 8: Giai đoạn hoàn thiện

Thi công lan can, lớp mui luyện, phòng n- ớc, lớp bảo vệ, bêtông asphalt. (tĩnh tải giai đoạn 2)

Tải trọng tác dụng coi là tải phân bố đều trên toàn bộ chiều dài. Tải trọng lan can(DC2),

+Tải trọng lớp mặt cầu (DW)

DW=dlp*Blp* γ_{lp}

Trong đó:

dlp : chiều dày trung bình của lớp mặt đ- ờng,lấy trong thiết kế sơ bộ=12 cm =0.12 m

Blp : bề rộng của các lớp mặt đ- ờng,B=11 m .

γ_{lp} : tỷ trọng của lớp phủ,lấy trung bình =22.5 KN/m

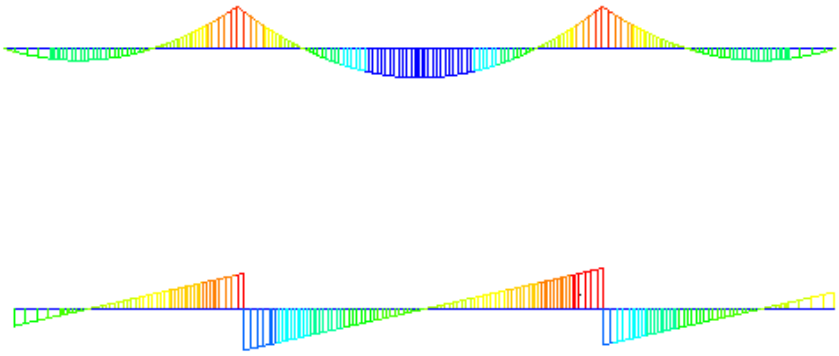
DW=0.12*11*22.5=29.7 KN/m

+ Tĩnh tải lan can(DC2) phân bố đều tính cả 2 bên lan can+gờ chắn

DC2 = 7.5(KN/m)

Sơ đồ tính:

Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01



Biểu đồ nội lực do lan can và lớp phủ gây ra

NỘI LỰC DO LAN CAN GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	*LC*	-132	0	-119	0	-165	0
2	11	*LC*	-49	997	-44	898	-62	1247
3	13	*LC*	-34	1081	-31	973	-43	1352
4	17	*LC*	-4	1159	-4	1043	-6	1449
5	21	*LC*	26	1117	23	1005	32	1396
6	25	*LC*	56	954	50	859	69	1193
7	29	*LC*	86	672	77	605	107	840
8	33	*LC*	116	270	104	243	144	337
9	37	*LC*	146	-253	131	-227	182	-316
10	40	*LC*	168	-723	151	-651	210	-904
11	43	*LC*	191	-1261	172	-1135	238	-1577
12	46	*LC*	213	-1867	192	-1680	266	-2333
13	49	*LC*	236	-2540	212	-2286	294	-3175
14T	55	*LC*	281	-4088	253	-3679	351	-5110
14P	55	*LC*	-323	-4088	-290	-3679	-403	-5110
15	61	*LC*	-278	-2288	-250	-2059	-347	-2860
16	64	*LC*	-255	-1489	-230	-1340	-319	-1862
17	67	*LC*	-233	-758	-209	-682	-291	-948
18	70	*LC*	-210	-94	-189	-85	-263	-118
19	73	*LC*	-188	502	-169	452	-234	627
20	77	*LC*	-158	1192	-142	1073	-197	1490
21	81	*LC*	-128	1762	-115	1586	-159	2202
22	85	*LC*	-98	2212	-88	1991	-122	2765
23	89	*LC*	-68	2542	-61	2288	-84	3177
24	93	*LC*	-38	2752	-34	2477	-47	3440
25	97	*LC*	-8	2842	-7	2558	-9	3552

NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	*LP*	-522	0	-470	0	-653	0
2	11	*LP*	-196	3950	-176	3555	-245	4937
3	13	*LP*	-136	4282	-123	3853	-170	5352
4	17	*LP*	-18	4589	-16	4130	-22	5736
5	21	*LP*	101	4422	91	3979	127	5527
6	25	*LP*	220	3779	198	3401	275	4723
7	29	*LP*	339	2661	305	2395	424	3326
8	33	*LP*	458	1068	412	961	572	1334
9	37	*LP*	577	-1001	519	-901	721	-1251
10	40	*LP*	666	-2864	599	-2578	832	-3580
11	43	*LP*	755	-4994	679	-4495	943	-6243
12	46	*LP*	844	-7392	759	-6653	1055	-9240
13	49	*LP*	933	-10057	840	-9051	1166	-12572
14T	55	*LP*	1111	-16189	1000	-14570	1389	-20237
14P	55	*LP*	-1277	-16189	-1149	-14570	-1596	-20237
15	61	*LP*	-1099	-9061	-989	-8155	-1374	-11327
16	64	*LP*	-1010	-5898	-909	-5308	-1262	-7373
17	67	*LP*	-921	-3002	-829	-2702	-1151	-3753
18	70	*LP*	-832	-374	-748	-337	-1040	-467
19	73	*LP*	-743	1987	-668	1788	-928	2484
20	77	*LP*	-624	4720	-561	4248	-780	5900
21	81	*LP*	-505	6977	-454	6279	-631	8721
22	85	*LP*	-386	8759	-347	7883	-483	10949
23	89	*LP*	-267	10066	-241	9059	-334	12582
24	93	*LP*	-149	10897	-134	9807	-186	13622
25	97	*LP*	-30	11254	-27	10128	-37	14067

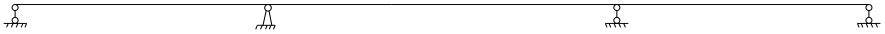
Formatted: Centered

i. Giai đoạn 9: Đ- a kết cấu vào khai thác sử dụng

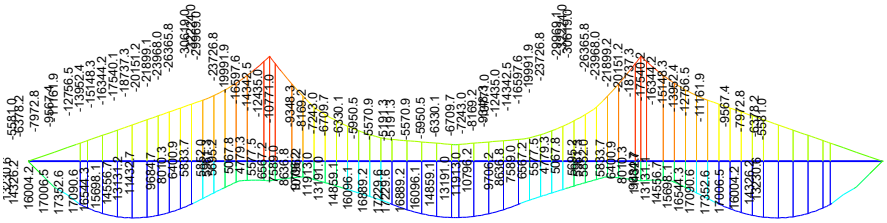
Trong giai đoạn này kết cấu nhịp đ- ợc tính toán với các tải trọng khai thác:

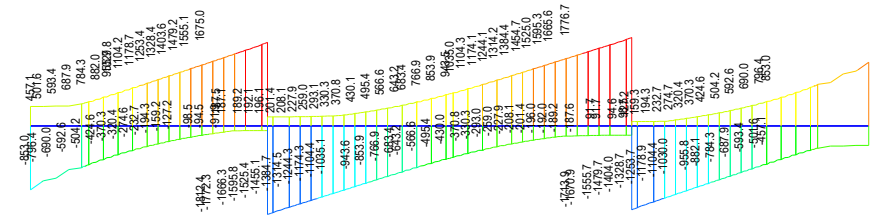
Tải trọng ng- ời (PL=0.3 KN/m^2), tính trên chiều dài cầu: PL = 0.3 x 1.5 = 4.5 KN/m

Hoạt tải HL93



Biểu đồ mômen và lực cắt thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01





TỔNG HỢP LỰC CẮT DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	NG Lực Cắt max(KN)	NG Lực Cắt min(KN)	HL93K Lực Cắt max(KN)	HL93K Lực Cắt min(KN)	HL93M Lực Cắt max(KN)	HL93M Lực Cắt min(KN)
1	*0*	42	-137	159	-736	138	-614
2	11	50	-85	189	-512	179	-426
3	13	52	-77	216	-475	199	-395
4	17	59	-63	272	-405	242	-336
5	21	68	-50	331	-340	288	-282
6	25	79	-39	392	-280	337	-233
7	29	91	-30	456	-225	389	-188
8	33	105	-22	521	-175	443	-148
9	37	121	-16	588	-131	498	-113
10	40	133	-12	639	-101	541	-89
11	43	147	-10	690	-74	584	-68
12	46	161	-7	741	-51	628	-49
13	49	176	-6	792	-31	672	-33
14T	55	207	-5	894	-22	761	-18
14P	55	13	-246	60	-980	51	-842
15	61	14	-214	62	-890	52	-761
16	64	15	-199	64	-844	54	-720
17	67	16	-184	70	-798	66	-679
18	70	18	-169	88	-752	80	-639
19	73	21	-156	108	-707	96	-599
20	77	25	-138	139	-646	121	-546
21	81	30	-122	173	-587	148	-495
22	85	36	-107	211	-530	179	-446
23	89	44	-92	252	-474	213	-398
24	93	52	-79	296	-420	249	-352
25	97	62	-68	344	-368	289	-309

TỔNG HỢP MÔ MEN DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	NG Mômen max(KN.m)	NG Mômen min(KN.m)	HL93K Mômen max(KN.m)	HL93K Mômen min(KN.m)	HL93M Mômen max(KN.m)	HL93M Mômen min(KN.m)
1	*0*	0	0	0	0	0	0
2	11	1185	-466	6148	-1748	5196	-1513
3	13	1330	-551	6856	-2066	5808	-1788
4	17	1556	-721	7916	-2702	6735	-2338
5	21	1695	-890	8536	-3338	7272	-2888
6	25	1748	-1060	8697	-3973	7432	-3438
7	29	1715	-1230	8482	-4609	7250	-3988
8	33	1595	-1399	7855	-5245	6723	-4538
9	37	1388	-1569	6831	-5880	5869	-5088
10	40	1177	-1696	5822	-6357	5027	-5501
11	43	917	-1823	4624	-6834	4025	-5913
12	46	614	-1956	3264	-7322	2885	-6338
13	49	395	-2222	2021	-8087	1885	-7038
14T	55	267	-3208	1213	-10560	1017	-9383
14P	55	267	-3208	1213	-10560	1017	-9383
15	61	275	-1920	1364	-6163	1381	-5508
16	64	358	-1428	2231	-4829	2031	-4274
17	67	508	-1052	3224	-3949	2813	-3423
18	70	729	-794	4344	-3316	3728	-2820
19	73	1016	-652	5565	-2924	4760	-2456
20	77	1470	-609	7267	-2703	6231	-2275
21	81	1880	-609	8776	-2572	7542	-2183
22	85	2204	-609	9983	-2441	8591	-2091
23	89	2442	-609	10875	-2310	9367	-1999
24	93	2593	-609	11441	-2179	9862	-1907
25	97	2658	-609	11675	-2048	10072	-1815

II.2 Tổ hợp nội lực

Sử dụng phần mềm MIDAS để phân tích kết cấu ứng với từng sơ đồ và tải trọng nh- trên. Sau đó tổ hợp bằng cách cộng nội lực của các b- ớc thi công (trong giai đoạn thi công) ta đ- ợc nội lực thi công, phần này chính nội lực do tải trọng kết cấu DC1. Nội lực do tĩnh tải giai đoạn 2 gồm lan can (DC2), và lớp mặt cầu(DW). Tổ hợp với hoạt tải khi khai thác ta đ- ợc nội lực thiết kế.

Bảng hệ số tải trọng dùng để tổ hợp:

Loại tải trọng	DC1, DC2	DW	PL	LL
γ_i	1.25	1.5	1.75	1.75

γ_{max} = hệ số tải trọng lớn nhất

γ_{min} = hệ số tải trọng nhỏ nhất

Sau khi tính toán đ- ợc mômen do các tải trọng thành phần gây ra, tiến hành tổ hợp nội lực.

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy nh- sau

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \qquad (3.4.1)$$

Trong đó:

- γ_i = Hệ số tải trọng bảng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]
- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.
- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng
- $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$

□ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

- η_D = 1.00 cho các thiết kế thông th- ờng
- η_R = 1.00 cho các mức d- thông th- ờng
- η_I = 1.05 cho các cầu quan trọng

→ $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$ = 1.05

□Các trạng thái giới hạn khác: $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$ = 1x1x1 = 1.0

Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGH

TỔ HỢP MÔ MEN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Formatted: Bullets and Numbering

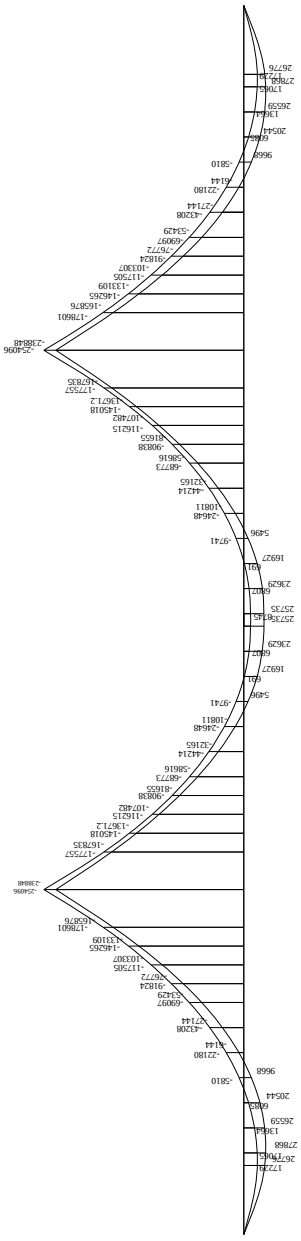
Formatted: Bullets and Numbering

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1	DC2	DW	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCĐ1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		M KNm	M KNm	M KNm	M_{max} KNm	M_{min} KNm	M_{max} KNm	M_{min} (KNm)	M_{max} (KNm)	M_{min} (KNm)
1	*0*	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	11	14496	997	3950	7333	-2214	40030	22488	26776	17229
3	13	14319	1081	4282	8186	-2617	41998	22148	27868	17065
4	17	11339	1159	4589	9472	-3423	41036	17342	26559	13664
5	21	4774	1117	4422	10231	-4228	33496	6928	20544	6085
6	25	-5510	954	3779	10445	-5033	19165	-9276	9668	-5810
7	29	-19674	672	2661	10197	-5839	-2012	-31478	-6144	-22180
8	33	-37902	270	1068	9450	-6644	-30346	-59918	-27114	-43208
9	37	-60394	-253	-1001	8219	-7449	-66073	-94863	-53429	-69097
10	40	-80184	-723	-2864	6999	-8053	-97841	-125499	-76772	-91824
11	43	-102593	-1261	-4994	5541	-8657	-133992	-160081	-103307	-117505
12	46	-127728	-1867	-7392	3878	-9278	-174610	-198784	-133109	-146265
13	49	-155695	-2540	-10057	2416	-10309	-219084	-242466	-165876	-178601
14T	55	-220051	-4088	-16189	1480	-13768	-316961	-344979	-238848	-254096
14P	55	-220051	-4088	-16189	1480	-13768	-316961	-344979	-238848	-254096
15	61	-158125	-2288	-9061	1639	-8083	-221801	-239666	-167835	-177557
16	64	-131374	-1489	-5898	2589	-6257	-178915	-195169	-136172	-145018
17	67	-107454	-758	-3002	3732	-5001	-139899	-155946	-107482	-116215
18	70	-86260	-94	-374	5073	-4110	-104607	-121481	-81655	-90838
19	73	-67686	502	1987	6581	-3576	-72957	-91620	-58616	-68773
20	77	-46814	1192	4720	8737	-3312	-36391	-58531	-32165	-44214
21	81	-30206	1762	6977	10656	-3181	-6764	-32189	-10811	-24648
22	85	-17662	2212	8759	12187	-3050	15911	-12087	5496	-9741
23	89	-8998	2542	10066	13317	-2919	31850	2017	16927	691
24	93	-4054	2752	10897	14034	-2788	41241	10331	23629	6807
25	97	-2694	2842	11254	14333	-2657	44256	13037	25735	8745

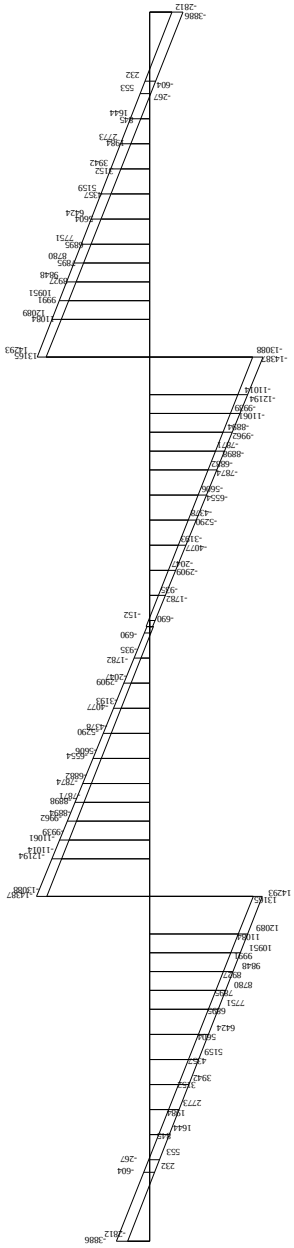
TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1	DC2	DW	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCĐ1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		N (KN)	N (KN)	N (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)
1	*0*	-2266	-132	-522	201	-873	-3600	-5574	-2719	-3793
2	11	330	-49	-196	239	-597	499	-1037	324	-512
3	13	547	-34	-136	268	-552	952	-555	645	-175
4	17	1427	-4	-18	331	-468	2448	979	1736	937
5	21	2339	26	101	399	-390	3996	2547	2865	2076
6	25	3287	56	220	471	-319	5600	4148	4034	3244
7	29	4279	86	339	547	-255	7268	5794	5251	4449
8	33	5319	116	458	626	-197	9005	7493	6519	5696
9	37	6411	146	577	709	-147	10818	9245	7843	6987
10	40	7266	168	666	772	-113	12225	10598	8872	7987
11	43	8157	191	755	837	-84	13684	11992	9940	9019
12	46	9084	213	844	902	-58	15189	13425	11043	10083
13	49	10044	236	933	968	-37	16741	14894	12181	11176
14T	55	11892	281	1111	1101	-27	19750	17677	14385	13257
14P	55	-11561	-323	-1277	73	-1226	-17475	-19862	-13088	-14387
15	61	-9713	-278	-1099	76	-1104	-14704	-16873	-11014	-12194
16	64	-8753	-255	-1010	79	-1043	-13269	-15330	-9939	-11061
17	67	-7826	-233	-921	86	-982	-11870	-13832	-8894	-9962
18	70	-6935	-210	-832	106	-921	-10493	-12381	-7871	-8898
19	73	-6080	-188	-743	129	-863	-9160	-10983	-6882	-7874
20	77	-4988	-158	-624	164	-784	-7436	-9178	-5606	-6554
21	81	-3948	-128	-505	203	-709	-5772	-7448	-4378	-5290
22	85	-2956	-98	-386	247	-637	-4162	-5787	-3193	-4077
23	89	-2008	-68	-267	296	-566	-2601	-4185	-2047	-2909
24	93	-1096	-38	-149	348	-499	-1084	-2640	-935	-1782
25	97	-216	-8	-30	406	-436	405	-1142	152	-690

Biểu đồ bao nội lực do tổ hợp tải trọng ở TTGHSD



Biểu đồ bao Momen My



Biểu đồ bao lực cắt Fz

III. THIẾT KẾ CỐT THÉP

III.1 Bê tông mác c50.

Bê tông th- ờng có tỷ trọng ..... $\gamma_c = 2400 kg/m^3$

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng th- ờng .....$10.8x10^{-6}/^oc$ (5.4.2.2)

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th- ờng lấy nh- sau: $E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_c'}$ (5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = C- ờng độ qui định của bê tông (MPa)

C- ờng độ chịu nén của bê tông dầm hộp, nhịp cầu dầm, qui định ở tuổi 28 ngày là: f'_c= 50Mpa

C- ờng độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày: f'_c= 40Mpa

C- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng th- ờng $f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$ (5.4.2.6)

□Đối với các ứng suất tạm thời tr- ớc mất mát (5.9.4.1)

- Giới hạn ứng suất nén của cấu kiện bê tông căng sau,bao gồm các cầu XD phân đoạn: $0.60f'_{ci}$
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

f'_{ci} = c- ờng độ nén qui định của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo - st (MPa)

$f'_{ci} = 0.9\times f'_c = 0.9\times 50 = 45$ MPa

Formatted: Bullets and Numbering

Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (5.9.4.2)

Formatted: Bullets and Numbering

- Giới hạn ứng suất nén của bê tông ưst ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều tương đương được giả định ở trạng thái GH cường độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'_c - 28)}{7}$$

Độ ẩm trung bình hàng năm: H = 80%

III.2 Chọn cáp

Cáp sử dụng là cáp cường độ cao của hãng VSL có các thông số như sau:

Các thông số của cáp cường độ cao sử dụng

Đường kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	$140mm^2$
Cường độ chịu kéo	1860 Mpa
Cường độ chảy	f_{py} = 1674 Mpa
Môdun đàn hồi	E_p = 197000Mpa
Hệ số ma sát	μ = 0.25
Hệ số ma sát lắc	$K = 6.6x10^{-7}(mm^{-1}) = 6.6x10^{-4}(m^{-1})$
Chiều dài tụt neo	ΔL = 0.006m/neo
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7x1860$ = 1302Mpa

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cáp dựa vào điều kiện sau: Lực nén F_f nhỏ nhất để đảm bảo thớ chịu kéo ngoài cùng của bêtông không bị nứt, tức là ứng suất thớ ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn $0.50\sqrt{f'_c}$ =3.53Mpa= $3.53x10^3 KN/m^2$

III.2.1 Cốt thép th- ờng

- Giới hạn chảy của cốt thép : f_y = 400 Mpa
- Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: E_s = 200000Mpa

Formatted: Bullets and Numbering

❖ **Tính toán cốt thép dư ứng lực**

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCĐ1 theo công thức sau:

$$A_{pSt} = \frac{M_{CD1}}{z.f_{pe}}$$

$M_{CĐ1}$: momen tại mặt cắt theo TTGHCĐ1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8x1674 = 1339$ Mpa

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$. Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với tr- ờng hợp chịu momen d- ơng, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

Đối với tr- ờng hợp tính thép chịu momen âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_d$

h: chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm h_b = 0,7 m

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

Số bó cốt thép dự ứng lực cần thiết xác định theo công thức : $n = \frac{A_{pSt}}{A_b}$

Trong đó:

A_{pS} : Diện tích thép dự ứng lực cần thiết

A_b : Diện tích 1 bó thép tuỳ vào số tao trong bó: $F_b = m.A_{str}$

m: số tao trong 1 bó

A_{str} : diện tích của 1 tao = 1.4cm^2

Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4$cm^2

Bó cáp chịu mômen d- ơng chọn loại bó 19 tao:

$A_b = 19 \times 1.4 = 26.6$cm^2

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép cần thiết đ- ợc tăng thêm từ 10-20% để đảm bảo điều kiện chống nứt cho bê tôn

III.3 Tính toán cốt thép DƯL

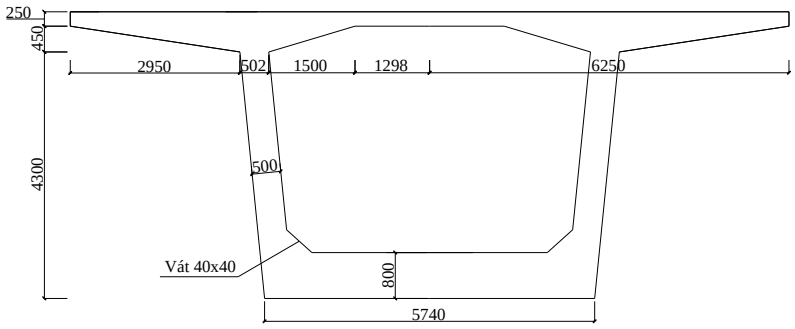
Bảng tính toán lựa chọn l- ợng cốt thép DƯL

`	K/c	M_{max}	M_{min}	$Z_{capduong}$	$Z_{cap\ am}$	fe	A_{psmax}	A_{psmin}	CT tính toán		CT chọn	
	m	KNm	KNm	m	m	Mpa	m^2	m^2	Max	Min	max	min
1	*0*	0	0	1.65	1.84	1339	0.0000	0.0000	0.00	0.00	0	
2	11	40030	22488	1.65	1.84	1339	0.0181	0.0102	6.81	3.83	8	
3	13	41998	22148	1.65	1.84	1339	0.0190	0.0100	7.15	3.77	8	
4	17	41036	17342	1.72	1.89	1339	0.0178	0.0075	6.70	2.83	8	2
5	21	33496	6928	1.83	1.97	1339	0.0137	0.0028	5.14	1.06	6	4
6	25	19165	-9276	2.00	2.12	1339	0.0072	-0.0033	2.69	-1.11	4	6
7	29	-2012	-31478	2.24	2.33	1339	-0.0006	-0.0101	-0.22	-3.43		8
8	33	-30346	-59918	2.53	2.60	1339	-0.0087	-0.0172	-2.96	-5.85		10
9	37	-66073	-94863	2.84	2.89	1339	-0.0171	-0.0245	-5.81	-8.34		12
10	40	-97841	-125499	3.13	3.16	1339	-0.0231	-0.0297	-7.87	-10.09		14
11	43	-133992	-160081	3.45	3.46	1339	-0.0289	-0.0346	-9.84	-11.75		16
12	46	-174610	-198784	3.82	3.81	1339	-0.0342	-0.0390	-11.64	-13.25		18
13	49	-219084	-242466	4.33	4.30	1339	-0.0381	-0.0422	-12.96	-14.34		20
14T	55	-316961	-344979	4.65	4.60	1339	-0.0515	-0.0560	-17.50	-19.05		22
14P	55	-316961	-344979	4.65	4.60	1339	-0.0515	-0.0560	-17.50	-19.05		22
15	61	-221801	-239666	4.33	3.81	1339	-0.0435	-0.0470	-14.79	-15.98		20
16	64	-178915	-195169	3.82	3.81	1339	-0.0351	-0.0383	-11.93	-13.01		18
17	67	-139899	-155946	3.45	3.46	1339	-0.0302	-0.0337	-10.27	-11.45		16
18	70	-104607	-121481	3.13	3.16	1339	-0.0247	-0.0287	-8.41	-9.77		14
19	73	-72957	-91620	2.84	2.89	1339	-0.0189	-0.0237	-6.41	-8.05		12

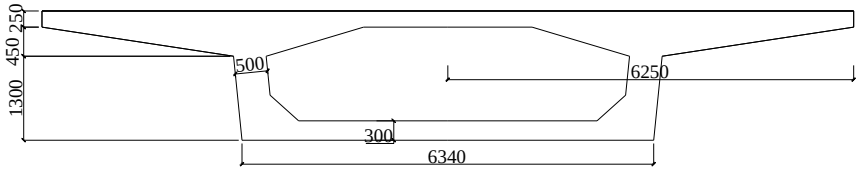
20	77	-36391	-58531	2.53	2.60	1339	-0.0105	-0.0168	-3.56	-5.72		10
21	81	-6764	-32189	2.24	2.33	1339	-0.0022	-0.0103	-0.74	-3.51		8
22	85	15911	-12087	2.00	2.12	1339	0.0059	-0.0043	2.23	-1.45	4	6
23	89	31850	2017	1.83	1.97	1339	0.0130	0.0008	4.89	0.31	6	4
24	93	41241	10331	1.72	1.89	1339	0.0179	0.0045	6.73	1.69	8	2
25	97	44256	13037	1.65	1.84	1339	0.0200	0.0059	7.53	2.22	8	

III.4 Tính đặc trưng hình học các giai đoạn

❖ Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc trưng hình học của mặt cắt.

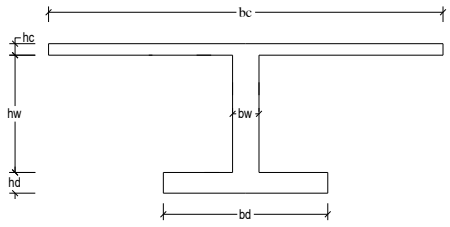


Tiết diện tại gối



Tiết diện tại hợp long biên và hợp long giữa

Kích thước quy đổi từ tiết diện hộp sang tiết diện T tại tiết diện kiểm toán



Tiết diện	bc	hc	bw	h_w	b_d	h_d	H
	m	m	m	m	m	m	m
HL	12.5	0.4464	1.05	1	6.37	0.3	2
Gối	12.5	0.4464	1.05	3.5	5.82	0.8	5

* Toàn bộ tiết diện làm việc kể cả cốt thép F_T,

Diện tích tiết diện tính đổi:

$F_{td} = F_0 + n_T . F_T$,

n_T: Hệ số quy đổi từ thép ra bê tông.

$n_T = n = E_p/E_c = 197000/35749.53 = 5.51$

$F_{td} = F_0 + n*(F_t + F_d)$ và $S_0 = n*[F_t*(y_t - a_t) – F_d*(y_d - a_d)]$; $c = \frac{S_0}{F_{td}}$

$y_d^I = y_d – c$ và $y_t^I = y_t + c$

$J_{td} = J_0 + F_0*c^2 + n*[F_t*(y_t^I – a_t)^2 + F_d*(y_d^I - a_d)^2]$

$y_{a-b}^{I-I} = y_t^I – h_c$ và $y_{c-d}^{I-I} = y_d^I – h_d$

$S_{a-b}^{I-I} = b_c*h_c*(y_t^I - \frac{h_c}{2}) + n*F_t*(y_t^I – a_t)$; $S_{c-d}^{I-I} = b_d*h_d*(y_d^I - \frac{h_d}{2}) + n*F_d*(y_d^I – a_d)$

$e^{I-I} = y_d^I – a_d$

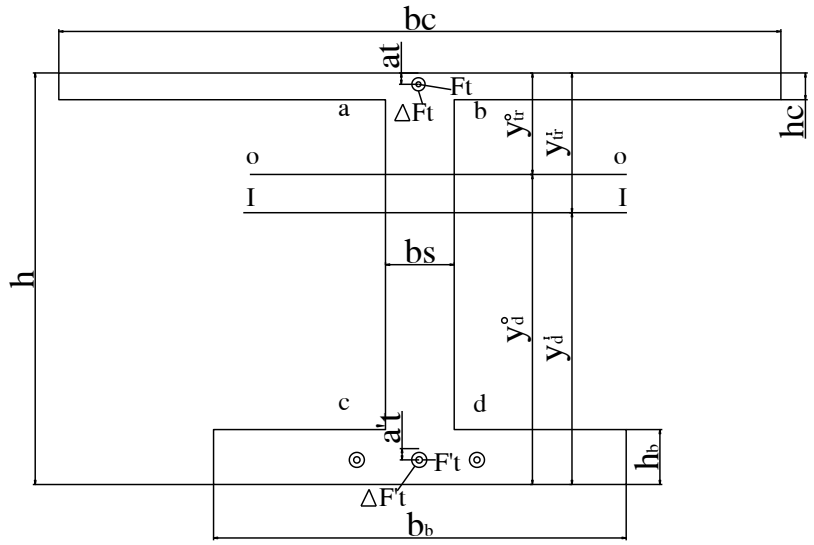
Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luồn cáp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- b_c : Bề rộng bản cánh trên.
- h_c : Chiều cao bản cánh trên.
- b : Chiều dày s- ờn dầm.
- h_b : Chiều cao s- ờn dầm.
- b_d : Bề rộng bản đáy.
- h_d : Chiều cao bản đáy.
- h : Chiều cao tiết diện.
- a_t : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía trên tới mép trên tiết diện.
- a_d : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía d- ới tới mép d- ới tiết diện.
- F_d : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía d- ới .
- F_t : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía trên .
- n : Hệ số chuyển đổi vật liệu n = 5.51
- S_x : Mômen tĩnh của tiết diện giảm yếu đối với đáy tiết diện.
- F_{td} : Diện tích tiết diện tính đổi.
- S_0 : Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục 0 – 0.

- C : Khoảng cách giữa trục 0-0 và trục I-I.
- y_d^I và y_t^I : Khoảng cách từ trục chính I-I tới mép d- ới và trên tiết diện
- J_{td} : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- y_{a-b}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ a-b
- S_{a-b}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ a-b đối với trục I-I
- y_{c-d}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ c-d
- S_{c-d}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ c-d đối với trục I-I

e^{I-I} : Độ lệch tâm của lực N_d đối với trục I-I

-



Formatted: Bullets and Numbering

Bảng tính đặc trưng hình học các tiết diện

	Tiết diện		
	3	14	25
Bc	12.500	12.500	12.500
Hc	0.446	0.446	0.446
B	1.050	1.050	1.050
Hb	1.000	3.500	1.000
Bb	6.370	5.820	6.370
Hd	0.300	0.800	0.300
H	2.000	5.000	2.000
At	0.000	0.150	0.150
Ad	0.150	0.000	0.150
DFt	0.000	0.198	0.000
DFd	0.072	0.000	0.072
Fd	0.021	0.000	0.021
Ft	0.000	0.065	0.000
n	5.510	5.510	5.510
Ftd	8.541	13.911	8.541
Fo	8.469	13.713	8.469
Sx	11.030	36.929	11.030
Yt	0.698	2.307	0.698
Yd	1.302	2.693	1.302
Jo	4.158	51.957	4.158
Ya-b(0-0)	0.251	1.861	0.251
Sa-b(0-0)	2.647	11.201	2.647
Yc-d(0-0)	1.002	1.893	1.002
Sc-d(0-0)	2.119	10.676	2.119
E(0-0)+	1.152	0.000	1.152
E(0-0)-	0.000	2.157	0.548
Fqd	8.586	14.070	8.586
So	-0.135	0.769	-0.135
C	-0.016	0.055	-0.016
Yt(1-1)	0.682	2.362	0.682
Yd(1-1)	1.318	2.638	1.318
Jqd	4.320	53.742	4.320
Ya-b(1-1)	0.235	1.915	0.235
Sa-b(1-1)	2.559	12.721	2.559
Yc-d(1-1)	0.765	1.585	0.765

Sc-d(1-1)	2.232	11.362	2.232
E(1-1)+	1.168	0.000	1.168
E(1-1)-	0.000	2.212	0.532

III.4.1 Tính mất mát ứng suất tr- ớc

Các mất mát ứng suất tr- ớc trong các cấu kiện đ- ợc xây dựng và đ- ợc tạo ứng suất tr- ớc trong một giai đoạn có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \qquad (5.9.5.1\text{-}2)$$

Trong đó:

- Δf_{PT} :Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát(MPa)
- Δf_{pA} : Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} : Mất mát do trùng dão cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

- Mất mát tức thời gồm các mất mất : Δf_{pF}, Δf_{pA}, Δf_{pES}
- Mất mát theo thời gian gồm các mất mát sau: Δf_{pSR}, Δf_{pCR}, Δf_{pR}

III.4.1.1 Mất mát do ma sát

Mất mát do ma sát giữa bó thép và ống bọc có thể lấy nh- sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1\text{-}e^{-(kx+\mu\alpha)}) \qquad (5.9.5.2.2b\text{-}1)$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích f_{pj} =0.7 f_u = 1302 MPa
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- K: hệ số ma sát lắc K = $6.6x10^{-7}/mm^{-1}$
- μ= 0.25 Là hệ số ma sát.

- α: Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ- ờng cáp thép - st từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết diện	Bó thép	μ	K (1/mm)	x (mm)	α (rad)	Δf_{pF} MPa
3	C2-01-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	7290	0.173	62.76
	C2-02-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	9529	0.176	65.76
	C2-03-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	13537	0.204	77.96
	C2-04-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	13537	0.204	77.96
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					71.11
14	C1-01-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	6258	0.099	38.27
	C1-02-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	9261	0.105	42.55
	C1-03-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	12261	0.105	45.11
	C1-04-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	15291	0.165	67.05
	C1-05-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	18291	0.165	69.56
	C1-06-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	22311	0.173	75.35
	C1-07-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	26311	0.173	78.69
	C1-08-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	30350	0.221	97.2
	C1-09-2	0.25	$6.6x10^{-8}$	34350	0.221	100.47
	C1-10-2	0.25	$6.6x10^{-9}$	38399	0.268	118.19
	C1-11-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	42399	0.268	121.41
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					77.62
25	C3-01-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	7259	0.075	31.11
	C3-02-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	11287	0.157	61.12
	C3-03-2	0.25	$6.6x10^{-8}$	15296	0.175	70.04
	C3-04-2	0.25	$6.6x10^{-7}$	15296	0.175	70.04
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					55.21

~~2)~~III.4.1.2 *Mất mát do thiết bị neo*

Mất mát do thiết bị neo đ- ợc tính theo công thức sau:

Formatted: Bullets and Numbering

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$$

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neo

Tiết diện	Bó thép	L	ΔL	Δf_{pA}
		(mm)	(mm)	MPa
3	C2-01-2	14579	12	162.15
	C2-02-2	23557	12	100.35
	C2-03-2	27574	12	85.73
	C2-04-2	27574	12	85.73
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó			108.49
14	C1-01-2	12515	6	94.45
	C1-02-2	18521	12	127.64
	C1-03-2	24521	12	96.41
	C1-04-2	30582	12	77.3
	C1-05-2	36582	12	64.62
	C1-06-2	44621	12	52.98
	C1-07-2	52621	12	44.93
	C1-08-2	60700	12	38.95
	C1-09-2	68700	12	34.41
	C1-10-2	76797	12	30.78
	C1-11-2	84797	12	27.88
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó			70.19
25	C3-01-2	14517	12	162.84
	C3-02-2	22574	12	104.72
	C3-03-2	30592	12	77.28
	C3-04-2	30592	12	77.28
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó			122.83

III.4.1.3 Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó tr- ớc, và đ- ợc tính theo công thức:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \qquad (5.9.5.2.3b\text{-}1)$$

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F.e^2}{I} + \frac{M_{DC1}}{I}e$$

Trong đó:

- N : Số l- ợng các bó thép ứng suất tr- ớc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bêtông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- F: Lực nén trong bêtông do ứng suất tr- ớc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.

  F=(0.7fpu- fpf- fpA)Aps
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A,I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực(MPa)=197000(MPa)
- E_{ci} : Môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$E_{ci} = 0.043\,\gamma_C\,\sqrt[1.5]{f'_{ci}} = 0.043x2400x\sqrt[1.5]{0.8x50} = 35753$ (MPa)

- A_{ps} :Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr- ớc.
- M_{DC1} : Mômen do trọng l- ợng bản thân kết cấu

Formatted: Bullets and Numbering

Tiết diện	Bó thép	F_i	M_{DC}	A_x	I_x	Δf_{cgp}	Δf_{pES}
3	C2-01-2	2865	14319	8.469	4.158	2.71	8.71
	C2-02-2	3021	14319	8.469	4.158	2.71	3.64
	C2-03-2	3028	14319	8.469	4.158	2.71	0
	C2-04-2	3021	14319	8.469	4.158	2.64	0
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						3.09
14	C1-01-2	3438	-220051	13.713	51.957	-9.67	187.97
	C1-02-2	3328	-220051	13.713	51.957	-9.65	164.28
	C1-03-2	3412	-220051	13.713	51.957	-9.66	140.59
	C1-04-2	3404	-220051	13.713	51.957	-9.66	117.36
	C1-05-2	3433	-220051	13.713	51.957	-9.67	94.56
	C1-06-2	3451	-220051	13.713	51.957	-9.67	72.38
	C1-07-2	3464	-220051	13.713	51.957	-9.67	51.04
	C1-08-2	3428	-220051	13.713	51.957	-9.67	51.04
	C1-09-2	3431	-220051	13.713	51.957	-9.67	31.07
	C1-10-2	3390	-220051	13.713	51.957	-9.66	13.31
	C1-11-2	3389	-220051	13.713	51.957	-9.66	0
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						83.96
25	C3-01-2	3258	-2694	8.469	4.158	-2.17	6.97
	C3-02-2	3340	-2694	8.469	4.158	-2.21	3.04
	C3-03-2	3340	-2694	8.469	4.158	-2.21	0
	C3-04-2	3395	-2694	8.469	4.158	-2.29	0
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						2.5

~~4)~~III.4.1.4 Mất mát do co ngót

Formatted: Bullets and Numbering

Mất mát ứng suất tr- ớc do co ngót có thể lấy bằng:

Đối với cấu kiện kéo sau: Δf_{pSR} =(93 - 0.85H) = 93 - 0.85x80 = 25 Mpa=2500T/m^2 (5.9.5.4.2-2)

H = độ ẩm t- ơng đối bao quanh,lấy trung bình hàng năm(%) =80%

~~5)~~III.4.1.5 Mất mát do từ biến

Formatted: Bullets and Numbering

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

$$f_{pCR} = 12.0fcgp - 7.0fcdp \geq 0 \qquad (5.9.5.4.3\text{-}1)$$

Trong đó:

f_{cgp} : Tổng ứng suất bêtông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Δf_{cdp} : Thay đổi trong ứng suất bêtông tại trọng tâm thép ứng suất tr- ớc do tải trọng th- ờng xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện các lực ứng suất tr- ớc, đ- ợc tính cùng các mặt cắt tính f_{cgp} (MPa).

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC2} + M_{DW})}{I_{td}} e$$

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng (M_{DC2} =M_b) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Tiết diện	Tên bó thép	ΣFi	e	MDC	$M_{DW}+M_{Dc2}$	A_x	I_x	Δf_{cdp}	Δf_{cgp}	f_{pCR}
		(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(m^2)	(m^4)	(MPa)	(MPa)	(KN.m)
3	C2-01-2,C2-02-2 C2-03-2,C2-04-2	23870	1.15	14319	5363	8.586	4.32	1.42765	-6.28	65.32
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									
14	C1-01-2,C1-02-2 C1-03-2,C1-04-2 C1-05-2,C1-06-2 C1-07-2,C1-08-2 C1-09-2,C1-10-2 C1-11-2.	75136	2.151	-220051	-20277	14.07	53.742	-0.81	-20.62	241.71
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									10.99
25	C3-01-2,C3-02-2 C3-03-2,C3-04-2	26666	1.15	-2694	14096	8.586	4.32	3.9	-5.83	42.65
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									5.33

6)III.4.1.6 Mất mát do trùng dão cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tao thép đ- ợc khử ứng suất kéo sau:

$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR}+\Delta f_{pCR})]$ (Mpa) (5.9.5.4.4c-2)

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d- ới mức $0,6f_{Pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{psR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pcR} : Mất mát do từ biến (M

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	62.76	8.71	21	31.93
	C2-02-2	65.76	3.64	20	32.32
	C2-03-2	77.96	0	20	31.66
	C2-04-2	77.96	0	20	31.66
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				31.89
14	C1-01-2	38.27	187.97	106	7.51
	C1-02-2	42.55	164.28	106	9.98
	C1-03-2	45.11	140.59	106	12.58
	C1-04-2	67.05	117.36	106	13.4
	C1-05-2	69.56	94.56	106	15.9
	C1-06-2	75.35	72.38	107	18.04
	C1-07-2	78.69	51.04	107	20.3
	C1-08-2	97.2	51.04	106	18.64
	C1-09-2	100.47	31.07	106	20.74
	C1-10-2	118.19	13.31	106	21.28
	C1-11-2	121.41	0	106	22.59
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				16.45
25	C3-01-2	31.11	6.97	53	33.06
	C3-02-2	61.12	3.04	54	30.81
	C3-03-2	70.04	0	54	30.37
	C3-04-2	70.04	0	54	30.35
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				31.82

Kết quả tính toán tổng hợp mất mát ứng suất đ- ợc trình bày trong bảng sau:

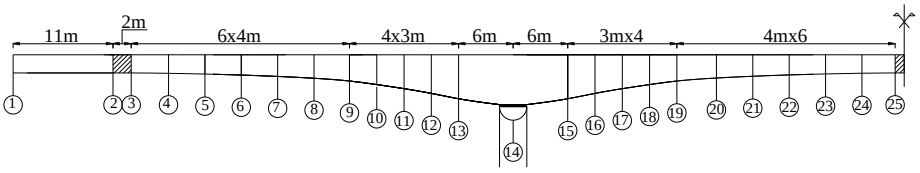
Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	$\Delta f_{tức thời}$	$\Delta f_{lâu dài}$	Δf_{pT}
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	62.76	162.15	25	8	32.72	233.63	65.88	299.51
	C2-02-2	65.76	100.35	25	8	33.05	169.75	66.22	235.97
	C2-03-2	77.96	85.73	25	8	32.39	163.69	65.56	229.25
	C2-04-2	77.96	85.73	25	8	32.39	163.69	65.56	229.25
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						182.69	65.80	248.50
14	C1-01-2	38.27	94.45	25	11	13.24	320.69	49.23	369.92
	C1-02-2	42.55	127.64	25	11	15.70	334.46	51.69	386.15
	C1-03-2	45.11	96.41	25	11	18.31	282.11	54.30	336.41
	C1-04-2	67.05	77.30	25	11	19.12	261.71	55.11	316.82
	C1-05-2	69.56	64.62	25	11	21.63	228.75	57.62	286.37
	C1-06-2	75.35	52.98	25	11	23.77	200.72	59.76	260.48
	C1-07-2	78.69	44.93	25	11	26.03	174.65	62.02	236.67
	C1-08-2	97.20	38.95	25	11	24.37	187.18	60.36	247.53
	C1-09-2	100.47	34.41	25	11	26.47	165.95	62.46	228.41
	C1-10-2	118.19	30.78	25	11	27.01	162.28	62.99	225.27
	C1-11-2	121.41	27.88	25	11	28.31	149.29	64.30	213.59
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						224.34	58.17	282.51
25	C3-01-2	31.11	162.84	25	5	35.94	200.92	66.27	267.20
	C3-02-2	61.12	104.72	25	5	33.71	168.88	64.05	232.92
	C3-03-2	70.04	77.28	25	5	33.28	147.32	63.61	210.93
	C3-04-2	70.04	77.28	25	5	33.28	147.32	63.61	210.93
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						166.11	64.38	230.49

III.5 Kiểm toán tiết diện

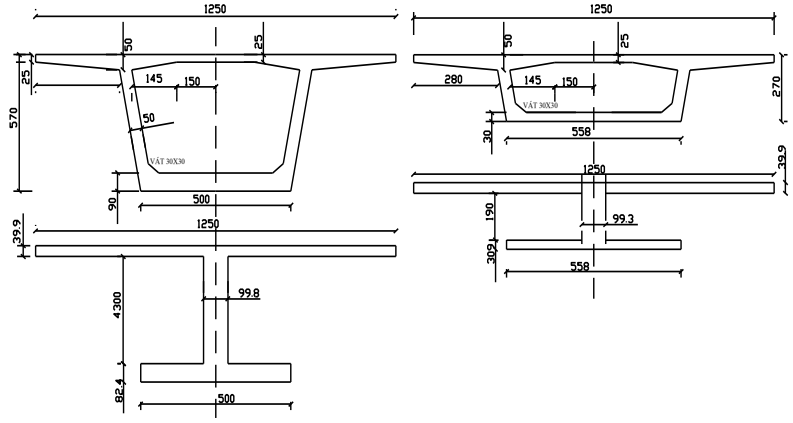
ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải được kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc trưng: HL biên, Gối , HL giữa

Sơ đồ bố trí các tiết diện của 1/2 cầu



Mặt cắt quy đổi tiết diện tại gối và giữa nhịp



III.5.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bêtông. [A5.5.2]

Đối với kết cấu bêtông cốt thép - st trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bêtông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Lúc căng kéo cốt thép đến đốt hợp long

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➢ **Giai đoạn 1:** Việc kiểm toán ứng suất trong giai đoạn 1 là một việc khó, do việc thi công các đốt đúc và căng cáp theo nhiều giai đoạn, mác bêtông và môđun đàn hồi thực tế là biến đổi trên mỗi đốt đúc.

Lấy cường độ bêtông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.9f'_c = 45Mpa$.

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6\times45 = -27$ Mpa

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677$ Mpa

Trong đó:

- F : Lực căng của cáp - st tại tiết diện tính toán sau khi trừ đi mất mát tức thời (KN)
- e : Khoảng cách từ trọng tâm các bó cáp đến trục trung hoà tiết diện (m)
- $y_{t,b}$: khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ trên và d- ới của tiết diện. (m)
- A,I : diện tích(m^2), mômen quán tính(m^4) của tiết diện có trừ lỗ.

➢ **Giai đoạn 2**: Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bêtông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất tr- ớc hoàn toàn [5.9.4.2]

- ứng suất nén đối với cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất tr- ớc có hiệu và các tải trọng th- ờng xuyên gây ra:

  $-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5$ Mpa

- ứng suất kéo của bêtông:

  $0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355$ Mpa

III.5.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bêtông phần tiết diện 3 và 25:

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép đến đốt đúc hẫng cuối :

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_{td}} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{Ig} y^1_t - \frac{Mbt}{Ig} y^1_t \geq -0.6f'_{ci} = -0.6\times45 = -27 \ \text{(MPa)}$$

b.Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \ \text{(Mpa)}$$

Tiết diện	F_b	A	I	e_t	e_b	M_{bt}	Y_b	Y_t	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KN	m^2	m^4	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
3	23818.89	8.47	4.16	0.00	1.15	14319.00	1.30	0.70	-0.61	-6.93	Đạt
25	24171.75	8.54	4.15	0.55	1.15	-2694.00	1.30	0.70	2.31	-12.40	Đạt

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^{\,2} + F_b^{\,2}}{A_0} + \frac{-F_t^{\,2}e_t + F_b^{\,2}e_b}{I_0} y_t^{\,1} - \frac{Mbt}{I_0} y_t^{\,1} - \frac{Mtt2 + Mht}{I_c} y_t^2 \geq -0.45 f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d- ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^{\,2} + F_b^{\,2}}{A_0} + \frac{F_t^{\,2}e_t - F_b^{\,2}e_b}{I_0} y_b^{\,1} + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^{\,1} + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F_b	A	I_g	I_c	e_t	e_b	M_{bt}	$M_{HT}+M_{TT2}$	Y_{b1}	Y_{t1}	Y_{b2}	Y_{t2}	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KN	m^2	m^4	m^4	m	m	KNm	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
3	22418	8.47	4.16	4.32	0.00	1.15	14319	13549	1.30	0.70	1.32	0.68	-2.85	-2.12	Đạt
25	22802	8.54	4.15	4.32	0.55	1.15	-2694	27748	1.30	0.70	1.31	0.69	-2.20	-3.30	Đạt

III.5.1.2 Kiểm tra đối với các tiết diện sát trụ

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^{\,1} + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^{\,1} \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ (MPa)}$$

b.Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \geq \text{-0.6f'}_{\text{ci}} = \text{-0.6 x45} = \text{-27 (MPa)}$$

Tiết diện	F_t	A	I	e_t	eb	M_{bt}	Yb	Y_t	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KN	m^2	m^4	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
Gối	6336	13.71	51.96	2.16	0.0	-220051	2.69	2.31	-10.84	-11.16	Đạt

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2}{A_{t0}} - \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \le 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d- ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \ge 0.45 f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F_t	A	I_g	I_c	e_t	M_{bt}	$M_{HT}+M_{TT2}$	Y_{b1}	Y_{t1}	Y_{b2}	Y_{t2}	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KN	m^2	m^4	m^4	m	KNm	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
Gối	5467	13.71	51.96	53.74	2.16	-220051	-34045	2.69	2.31	2.64	2.36	-12.19	-12.86	Đạt

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ớc phía d- ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M_{bt}= Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen d- ơng âm)
- A_0 = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_0 = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía d- ới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ d- ới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'_c = C- ờng độ qui định của bêtông 28 ngày

Kết quả kiểm toán nh- sau:

KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi căng kéo cốt thép

Tiết diện	F_t	F_b	A	I	e_t	e_b
	KN	KN	m^2	m^4	m	m
3	0	30623	7.32	3.8	0	1.13
14	6336.6	0	13.71	51.96	2.16	0
25	0	24171	8.54	4.15	0.55	1.15
	M_{bt}	Y_b	Y_t	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KNm	m	m	MPa	MPa	
3	11190	1.28	0.72	0.25	-12.06	Đạt
14	-220051	2.69	2.31	-10.84	-11.16	Đạt
25	-2694	1.3	0.7	2.31	-12.4	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ớc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ớc : 3.5355 (Mpa)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi khai thác

Tiết diện	F_t	F_b	A	I_g	I_c	e_t	e_b	M_{bt}
	KN	KN	m^2	m^4	m^4	m	m	KNm
3	0	22419	8.47	4.16	4.32	0	1.15	14319
14	5995	0	13.71	51.96	53.74	2.16	0	-220051
25	0	22802	8.54	4.15	4.32	0.55	1.15	-2694
	$M_{HT}+M_{TT2}$	Y_{b1}	Y_{t1}	Y_{b2}	Y_{t2}	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
3	13549	1.3	0.7	1.32	0.68	-2.85	-2.12	Đạt
14	-34045	2.69	2.31	2.64	2.36	-12.28	-12.84	Đạt
25	27748	1.3	0.7	1.31	0.69	-2.2	-3.3	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ớc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ớc : 3.5355 (Mpa)

III.5.2 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn c- ờng độ I

- Kiểm toán theo các nội dung sau:

+ Kiểm tra sức kháng uốn tính toán.

+ Kiểm tra giới hạn cốt thép.

+ Kiểm tra sức kháng cắt tính toán.

- Kiểm toán cho một số tiết diện sau:

+ Tiết diện 3 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d- ơng lớn.

+ Tiết diện 14 trên đỉnh trụ.

+ Tiết diện 25 gần giữa nhịp có mômen d- ơng lớn.

Nội lực theo TTGH c- ờng độ 1 tại các tiết diện.

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		Q_{max} (KN)	Q_{min} (KN)	M_{max}(KN.m)	M_{min}(KN.m)
1	3	952	-555	41998	22148
2	12	19750	17677	-316961	-344979
3	23	405	-1142	44256	13037

III.5.2.1 Sức kháng uốn.

ông thức kiểm tra sức kháng uốn

$$M_u \le \varphi M_n \qquad (5.7.3.2.1\text{-}1)$$

Trong đó:

- M_u : mômen tính toán ở trạng thái GHCĐI (MPa)
- φ : Hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2

  Dùng cho uốn và kéo bêtông cốt thép - st $\phi = 1.0$
- M_n : Sức kháng danh định của tiết diện (MPa)

$$M_n = A_{pS} f_{pS}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f'_c \beta_1 (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \qquad (5.7.3.2.2\text{-}1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- a : chiều dày của khối ứng suất t- ơng đ- ơng (mm)-chiều cao chịu nén

  $a = c\beta_1$
- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05\frac{(50-28)}{7} = 0.6928$$

- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép ƯST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k\frac{c}{d_p}\right) \qquad (5.7.3.1.1\text{-}1)$$

$$k = 2(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}) = 2(1.04 - \frac{1674}{1860}) = 0.28$$

(5.7.3.1.1-2)

- d_p : Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất tr- ớc (mm)

$$d_p = h - a_T(a_T')$$

Trong đó:

h: Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

$a_T' = 150mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu nén đến mép chịu nén.

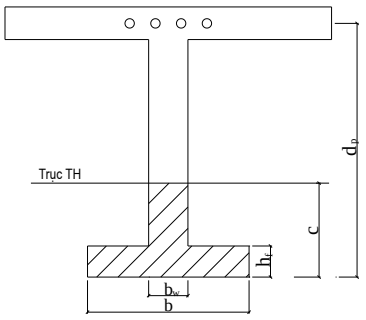
- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Tr- ờng hợp trục trung hoà đi qua s- ờn (c>h), khi đó tính toán tiết diện là tiết diện chữ T có bề rộng s- ờn là b_w và bề rộng cánh là b.

$$c = \frac{A_{pS}f_{pu} - 0.85\beta_1 f'_c(b - b_w)h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + kA_{pS}\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2\text{-}3)$$

Tr- ờng hợp trục trung hoà đi qua cánh (c < h), khi đó tính toán nh- tiết diện chữ nhật với bề rộng là b.

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu}}{0.85f'_c\beta_1 b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1\text{-}4)$$



f'_c: C- ờng độ chịu nén qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén

- b : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kết quả tính toán kiểm tra nh- sau

Tiết diện	Aps (m2)	dp (m)	bw (m)	b (m)	hf (m)	c (m)	fps (MPa)	a (m)	Mn (KNm)	Mu (KNm)	ϕnM > Mu
3	0.02128	1.85	1.05	12.5	0.4464	0.106	1830.21	0.073	70624.1	41998.4	đạt
12	0.06468	4.85	1.05	5.82	0.8	0.675	1787.55	0.467	533729	316961	đạt
23	0.02128	1.85	1.05	12.5	0.4464	0.106	1830.21	0.073	70624.1	44256.2	đạt

III.5.2.2 Kiểm tra hàm lượng thép DƯL

Kiểm tra lượng thép tối đa theo công thức :

$$\frac{c}{d_e} \le 0.42 \qquad (5.7.3.3.1\text{-}1)$$

Trong đó :

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- d_e : Khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{PS}.f_{PS}d_p}{A_{PS}.f_{PS}} \qquad (5.7.3.3.1\text{-}2)$$

Tiết diện	d_e (m)	c (m)	c/de	Duyệt
3	1.85	0.106	0.06	Đạt
12	4.85	0.675	0.14	Đạt
23	1.85	0.106	0.06	Đạt

b.Kiểm tra hàm l- ợng thép tối thiểu :

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu kiện chịu uốn, l- ợng cốt thép th- ờng và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

1,2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$\phi M_n \ge 1.2M_{cr}$$

(5.4.2.6)

Trong đó M_{cr} đ- ợc tính bằng công thức :

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t}(f_r + f_{pe} - f_d) \qquad \text{(Handbook-C10)}$$

- f_r : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông f'_C=50 (MPa)=50000(KN/m^2)

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_C} = 0.63\sqrt{50000} = 140.87 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (KN/m^2)

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr- ớc có hiệu (KN/m^2)

$$f_{pe} = -\frac{A_{ps} f_{ps}}{A_g} - \frac{A_{ps} f_{ps} e}{I} y_b$$

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m^2, m^4)
- M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (m^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)
- ϕ : hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; ϕ=1.0

1,33 lần mômen tính toán cần thiết d- ới tổ hợp tải trọng- c- ờng độ

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u$$

(3.4.1.1)

Kết quả kiểm toán đ- ợc đ- a ra ở bảng sau:

Tiết diện	Ag (m^2)	I (m^4)	M KNm	y_b (m)	y_t (m)	e (m)	f_r (KNm)	f_d (KNm)	f_{pe} (KNm)	M_{cr} (kNm)
3	8.59	4.32	14319	1.318	0.682	1.168	4454	4369	-1842	-11134
14	14.07	53.74	-220051	2.638	2.362	2.212	4454	-10803	-2077	299910
25	8.59	4.32	-2694	1.318	0.682	1.168	4454	-822	-1842	21757

Bảng kiểm tra hàm l□ợng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n KNm	$1.2M_{cr}$ KNm	$1.33M_u$ KNm	Duyệt
3	41114.01	36589.05	52160.00	Đạt
14	222317.89	186562.95	270489.63	Đạt
25	39790.84	15784.34	42461.48	Đạt

III.5.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 19, 46) và các tiết diện (8, 10) tại trụ nhỏ do đó có thể bỏ qua kiểm toán sức kháng cắt ta tiến hành kiểm toán cho tiết diện 32 có lực cắt lớn nhất.

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \le \phi V_n$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH c- ờng độ 1

ϕ : hệ số sức kháng cắt đ- ợc xác định theo điều 5.5.4.2.1, ϕ=0.9

V_n : sức kháng cắt danh định đ- ợc xác đinh theo quy định (điều 5.8.3.3)

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25 f_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Với : $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\, b_v d_v$ (5.8.3.3-3)

$$V_s = \frac{A_v d_v f_y (\cot g\theta + \cot g\alpha)\sin\alpha}{s} \quad (5.8.3.3\text{-}4)$$

Trong đó:

b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)

d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ- ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)

s: Cự li cốt thép đai (mm), đ- ợc chọn dựa trên tính toán chịu lực cắt và yêu cầu về cấu tạo, lấy giá trị nhỏ hơn của h/3 và 300mm,(đối với đoạn gần gối có lực cắt lớn)

β: Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ- ợc qui định trong điều 5.8.3.4

θ: Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác đinh theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ớc góc θ, sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ợc lại θ và β, nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ợc, nếu không thì giả thiết lại.

α: Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ). Cốt đai thẳng đứng, α = 90.

A_v: Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2)

$$A_v(\min) = 0.083 \times \sqrt{f_c'}\,\frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất tr- ớc có hiệu trên h- ớng lực cắt tác dụng, là d- ơng nếu ng- ợc chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

Công thức tính toán : $V_p = A_{str}.f_p\sum_{i=1}^{n} Sin\gamma_i$

Trong đó:

A_{str} : diên tích thép ứng suất tr- ớc trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

f_p : ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt.

γ_i : góc lệch của cáp i so với ph- ơng ngang, bằng độ dốc mặt cầu và có giá trị rất nhỏ nên trong tính toán coi nh- =0

Vậy giá trị V_p có thể bỏ qua trong tính toán.

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

+ Chiều cao chịu cắt có hiệu lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hiệu ứng lực do kéo và nén do uốn, tức là:

$$d_v = \max\begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - \dfrac{a}{2} \end{cases}$$ với a = β_1.c là chiều dày khối ứng suất t- ơng đ- ơng

- β_1 :đã tính ở phần tính chất vật liệu, β_1 = 0.6928.
- d_e :chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)
- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy b bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (m)	0.72h (m)	d_e-0.5a (m)	d_V (m)	b_V (m)	$0.25f'_c b_V d_V$ (KN)	$V_c = 0{,}083\beta\sqrt{f'_c}\, b_v d_v$	Vp
3	1.67	1.44	1.81	1.81	1.05	23800.14	774.18	0
14	4.37	3.60	4.62	4.62	1.05	60588.74	1970.85	0
25	1.67	1.44	1.81	1.81	1.05	23800.14	774.18	0

Xác định θ và β.

Để xác định đ- ợc θ và β ta phải thông qua các giá trị sau v/f'$_c$ và ε_x.

ứng suất cắt trong bê tông :

$$v = \frac{V_u - \varphi V_p}{\varphi b_v d_v} \qquad (5.8.3.4.2\text{-}1)$$

trong đó :

- φ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2
- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do Q_{max}

Tiết diện	V_u (KN)	b_V (m)	d_V (m)	ϕ	v (KN)	$\frac{v}{f'_c}$
3	951.56	1.05	1.81	0.9	555.30	11.106
14	19749.98	1.05	4.62	0.9	4527.33	90.547
25	404.78	1.05	1.81	0.9	236.21	4.724

Do Q_{min}

Tiết diện	V_u (KN)	b_V (m)	d_V (m)	ϕ	v (KN)	$\frac{v}{f'_c}$
3	555.19	1.05	1.81	0.9	323.99	6.480
14	17677	1.05	4.62	0.9	4052.20	81.044
25	1142.40	1.05	1.81	0.9	666.66	13.333

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện xác định theo :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \le 0.002 \qquad (5.8.3.4.2\text{-}2)$$

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện (m^2)
- M_u : Mô men tính toán (N-mm)
- N_u : Lực dọc trục tính toán (N)
- V_u : Lực cắt tính toán (N)
- E_s : Môđun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Môđun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)

- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc}\frac{E_p}{E_c}$$

- f_{pe} : ứng suất có hiệu trong thép - st sau mất mát.

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = f_{pj} - \frac{1}{n}\sum \Delta f_{pT}$$

- f_{pc} : ứng suất nén tại trọng tâm tiết diện

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (m^2)
- A: diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác đinh theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ớc góc $\theta=30^0$
- (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ợc lại θ và β, nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ợc, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➢ Xác định f_{po}

Do Q_{max}

Tiết diện	F (KN)	A (m^2)	f_{pc} (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
3	23205.94	8.469	2.74	1090.70	197000	35750	1105.80
14	55385.70	13.713	4.04	1056.69	197000	35750	1078.95
25	23589.09	8.469	2.79	1108.71	197000	35750	1124.06

Do Q_{min}

Tiết diện	F (KN)	A (m^2)	f_{pc} (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
3	24606.25	8.469	2.91	1156.51	197000	35750	1172.52
14	58425.75	13.713	4.26	1114.86	197000	35750	1138.33
25	27586.47	8.469	3.26	1173.09	197000	35750	1191.04

Xác định ε_x

Do Q_{max}

Tiết diện	M_u (kNm)	d_V (m)	V_u (kN)	θ (rad)	A_{ps} (m^2)	f_{po} (Mpa)	ε_X
3	41998.43	1.81	951.56	0.52	0.02128	1105.80	0.0001
12	316960.61	4.62	19749.98	0.52	0.06468	1078.95	0.0013
23	44256.19	1.81	404.78	0.52	0.02128	1124.06	0.0002

Do Q_{min}

Tiết diện	M_u (KNm)	d_V (m)	V_u (KN)	θ (rad)	A_{ps} (m^2)	f_{po} (Mpa)	ε_X
3	41998.43	1.81	555.19	0.52	0.02128	1172.52	-0.0003
12	316960.61	4.62	17677.28	0.52	0.06468	1138.33	0.0008
23	44256.19	1.81	1142.40	0.52	0.02128	1191.04	0.0000

Xác định β và θ

Do Q_{max}

ε_X	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
1.08E-04	0.0111	4	27
1.25E-03	0.0905	1.9	36
2.00E-04	0.0047	4	28

Do Q_{min}

ε_X	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-3.12E-04	0.0065	6.78	27
8.12E-04	0.0810	6.78	33
1.19E-05	0.0133	6.78	27

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh ϕ20 có 2 lớp trên một s- ờn có diễn tích A_v=628 mm^2, cự ly giữa các thanh thép ngang là s=200 mm

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s.

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}\,b_v d_v \qquad (5.8.3.3\text{-}3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot g\theta + \cot g\alpha)\sin\alpha}{s} \qquad (5.8.3.3\text{-}4)$$

Kết quả tính toán như sau:

Do Q_{max}

Tiết diện	A_V m^2	f_y MPa	d_V m	b_V m	α rad	θ rad	s m	V_s KN
3	0.0006284	1674	1.81	1.05	1.57	0.471	0.2	18718.71
14	0.0006284	1674	4.62	1.05	1.57	0.628	0.2	33418.98
25	0.0006284	1674	1.81	1.05	1.57	0.489	0.2	17937.73

Do Q_{min}

Tiết diện	A_V m^2	f_y Mpa	d_V m	b_V m	α rad	θ rad	s m	V_s KN
3	0.0006284	1674	1.81	1.05	1.57	0.471	0.2	18718.71
14	0.0006284	1674	4.62	1.05	1.57	0.576	0.2	37388.40
25	0.0006284	1674	1.81	1.05	1.57	0.471	0.2	18718.71

d.Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n.

$$V_n = \min\begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \le \varphi V_n$$

Do Q_{max}

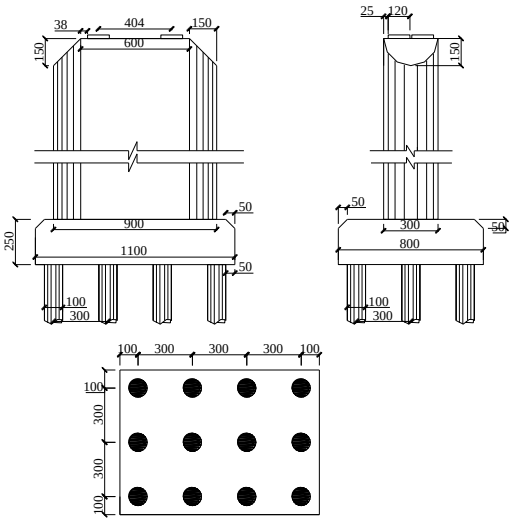
Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_cb_Vd_V$ (KN)	V_N (KN)	φV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \varphi V_N$
3	774	18719	19493	23800	19493	17544	952	Đạt
12	1971	33419	35390	60589	35390	31851	19750	Đạt
23	774	17938	18712	23800	18712	16841	405	Đạt

Do Q_{min}

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_cb_vd_v$ (KN)	V_N (KN)	φV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \varphi V_N$
3	774	18719	19493	23800	19493	17544	555	Đạt
12	1971	37388	39359	60589	39359	35423	17677	Đạt
23	774	18719	19493	23800	19493	17544	1142	Đạt

IV. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

IV.1 Kích thước hình học của trụ.



IV.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.

IV.2.1 Số liệu tính toán :

Bêtông trụ 300#, f'c = 30 Mpa.

Thép CIII, fy = 400 Mpa.

Đường kính thanh cốt thép D = 25 mm.

Cao độ đỉnh trụ:	+15.07 m
Cao độ đỉnh móng :	-3.32m
Cao độ đáy móng :	-5.82m
Mực nước cao nhất :	+13.7 m
Mực nước thấp nhất :	+4 m
Mực nước thông thuyền :	+8m

IV.2.2 Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trục cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu phần trên	DC1
Tải trọng lớp phủ mặt cầu	DW

Tải trọng lan can	DB
Tải trọng bản thân trụ	DC
Tải trọng hoạt tải xe thiết kế	LL
Tải trọng bộ hành	PL
Lực xung kích	I M
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Ap lực n- ớc	WA

Tổ hợp tải trọng

Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

TTGH	Hệ số tải trọng γ_i						
	γ_{DC}	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
C- ờng độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

IV.2.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ

IV.2.3.1 Tĩnh tải:

Tĩnh tải tác dụng lên trụ có thể chia riêng thành các tải trọng nh- sau:

a*) Tĩnh tải phần 1:*

Tĩnh tải nhịp phần 1 bao gồm trọng l- ợng bản thân của toàn bộ kết nhịp dầm. (DC1)

N_{DC1} =25713.7KN

b) Tĩnh tải phần 2:

Tĩnh tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng l- ợng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng nh- một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)

N_{DW} =2388KN

N_{DB} =1206.2N

c) Tĩnh tải bản thân trụ DC

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng nh- của bệ móng.

Công thức xác định: $P_i = V_i \gamma_i$

Trong đó:

+ P_i : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ

+ V_i : thể tích khối thành phần thứ i của trụ

+ γ_i : trọng l- ợng riêng t- ơng ứng thành phần thứ i.

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m^3)	Trọng l- ợng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bệ móng	Tại đáy Bệ móng
1	Bệ trụ	297.13	7131.12	0	7131.12
2	Thân trụ	456.25	10950	10950	10950
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.816	18.816	18.816
Tổng cộng DC		753.38	18100	10968.8	18100

IV.2.3.2 Hoạt tải

a) Theo ph- ơng dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

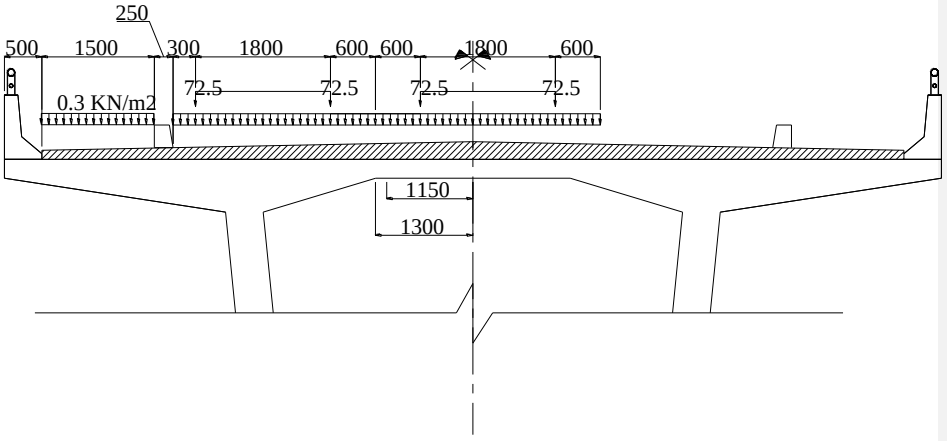
Gồm :

- Tải trọng ng- ời: q_{ng}= 0.3x1.5 = 0.45 KN/m^2
- Hoạt tải xe HL93

Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối mà ta đang xét.

+ Số làn thiết kế .....n = 2
+ Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ : ..... N_{LL} =4422.5 KN
+ Giá trị tải trọng ng- ời : ..... N_{lan} = 452.3 KN
+ Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : ..... N = 1874.8 KN

b) Theo ph- ơng ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.3 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 1.15 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4\times 72.5\times 1.3+3.1\times 5.7\times 1.15}{4\times 72.5+3.1\times 5.7}=1.29\,\text{m}$$

Trọng tâm tải trọng ng- ời cách tim cầu là : 5m

IV.2.3.3 Tải trọng hãm xe(BR):

- Đ- ợc lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)
- Lực hãm xe đ ợc truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tuỳ theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau.Do các tài liệu tra

cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh h- ởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.

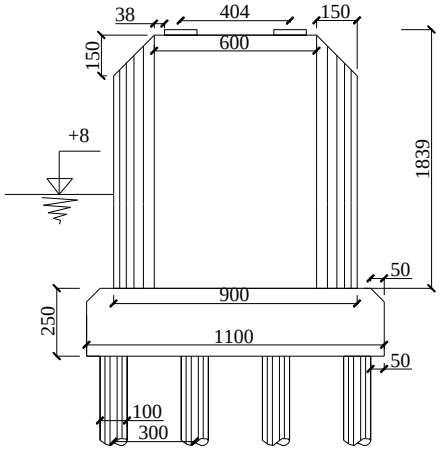
- Lực hãm đ- ợc lấy bằng 25% trọng l- ợng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn đ- ợc đặt trong tất cả các làn thiết kế đ- ợc chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này đ- ợc coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đ- ờng 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải đ- ợc chất tải đồng thời đối với cầu và coi nh- đi cùng một chiều trong t- ơng lai.

- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2
- Vậy lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đ- ờng : h_{BR} = 1.8m
- Lực hãm xe : BR = 0.25x(35+145+145)x2x0.9 = 146.25 (KN)

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	23.39	25.89
H_y	146.25	146.25
M_x	3684.04	4049.66

IV.2.3.4 Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ- ờng sông : cấp II
- Theo quy trình 22TCN – 272-05 (điều 3.14) và dựa vào cấp sông, tra bảng 3.14.2-1 để có tải trọng tàu thiết kế. Loại tàu tự hành 1000DWT
  - + Chiều dài lớn nhất: 75 m.
  - + Chiều rộng lớn nhất: 7.5 m.
  - + Mực n- ớc đầy tải : 2,8m
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1): V = 2.5+Vs = 3.3+1.4 = 4.7 m/s.

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế đ- ợc coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phần d- ới ở mức n- ớc cao trung bình hằng năm.Giá trị của lực này theo ph- ơng thẳng góc với trụ lấy 100% Ps, với ph- ơng ngang trụ lấy 50% P_s. Trong đó , P_s tính bằng công thức :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

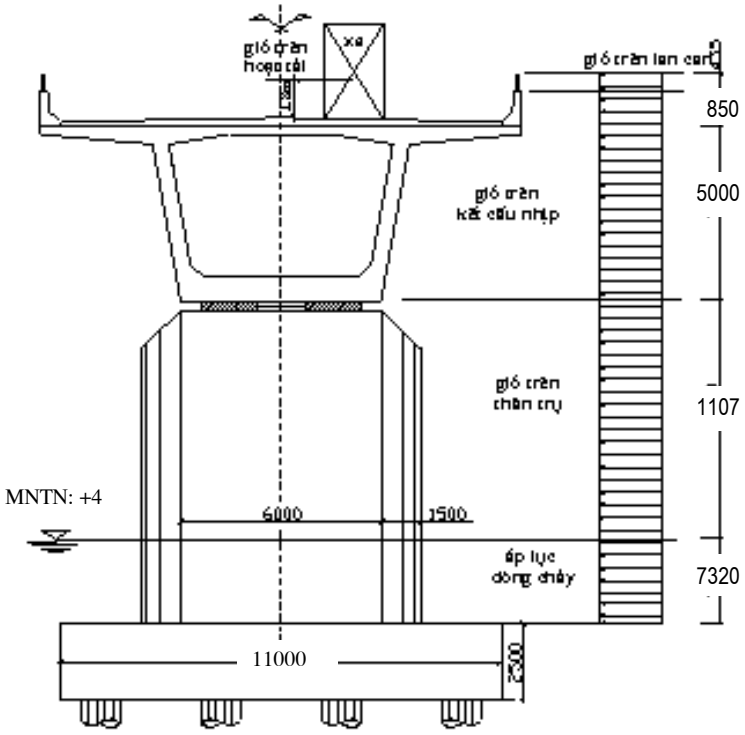
trong đó :

- P_s : là lực va tĩnh t- ơng đ- ơng (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	11.32	13.82
H_y (P_s)	17835.25	17835.25
H_x	8917.62	8917.62
M_x	201894.98	246483.10
M_y	100947.49	123241.55

IV.2.3.5 Tải trọng gió (WL,WS)

❖ ***Tính với mực nước thấp nhất***



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải đ- ợc xác định theo công thức:

$$V=V_B.S$$

Trong đó:

V_B : Vùng tính gió theo TCVN 2737 – 1995 là vùng III → tốc độ gió lấy V_B = 53 m/s

S : Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra S = 1.14, với khu vực mặt thoáng n- ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n- ớc là 20 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

V=1.14x 53 = 60.42m/s

➢ **Tải trong gió theo ph- ơng ngang cầu:**

Tải trọng gió đ- ợc đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức :

$$P_\Delta = 0{,}0006.V^2.A_t.C_d / 1.8A_t\,(KN) \qquad (3.8.1.2.1\text{-}1)$$

Trong đó :

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo ph- ơng trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2).Trong đồ án , diện tích tính gió là phần lan can, hai bên cánh hẫng, diện tích trụ lớn nhất lộ trên mặt n- ớc.
- C_d : Hệ số cản, tra theo hình 3.8.1.2.1.1 có tính chiết giảm cho phần kết cấu s- ờn nghiêng 10^0 theo quy định của phần chú giải. C_d = 1.296
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d}=\frac{12.5}{5.85}$=2.137

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)=12.5 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)=5.85 m

- Z_1 : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bệ móng
- Z_2 : Cánh tay đòn tính đến đáy bệ móng
- Diện tích chắn gió của lan can: $A_{lc} = (2L_1+L_2).\ 0.5.\ h_{lc}$

h_{lc} - Chiều cao của lan can, h_{lc} = 0.85 (m)

=> $A_{lc} = (2*55 + 86)*0.5 * 0.85= 83.3(m^2)$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp :$F_{nhịp} = (2L_1.\ h_1 + L_2.\ h_2).\ 0.5$

h_1, h_2 - Chiều cao bình quân của nhịp 55 (m) và 86 (m)

h_1 =3.026(m) ; h_2 = 3.44 (m)

$=>F_{nhịp}$ = (2*55*3.026+86*3.44)x 0.5= 314.35 (m^2)

- Diện tích phần trụ cao hơn mực nước $A_{trụ}$ = H.B

Với B : chiều rộng trụ theo phương dọc cầu(quy đổi về hình HCN) B=8.356 m

$A_{trụ}$ =11.07*8.356=92.5 (m^2)

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	Cd	1.8*A_t	P_Δ	Z_1	Z_2
	m^2		KN	KN	m	M
Kết cấu nhịp	314.35	1.296	565.83	899.2	20	22.5
Lan can	83.3	1.296	149.94	185.2	23.815	26.315
Thân trụ	92.5	1	166.5	98.3	12.855	15.355

➢ **Tải trọng gió theo phương dọc cầu:**

Theo quy trình, trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên mố, trụ mà kết cấu phần trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc. Tuy nhiên trong trường hợp này, cầu thiết kế không thuộc các dạng trên nên không xét tới tải trọng gió dọc.

➢ **Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)**

Theo quy định của điều 3.8.1.3 của quy trình 22TCN 272-05, khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.5 KN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường. Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75KN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường.

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương ngang cầu:

WL_{ngang} = 1.5x75 = 112.5 (KN)

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương dọc cầu:

$WL_{dọc}$ = 0.75x75 = 56.25 (KN)

IV.2.3.6 Tải trọng nước:

a. Lực đẩy nổi của nước WA được tính theo công thức: WA= $\gamma.V_n$

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của n- ớc

+ V_n : là thể tích phần trụ ngập trong n- ớc

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n- ớc	V_{01}	426.66	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_1	4266.57	KN
Tính tại mặt cắt đáy bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n- ớc	V_{02}	642.03	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_2	6420.32	KN

IV.3 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngàm vào bệ móng (Tiết diện II)
- Tiết diện đáy bệ móng (Tiết diện III)

Ta có bảng tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ nh- sau:

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

STT	Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
			N_X(KN)	Z_l(m)	M_Y (KNm)	N_Y(KN)	Z_l(m)	M_X (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	10969						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	26919						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2388.00						
4	Hoạt tải LL+WL	4874.80					1.29	6288.49
5a	2 làn ng-ời bộ hành PL	452.30						
5b	1 làn ng-ời bộ hành PL	226.15					5.00	1130.75
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	21.80	1226.25	112.50	21.80	2452.50
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					236.46	23.82	5631.36
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					892.34	20.00	17846.83
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					202.61	12.86	2604.51
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	25.19	3684.04			
8	Lực va tàu CV		8917.6	11.32	201895	17835.25	11.32	201894.98
9	áp lực đẩy nổi WA	-4266.6						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N (KN)	N_X (KN)	M_Y (KNm	N_Y(KN)	M_X (KNm)
TTGHCĐ I					
1.25(1) + 1.25(2)+1.5(3) +1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	60,264.45	255.94	6,447.07	0	11,004.86
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3) +1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	59,868.68	255.94	6,447.07	0	12,983.67
TTGHSD					
(1)+ (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	41,336.54	163.13	4,051.91	433.17	14,849.05
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	41,110.39	163.13	4,051.91	433.17	15,979.80

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

STT	Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
			N_X(KN)	Z_1(KN)	M_Y (KNm)	N_Y(KN)	Z_1(KN)	M_X (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	18100						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	26919						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2388						
4	Hoạt tải LL+WL	4875					1.29	6288
5a	2 làn người bộ hành PL	452						
5b	1 làn người bộ hành PL	226					4.75	2148
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	24.30	1366.88	112.50	24.30	2734
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					236.46	26.32	6223
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					892.34	22.50	20078
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					202.61	15.36	3111
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe dọc cầu BR		146.25	27.69	4049.66			
8	Lực va tàu CV		8917.62	13.82	123241.55	17835.25	13.82	246483
9	áp lực đẩy nổi WA	-4267						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tổ hợp	N (KN)	N_X (KN)	M_Y (KNm)	N_Y (KN)	M_X (KNm)
TTGHCĐ I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3) +1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	69178.35	255.94	7086.91	0.00	11004.86
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3) +1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	68782.58	255.94	7086.91	0.00	14764.60
TTGHSD					
(1)+ (2) + (3)+1 (4) + (5a) +0.3(6a) +0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	48467.66	163.13	4459.73	0.00	15931.99
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	48241.51	163.13	4459.73	0.00	18080.41

IV.4 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng

IV.4.1 Vật liệu sử dụng:

- Bêtông 300#, f'c = 30 Mpa.
- Giới hạn chảy của cốt thép, fy = 400 Mpa.
- Đường kính thanh cốt thép D = 25 mm.
- Chiều dày lớp bêtông bảo vệ : 100mm

IV.4.2 2.Chọn mặt cắt tính toán

Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

- Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ
- Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

IV.4.3 3.Kiểm tra tiết diện

IV.4.3.1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

Một cột mảnh thường bị uốn ngang dưới tác dụng của tải trọng. Điều này làm tăng Mômen trong cột lên và do đó làm yếu cột. Theo Điều 5.7.4.3 TCVN-272-01 Đối với cấu kiện không có giằng liên kết, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi tỷ số độ mảnh

$$\frac{KL_u}{r_x} < 22$$

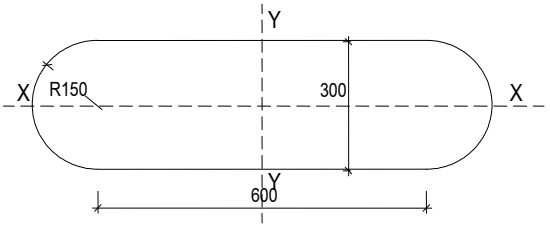
trong đó :

K = hệ số độ dài hữu hiệu

l_u = chiều dài không có thanh giằng (m)

r = bán kính quán tính (m)

Mặt cắt ngang trụ T2 như sau:



Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

$A = 25.068\ m^2$

$I_x = 18.8\ m^4$

$I_y = 145.859\ m^4$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{18.8}{25.068}} = 0.866\ m$$

$$r_Y = \sqrt{\frac{I_Y}{A}} = \sqrt{\frac{145.859}{25.068}} = 2.412\ m$$

- Theo phương x, coi trụ là một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do theo phương x.

=> K=1

L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 18$ m

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1\times 18}{2.412} = 7.46 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương x.

- Theo phương y ta cũng coi trụ như một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1\times 18}{0.866} = 20.78 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương y.

IV.4.3.2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ ***Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo như sau:***

Chọn bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là ϕ 28.

Trong 'Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI' trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của Δ_t là từ 1-2%, trong đó Δ_t là tỉ lệ cốt thép trong tiết diện cột. Nhưng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết lượng cốt thép trong trụ lấy $\Delta_t = 0.015$

Như vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015\times 25068000 = 376020\ mm^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là ϕ32

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Số l- ợng thanh cốt thép bố trí : $n=\frac{A_{st}}{32^2\times\frac{3.14}{4}}=\frac{376020}{32^2\times\frac{3.14}{4}}=467.54$ thanh

Vậy bố trí 468 thanh cốt thép D32

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài Tiết diện là 10cm,

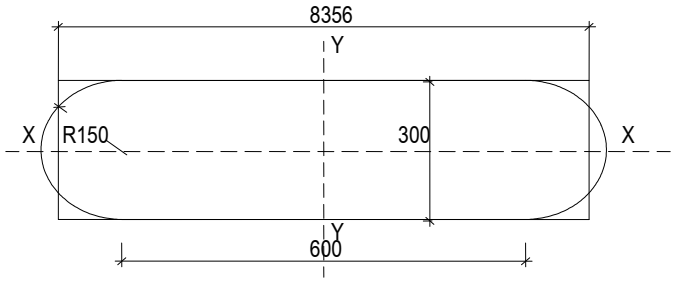
Cốt đai chọn ϕ 16 khoảng cách giữa các thanh cốt đai là 200 mm

IV.4.3.3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột

a. Quy đổi tiết diện tính toán.

Tiết diện trụ đ- ợc vát cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi tiêt diện về hình chữ nhật (chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực) để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết

Kích th- ớc tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



b.Tính toán tỉ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài:

Diện tích cốt thép theo hai cạnh tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 100mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 100mm .

Tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài là :

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2\times100}{3000} = 0.914$$

$$\gamma_y = \frac{8356 - 2\times100}{8356} = 0.969$$

IV.4.3.4 Kiểm toán trụ theo TTGHSD

Đối với mặt cắt đỉnh bệ móng trong trạng thái giới hạn sử dụng ta cần kiểm tra điều kiện ứng

suất và nứt trong bê tông tại các đỉnh góc của tiết diện chữ nhật quy đổi. Vì cấu kiện trong tr- ờng hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông đ- ợc lấy nh- sau:

+ Đối với ứng suất nén: 0,4 $f_c^{'}$ = 0,4×30 = 12 Mpa = 12000 KN/m^2

+ Đối với ứng suất kéo : không cho phép đối với trụ.

Công thức kiểm tra :

$$0 \le f = \frac{N}{A} + \frac{Mx}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \le 0{,}4.f_c^{'}$$

Trong đó:

N, M_n , M_d : lần l- ợt là lực dọc, mômen theo ph- ơng ngang cầu, dọc cầu tại vị trí mặt cắt tính toán với tổ hợp tải trọng theo TTGH sử dụng.

A, I_x , I_y lần l- ợt là diện tích, mômen quán tính theo ph- ơng x, mômen quán tính theo ph- ơng y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng d- ới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	X m	Y m	A m^2	I_x m^4	I_y m^4	N KN	M_x KNm	M_y KNm	f KN/m^2	0.4f_c KN/m^2	Kết Luận
1	4.178	1.5	25.07	18.8	145.859	41,336.54	14,849.05	4,051.9	2,949.8	12,000	Đạt
2	4.178	1.5	25.07	18.8	145.859	41,110.39	15,979.80	4,051.9	3,031.0	12,000	Đạt

IV.4.3.5 Kiểm toán trụ theo TTGHCĐ

c.Kiểm toán khả năng chịu nén thuần tuý

Công thức kiểm tra:

$P_r \le \varphi P_n$

$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$

Trong đó :

- P_r : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
- P_n : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
- f_c' : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày, f'_c = 30 Mpa=30000 KN/m^2
- A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm^2), A_g=25.068 m^2
- A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ A_{st} = 0.376m^2
- φ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.75$
- f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, f_y = 400 Mpa=400000 KN/m^2

$\Rightarrow \quad P_n = 0.8\left[0.85\times 30000\ \ 25.068 - 0.376\ \ + 400000\times 0.376\ \right]$ =624036.8 KN

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- ờng hợp	TTGHCĐ I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	69178.35	468027.6	Đạt
(II)	68782.58	468027.6	Đạt

d.Kiểm toán sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Ta có : 0.1f'c Ag = 0.1x30x25.068x1000 = 75204 KN

giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục Nz ở trong các tổ hợp ở TTGHCĐ, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{rx}} \le 1.0 \qquad (5.7.4.5\text{-}3)$$

ở đây :

- M_{ux} :Mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)
- M_{uy} :Mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)
- M_{rx} :Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ơng X đã tính toán ở trên(N.mm)

- M_{rx} :Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo phương Y đã tính toán ở trên (N.mm)

❖ ***Xác định Mrx, Mry: sức kháng tính toán theo trục x,y (Nmm)***

$$Mrx = \varphi \,.\, As \,.\, fy \,.\, (ds - \frac{a}{2})$$

Tương tự với *Mry*

Trong đó:

φ = 0.9 với cấu kiện chịu uốn.

ds: khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bêtông bảo vệ và đường kính thanh thép).

fy: giới hạn chảy của thép.

As: bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai phương.

$$c_1 = \frac{A_s.f_y}{0,85.\beta.f_C^{'}.b_x} = \frac{0.376 \times 400}{0,85\times 0,85\times 30\times 8.356} = 0.83$$

$$c_2 = \frac{A_s.f_y}{0,85.\beta.f_C^{'}.b_y} = \frac{0.376 \times 400}{0,85\times 0,85\times 30\times 3} = 2.31$$

$$a_1 = c_1.\beta_1 = 0.83\times 0.85 = 0.706$$

$$a_2 = c_2.\beta_1 = 2.3\times 0.85 = 1.966$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9\times 0.376\times 400\times 10^3\left(3 - 0.1 - \frac{0.76}{2}\right) = 336369.6 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9\times 0.376\times 400\times 10^3\left(9 - 0.1 - \frac{1.966}{2}\right) = 1071645 \text{ KN.m}$$

$\beta_1 = 0,85$

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các tr- ờng hợp	M_x KNm	M_y KNm	M_{rx} KNm	M_{ry} KNm	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
(I)	11004.86	7086.91	336370	1071645	0.04	Đạt
(II)	14764.60	7086.91	336370	1071645	0.05	Đạt

IV.5 Kiểm toán cọc

Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn c- ờng độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định đ- ợc, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

IV.5.1 Xác định loại móng cọc.

Kiểm tra điều kiện : $h > 0.7h_{min}$

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, h = 4.5 m.

$$h_{min} = tg(45^0 - \varphi/2)\sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó :

- φ, γ là góc nội ma sát và trọng l- ợng đơn vị thể tích của lớp đất từ đáy đài trở lên.
- $\sum H$ là tổng tải trọng nằm ngang.
- b là bề rộng đáy đài theo ph- ơng thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

e.Theo ph□ơng trục y:

H_{max} = 912 T

b = 8 m

$h_{min} = tg(45^0 - 30^0/2)\sqrt{\frac{912}{1.8\times 8}} = 4.6m$

-> $0.7h_{min}$ = 0.7x4.6= 3.21m < h = 4.5 m.

f.Theo phương trục x:

H_{max} = 1928 T

b = 8 m

$h_{min} = tg(45^0 - 30^0/2)\sqrt{\frac{1928}{1.8\times 11}} = 5.69$ m.

-> $0.7h_{min}$ = 0.7x5.69=3.98 m < h = 4.5 m.

Kết luận: theo cả hai phương móng đều có thể được tính toán như đối với móng cọc đài thấp.

IV.5.2 Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

Tính toán sức kháng đỡ của cọc

+ +Theo vật liệu làm cọc:

– Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính D = 1m, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $\varphi_f = 30^0$,lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f = và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f =

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực 18ϕ25 có c- ờng độ 400MPa. Đai tròn ϕ15 a200.

a.Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

➢ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi.(m_1.m_2.R_b.F_b + R_a.F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc φ = 1
- m_1: hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bêtông theo ph- ơng đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = \pi R^2 = \pi * 0.5^2 = 0.785\ m^2$
- R_n : C- ờng độ chịu nén của bêtông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,130 \times \pi \times 50^2 + 2,4x88,36\right] = 733.68\,(T)$

b.Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1:Cát hạt nhỏ
- Lớp 2: Sét cát nâu
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá vôi xám

➢ *Theo đất nền*

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$Q_R=\varphi Q_n=\varphi_{qp}Q_p$

Với $Q_p=q_pA_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.5$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$q_p=3q_u K_{sp} d$ (10.7.3.5)

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

$$d = 1+0,4.\frac{H_S}{D_S} \le 3,4$$

q_u : C- ờng độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 26 Mpa

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1000mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 2000mm.

D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). D_S = 1200mm.

$$\Rightarrow d = 1+0.4\frac{2}{1.2}=1.67$$

$$\Rightarrow K_{SP} = = \frac{(3+\frac{400}{1000})}{10\sqrt{1+300\frac{6}{400}}}=0.145$$

Vậy q_p = 3 x26 x0,145x1,67=18.885Mpa = 1888.5T/m^2

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p = 0.5x\ 1888.5\ x0.5^2\pi = 741.6$ T

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

c.Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi như đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

$$P_{max} \le P_c$$

Trong đó:

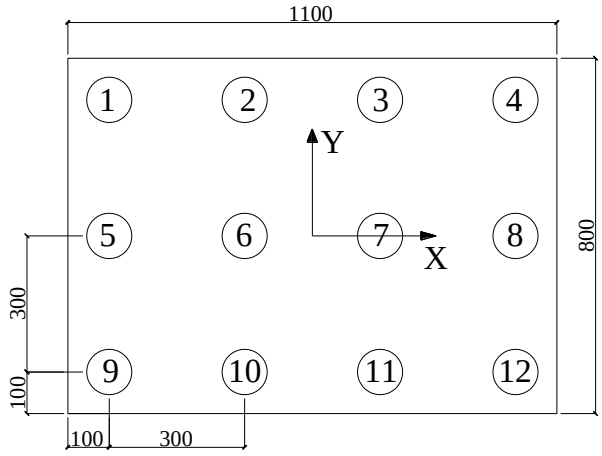
- P_{max} : Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x.y_{max}}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{M_y.x_{max}}{\sum_1^n x_i^2}$$

Trong đó :

- P : tổng lực đứng tại đáy đài .
- n : số cọc, n = 12
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm
- M_x , M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 phương x, y.



Kiểm toán cọc với P_c=7330KN

IV.5.3 Kiểm toán cọc (TTGHCĐ1)

N_Z=69234.74KN

M_X=14764.6KNm

M_Y =7087 KNm

Cọc	Xi (m)	Yi (m)	X^2i (m^2)	Y^2i (m^2)	Ni (KN)	Kiểm tra
1	-4.5	3.0	20.3	9.0	6148.5	Đạt
2	-1.5	3.0	2.3	9.0	6306.0	Đạt
3	1.5	3.0	2.3	9.0	6463.5	Đạt
4	4.5	3.0	20.3	9.0	6621.0	Đạt
5	-4.5	0.0	20.3	0.0	5533.3	Đạt
6	-1.5	0.0	2.3	0.0	5690.8	Đạt
7	1.5	0.0	2.3	0.0	5848.3	Đạt
8	4.5	0.0	20.3	0.0	6005.8	Đạt
9	-4.5	-3.0	20.3	9.0	4918.1	Đạt
10	-1.5	-3.0	2.3	9.0	5075.6	Đạt
11	1.5	-3.0	2.3	9.0	5233.1	Đạt
12	4.5	-3.0	20.3	9.0	5390.6	Đạt

Phần III
Thiết kế thi công
****

CH□ ƠNG V:THIẾT KẾ THI CÔNG

I. YÊU CẦU THIẾT KẾ

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T2 cho đến móng.
Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ:	+15.07	m
- Cao độ đáy trụ:	-3.32	m
- Cao độ đáy đài:	-5.82	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	+8	m
- Cao độ đáy sông:	-0.6	m
- Chiều rộng bệ móng :	8	m
- Chiều dài bệ móng :	11	m

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát thô sạn
- Lớp 2: Sét cát nâu
- Lớp 3: Cát cuội sỏi

Lớp 4: Đá vôi xám

II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:

II.1 Thi công trụ

B- ớc 1 : Định vị cọc khoan nhồi:

- Xác định chính xác vị trí tim cọc, tim đài
- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vi trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc đến độ sâu thiết kế.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dựng cọc ván thép loại Lassen bằng giá khoan
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

- Đổ bê tông bịt đáy và tiến hành bơm hút n- ớc hố móng.

- Đập đầu cọc khoan nhồi, uốn cốt thép đầu cọc, vệ sinh hố móng.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng

Bước 5 : Thi công thân trụ:

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân trụ lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân trụ, đổ bê tông thân trụ từng đợt một.

Bước 6 : Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Hoàn thiện trụ.
- Thu dọn công trường, giải phóng lòng sông

II.2 Thi công kết cấu nhịp

Bước 1 : Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ

- Tập kết vật tư phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh dự ứng lực
- Khi bê tông đạt cường độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

Bước 2 : Đúc hẫng cân bằng

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ cường độ theo quy định, tiên hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

Bước 3 : Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đâu dầm trên mặt bằng và trên trắc dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

Bước 4: Hợp long nhịp chính

- Trình tự như trên

Bước 5 : Thi công nhịp đơn giản(thi công dầm bằng xe lao chuyên dụng)

- Đưa xe vào vị trí, 2 chân trên bờ và 1 chân trên trụ.
- Vận chuyển dầm ra vị trí.
- Móc dầm vào xe trượt,vận chuyển dọc ra nhịp,sàng ngang và hạ dầm xuống đúng vị trí.

II.3 Công tác hoàn thiện

- Đổ bê tông bản mặt cầu phần nhịp T…
- Thi công lan can, gờ chắn.
- Rải lớp phủ mặt cầu
- Lắp hệ thống chiếu sáng,hệ thống biển báo.
- Thu dọn công tr- ờng,và đ- a vào sử dụng.

III. THI CÔNG MÓNG.

Móng cọc khoan nhồi đ- ờng kính cọc 1m, tựa trên nền đá vôI xám. Toàn cầu có 2 mố (M1, M2) và 4 trụ (T1, T2, T3, T4).

Các thông số móng cọc

	M1	T1	T2
Số l- ợng cọc trong móng (cọc)	6	9	12
Đ- ờng kính thân cọc(m)	1	1	1
Chiều cao bệ cọc (m)	2	2.5	2.5
Cao độ đỉnh bệ cọc(m)	10.76	-2.98	-3.32
Cao độ đáy bệ cọc(m)	8.76	-5.48	-5.82
Cao độ mũi cọc dự kiến (m)	-11.5	-18.2	-25.61
Chiều dài cọc dự kiến (m)	21.26	13.7	20.8
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu (m)	3	3	3
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu (m)	5.75	3	3

III.1 Công tác chuẩn bị

– Cần chuẩn bị đầy đủ vật t- , trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thuỷ văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ l- ỡng và nhiều giải pháp ứng phó kịp thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

– Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh h- ởng bởi quá trình thi công cọc.

– Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nh- thiết kế. Chuẩn bị ống đổ bê tông d- ới n- ớc.

– Thiết kế cấp phối bê tông, thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với c- ờng độ và điều kiện đổ bê tông d- ới n- ớc.

– Dự kiến khả năng và ph- ơng pháp cung cấp bê tông t- ơi liên tục cho thi công đổ bê tông d- ới n- ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất l- ợng cọc khoan sau này

III.1.1 Công tác khoan tạo lỗ

III.1.1.1 Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đ- ờng chuẩn toạ độ đ- ợc xác định tại hiện tr- ờng.

Sai số cho phép của lỗ cọc không đ- ợc v- ợt quá các giá trị sau:

Sai số đ- ờng kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan : ±10cm

III.1.1.2 Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

Ống vách phải đ- ợc chế tạo nh- thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. ống vách phải đảm bảo kín n- ớc ,đủ độ cứng.Tr- ớc khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định h- ớng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

ống vách có thể đ- ợc hạ bằng ph- ơng pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

III.1.1.3 Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần đ- ợc kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xê dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lí kịp thời.

Nếu cao độ n- ớc sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột n- ớc trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không đ- ợc va vào ống vách.

Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mồ côi hay mặt đá không bằng phẳng phải đổ đất sét kẹp đá nhỏ đầm cho bằng phẳng hoặc cho đổ một lớp bê tông d- ới n- ớc cốt liệu bằng đá dăm để tạo mặt phẳng cho búa đập hoạt động. Lúc đầu kéo búa với chiều cao nhỏ để hình thành lỗ ổn định, tròn thẳnh đứng, sau đó có thể khoan bình th- ờng.

Nếu sử dụng dung dịch sét giữ thành phải phù hợp với các qui định sau :

Độ nhớt của dung dịch sét phải phù hợp với điều kiện địa chất công trình và ph- ơng pháp sử dụng dung dịch.Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực n- ớc ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực n- ớc ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực n- ớc ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông , khối l- ợng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ <1,25T/m^3, hàm l- ợng cát <=6%, độ nhớt <=28 giây. Cần phải đảm bảo chất l- ợng dung dịch sét theo độ sâu của từng lớp đất đá, đảm bảo sự ổn định thành lỗ cho đến khi kết thúc việc đổ bê tông.

III.1.1.4 Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đ- a mùn khoan lên cho đến khi bơm ra n- ớc trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xói phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xói hút.

Nghiêm cấm việc dùng ph- ơng pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

III.1.1.5 Công tác đổ bê tông cọc

Đổ bê tông cọc theo ph- ơng pháp ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đ- ợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công tr- ờng phải đ- ợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d- ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khít.

+ Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không đ- ợc nhỏ hơn 1,2m và không đ- ợc lớn hơn 6m.

+ Phải đổ bê tông liên tục, rút ngắn thời gian tháo ông dẫn, ống vách để giảm thời gian đổ bê tông.

+ Khi ống dẫn chứa đầy bê tông phải đổ từ từ tránh tạo thành các túi khí trong ống dẫn.

+ Thời gian ninh kết ban đầu của bêtong không đ- ợc sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài , khối l- ợng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

+ Đ- ờng kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không đ- ợc lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

III.1.1.6 Kiểm tra chất l ợng cọc khoan nhồi

Kiểm tra bê tông phải đ- ợc thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông d- ới n- ớc.

Các mẫu bê tông phải đ- ợc lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra c- ờng độ.

+ Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhật ký thi công các số liệu sau :
+ Tốc độ đổ bê tông.
+ Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông.
+ Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

III.2 Thi công vòng vây cọc ván thép

Trình tự thi công cọc ván thép:

+ Đóng cọc định vị.
+ Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
+ Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
+ Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Th- ờng xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lí kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III.2.1 Công tác đào đất bằng xói hút

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát, sét á cát nên thích hợp dùng phương pháp xói hút để đào đất nơi ngập nước.

Tiến hành đào đất bằng máy xói hút. Máy xói hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xói đến độ sâu cách cao độ thiết kế 20-30cm thì dừng lại, sau khi bơm hút nước tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía dưới. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

III.2.2 Đổ bê tông bịt đáy

III.2.2.1 Trình tự thi công:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...).

Bơm bêtông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm.

Nhấc ống đổ lên phía trên.

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đổ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo phương thẳng đứng, chỉ được di chuyển theo chiều đứng.

Đến khi bê tông đạt 50% cường độ thì bơm hút nước và thi công các phần khác.

III.2.2.2 Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông:

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bêtông tươi trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập nước dưới tác dụng của áp lực do trọng lượng bản thân.

ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đổ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đổ R=3.5m.

Đảm bảo theo phương ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng được phủ kín bêtông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đổ, dễ xuống và phải nổi.

Bêtông: + Có mác thường cao hơn thiết kế một cấp.

+ Có độ sụt cao: 16 - 20cm.

+ Cốt liệu thường bằng sỏi cuội.

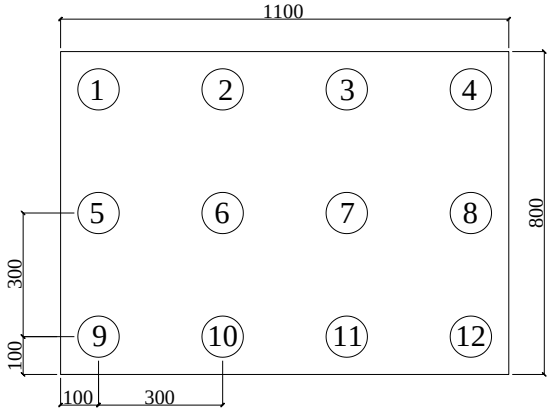
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc kĩ.

III.2.2.3 Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy

a) Các số liệu tính toán:

Xác định kích th- ớc đáy hố móng.



Ta có : L= 11 + 2 = 13 m

B = 8 + 2 = 10 m

Gọi h_b là chiều dày lớp bê tông bịt đáy

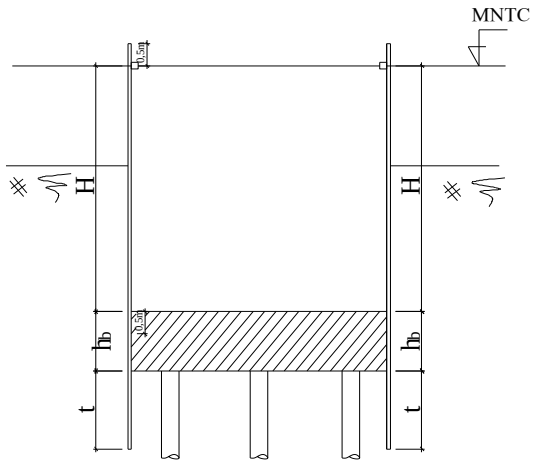
t là chiều sâu chôn cọc ván (t≥2m)

Xác định kích th- ớc vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m. Cọc ván sử dụng là cọc ván thép .

- Cao độ đỉnh trụ:	+15.07	m
- Cao độ đáy trụ:	-3.32	m
- Cao độ đáy đài:	-5.82	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	+8	m
- Cao độ đáy sông:	-0.6	m
- Chiều rộng bệ móng :	8	m
- Chiều dài bệ móng :	11	m
- Chiều rộng móng	10	m
- Chiều dài móng	13	m

b) Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy

a.b.1 Điều kiện tính toán



áp lực đẩy nổi của n- ớc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng l- ợng của lớp bê tông bịt đáy.

$$\Omega.\gamma_b.h_b + u_1.\left[\tau_1\right].h_b + k.u_2.\left[\tau_2\right].m \geq \gamma_n.(H + h_b).\Omega$$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{\gamma_n.H.\Omega}{\Omega.\gamma_b + u_1.\left[\tau_1\right] + k.u_2.\left[\tau_2\right].m - \Omega\gamma_n} \geq 1m$$

Trong đó :

H : Chiều cao tính từ mặt n- ớc thi công đến đáy bệ móng.

H=13.82 m.

h_b : Chiều dầy lớp bê tông bịt đáy.

m = 0,9 hệ số điều kiện làm việc.

n = 0,9 hệ số v- ợt tải.

γ_b : Trọng l- ợng riêng của bê tông bịt đáy γ_b = 2,4T/m2.

γ_n : Trọng l- ợng riêng của n- ớc γ_n =1 T/m2.

u_2: Chu vi cọc = $3,14 \times 1$ = 3.14m

τ_2 : Lực ma sát giữa bê tông bịt đáy và cọc .

τ_2 = 6.895T/m^2.

k: Số cọc trong móng k =12 (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 10 \times 13 = 130 \text{ m}^2 .$$

τ_1 : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

$$\tau_1 = 3\text{T/m}^2.$$

u_1: Chu vi tường cọc ván =(13+10) × 2 = 46 m

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1\times 13.82\times 130}{(0,9\times 130\times 2,4+46\times 3+12\times 3.14\times 6.895)\times 0,9-130\times 1} = 3.737\text{m} > 1 \text{ m}$$

Vậy ta chọn h_b=3.75 m

b.b.2 Kiểm tra cường độ lớp bê tông bịt đáy:

Xác định h_b theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn**.**

Ta cắt ra 1 dải có bề rộng là 1m theo chiều ngang của hố móng để kiểm tra.

Lớp bê tông bịt đáy được xem như 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của tường vây cọc ván.

- Nhịp dầm l=3 m

Sử dụng bê tông mác 200 có R_u = 65 T/m^2.

Tải trọng tác dụng vào dầm là q (t/m)

$$q = q_n - q_{bt} = \gamma_n.(H+h_b) - h_b.\gamma_{bt}$$

$$q = 1.(13.82 + h_b) - 2,4.h_b = 13.82 - 1,4.h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{max} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{(13.82-1,4.h_b)3^2}{8} = 15.55-1.575h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1.h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{6.(15.55-1.575h_b)}{h_b^2} \le 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có phương trình bậc hai:

$$65.h_b^2 + 9.45h_b - 93.27 = 0$$

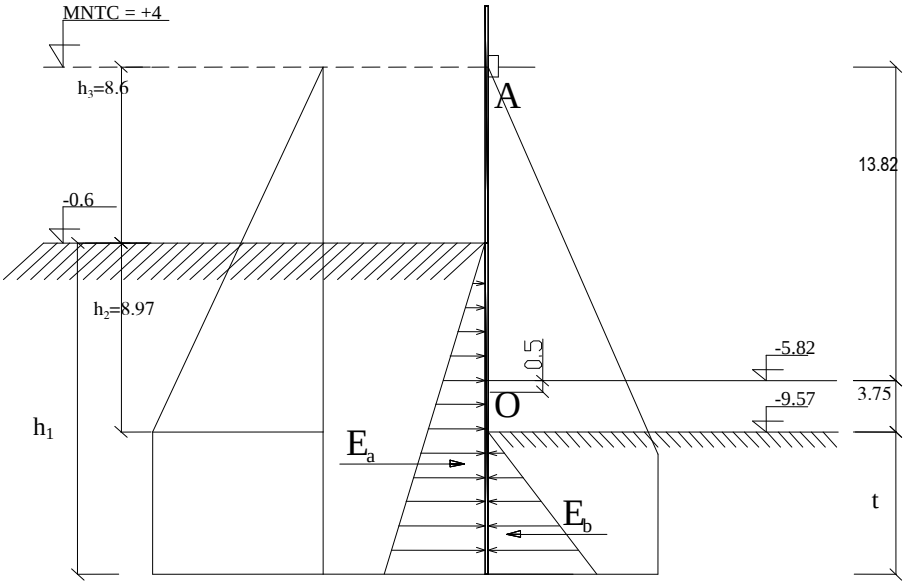
Giải ra ta có: h_b = 1.13 m

Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bịt đáy h_b = 3.75 m làm số liệu tính toán.

III.2.2.4 Tính toán cọc ván thép:

a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Khi đào đất theo phương pháp xói hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là như nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

-Trọng lượng riêng của đất: gd = 1.9 T/m3

-φ Góc ma sát: $\varphi = 30^0$

-áp lực chủ động của đất:

Ea = $0.5\,\gamma_{dn}\,h_1^2.\lambda_a$ – =0.5x0.9x$(8.97+t)^2$x1/3=0.15x$(8.97+t)^2$

-γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

γ_{dn} = γ_d - γ_n =1.9-1= 0.9T/m3

-λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$\lambda_a = tg^2(45 - \varphi/2) = 1/3$

-áp lực bị động của đất:

Eb = 0.5 γ_{dn} t^2. λ_b =0.5x0.9x3x t^2=1.35 t^2

$\lambda_b = tg^2(45 + \varphi/2) = 3$

λ_b :Hệ số áp lực áp lực bị động.

-Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta được:

$$\Sigma M_A = Ea[\frac{2}{3}(t+h2)+h3] - Eb(\frac{2}{3}t+h2+h3) = 0$$

$$\Rightarrow 0.15(8.97+t)^2 x[\frac{2}{3}(t+8.97)+8.6] - 1.35\, t^2 x(\frac{2}{3}t+8.97+8.6) = 0$$

Rút gọn ta được phương trình bậc 3 của t có dạng:

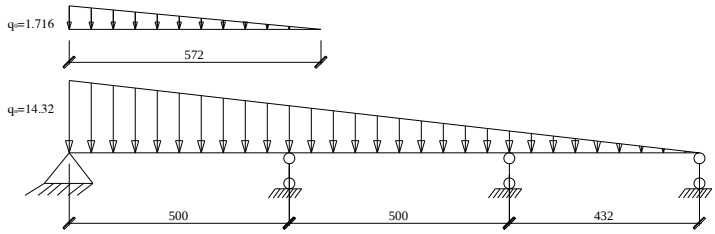
$$0.8t^3+19.373t^2-47.32t-176=0$$

Giải phương trình ta được: t =4.03m. Chọn t = 4.5 m

Vậy chiều dài cọc ván là :L =4.5+3.75+13.82+0.5 =22.57 m=> chọn L=22.6 m

b) tính toán cường độ cọc ván *:*

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bịt đáy và hút hết nước trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi như 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng như hình vẽ, tính cho 1m chiều rộng (*vị trí của điểm O nằm cách mặt trên lớp bê tông bịt đáy 0,5m về phía dưới)*



Ta có:

-Áp lực ngang của nước : $q_n = \gamma_n . 1 = 1x10.32 = 14.32$ (T/m)

-Áp lực đất chủ động : $q_d = \gamma_{dn} l_1 \lambda_a = 0.9x5.72x1/3 = 1.716$(T/m)

=> M_{max} =20.12 Tm (dùng phần mềm Midas 7.01)

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{max}}{[\sigma]}$$

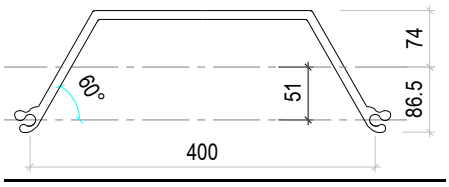
Trong đó:

- [σ] là ứng suất cho phép của thép cọc ván: [σ]=1900 kg/cm^2=1900

$$W \geq \frac{20.12x10^5}{1900} = 1058.9 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có : W > 1058.9 cm^3

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là : PZ 40



III.6. Bơm hút n- ớc.

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n- ớc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n- ớc còn lại trong hố móng. Dùng hai máy bơm loại C203 hút n- ớc từ các giếng tụ tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

III.7. Thi công đài cọc.

Tr- ớc khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất l- ợng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

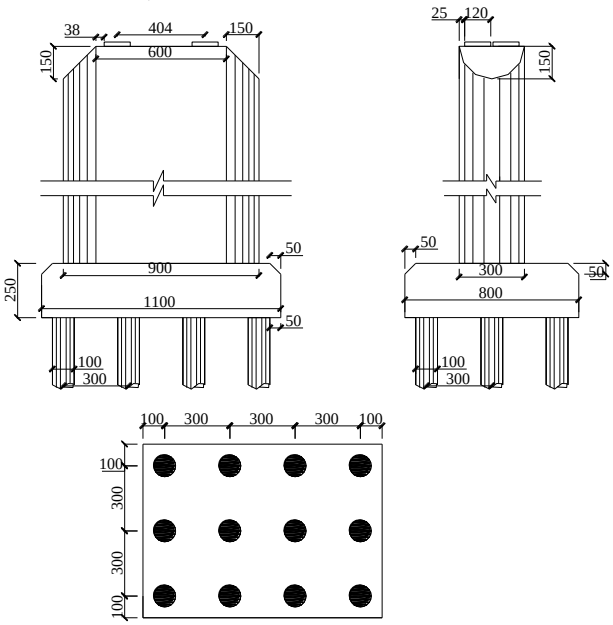
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các l- ới cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f'_C thì tháo dỡ ván khuôn

IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích th- ớc cơ bản của trụ và đài nh- sau:



IV.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn đ- ợc chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy đ- ợc vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông đ- ợc thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m^3/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng R = 0.75m.

IV.2 Trình tự thi công nh- sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ,lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, tr- ớc khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện t- ợng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dầy 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy n- ớc ximăng nổi lên là đ- ợc.Yêu cầu khi đầm phải cắm sâu vào lớp cũ 4 -5cm, đổ đầm liên tục trong thời gian lớn hơn 4h phải đảm bảo độ toàn khối cho bê tông tránh hiện t- ợng phân tầng.

Bảo d- ỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể t- ới n- ớc, nếu trời mát t- ới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể t- ới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời m- a thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55%f'c cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngược với quá trình lắp dựng.

IV.3 tính ván khuôn trụ:

IV.3.1 Tính ván khuôn đài trụ.

a. Kiểm tra ván khuôn

- Kích thước của ván khuôn

  L= $1 \rightarrow 2$m ; h= 0.5-1.5m ; $\delta = 6mm$

- Chúng được liên kết với nhau bằng các bu lông:
- Diện tích bệ móng: F= 8*11=88 (m^2)
- Thể tích cần đổ là: V= 88*2.5= 220 (m^3)
- Chọn 2 máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 80m^3 trong 1 giờ ($t_{đông}$= 4 giờ)
- Vậy Chiều cao đổ bê tông tươi cần h= 2.5 m do vậy để đổ xong $V_{bêtông}$ cần thời gian là: $t = \frac{V_{tt}}{V_{may}} = \frac{220}{80} = 2.75(h)$
- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có R= 0.75 m
- Ta thấy h> R→
- Áp lực ngang của bê tông (khi không đầm) $P_b = \gamma$ x R= 2,4*0.75= 1,8 (T/m^2)
- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của bê tông rơi tự do

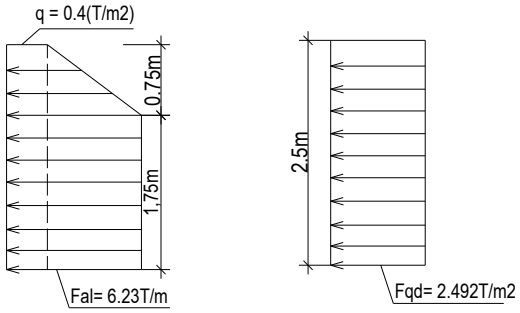
  $P_{max} = (q + \gamma R)*n$

- q: lực xung động do đổ bê tông bằng ống vòi voi gây ra q= 0,4 (T/m^2)
- n: hệ số vượt tải = 1.3

  Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

  $P_{tc} = (q + \gamma R)*n$= (0,4+1,8)*1.3= 2,86 (T/m^2)

- Biểu đồ áp lực bê tông:



- Diện tích áp lực:

$$F_{al} = (H\text{-}R).P_{tc} + \frac{R}{2}.(q + P_{tc}) = (2,5-0.75)\times 2.86 + \frac{0.75}{2}\times(0.4+2.86) = 6.23 \text{ (T/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$F_{qd} = \frac{F_{al}}{h} = \frac{6.23}{2.5} = 2.492 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Chọn ván khuôn thép 50x50 cm $\delta = 6mm$

→ Tính toán ván khuôn theo bản kê 4 cạnh: α=0.046(phụ thuộc tỉ số a/b)

$M_{max} = \alpha.P_{qd}.a = 0.046x2.492x0.5 = 0.057$ T.m = 5700 kg.cm

- Kiểm tra theo c- ờng độ:

Dùng thép than CT3 có [σ]=2100kg/cm^2

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5700}{3} = 1900(kg/cm^2) < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

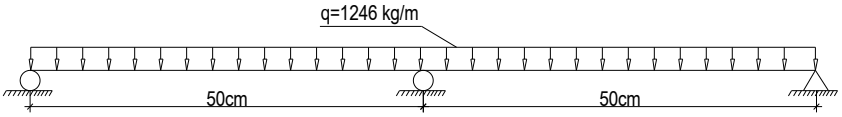
$$W = \frac{a*\delta^2}{6} = \frac{50*0.6^2}{6} = 3(cm^3)$$

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \alpha\frac{P_{qd}a^4}{EJ} = 0.046\frac{0.2492\times 50^4}{2.1x10^6\times 0.9} = 0.0379cm$
- Độ võng cho phép [f] = 0.2 cm

  Vậy f < [f] thoã mãn .

b. Tính toán s- ờn gia c- ờng: $q = p_{qd}*l_{tt} = 2.492*0.5 = 1.246$ (T/m) = 1246 kg/m

Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{max} = \frac{q.l^2}{10} = \frac{1246 \times 0.5^2}{10} = 31.15 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích th- ớc: bxh=5x50 mm

W= 2.08 (cm^3)

J = 5.21 (cm^4)

* Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3115}{2.08} = 1497.59(kg/cm2) < [\sigma] = 2100$ kg/cm^2 → đạt

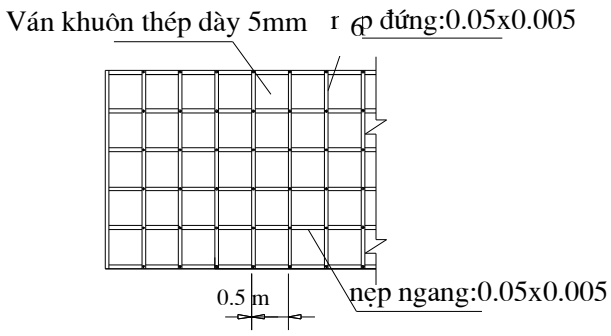
- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q.a^4}{127EJ} = \frac{1246 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1x10^6 \times 5.21} = 0.056cm$

- Độ võng cho phép [f] = 0.2 cm

Vậy f < [f] thoã mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép l=2 (m); và có s- ờn tăng c- ờng đứng và ngang là Bxh=5x50 mm

Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bệ móng).

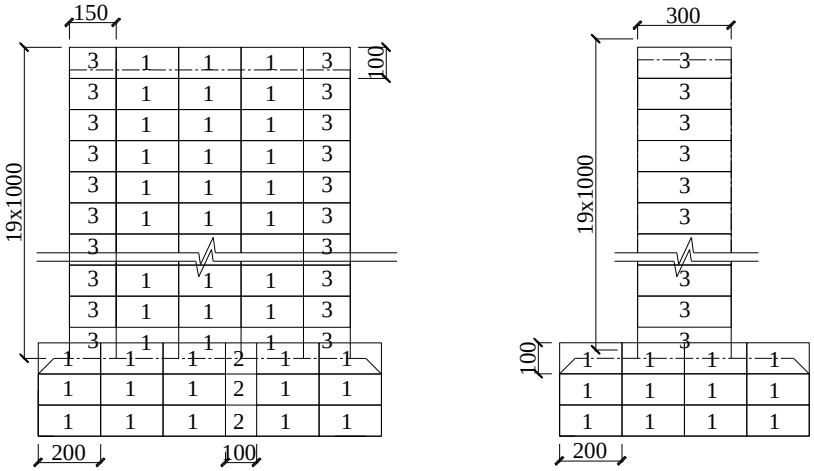


IV.3.2 Tính ván khuôn thân trụ

2.3 Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:

a. Sơ đồ bố trí ván khuôn thân tru :

Sơ đồ chia ván khuôn thân và bệ trụ



II.5.2. Tính chiều cao đổ bê tông sau 4 giờ :

- Diện tích đổ BT : F = 6*3+1.5^2*3.14 = 25.07m2.

- Thể tích BT cho 1 lớp dày 0,3m : 7.52m^3.

- - Chọn 2máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 80m^3/h.

($t_{đông}$= 4 giờ)

- Thời gian đầm 1 lớp BT là 10’ (phút).

- Thời gian đổ và đầm 1 lớp dày 30cm là : $T = \frac{7.52}{80} \times 60 + 10 = 16$ phút

- Sau 4h đổ được chiều dày là : H = $\frac{4 \times 60 \times 0.3}{16} = 4.5(m)$

b.Tính toán ván khuôn :

- Tính toán thép tấm của ván khuôn số 3.

- Tính toán thép sườn của ván khuôn số 3.

- Tính toán thanh giằng.

b.1) Kiểm tra khả năng chịu lực của thép tấm :

* *Kiểm tra cường độ thép :*

- Áp lực của lớp BT tác dụng lên ván khuôn là : $P_{tc} = (q + \gamma.R).n$

+ q= 400 (kg/m^2) : lực xung động do đổ bê tông gây ra

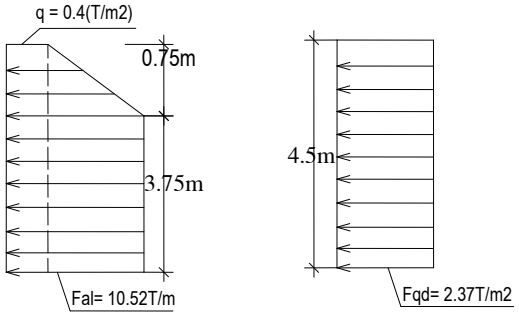
+ γ = 2400 (Kg/m^3) : dung trọng của bê tông.

+ R= 0.75 (m) : bán kính tác dụng của đầm dùi.

+n:hệ số siêu tải n=1.3

$\Rightarrow P^{tc} = (400 + 2400x0.75)x1.3 = 2860$ (Kg/m^2)

- Biểu đồ áp lực :



+ $F_{al} = (H-R).P^{tc} + \frac{R}{2}.(q+ P^{tc})$

$= (4.5-0.75)\ x2860 + \frac{0.75}{2}x(2860+400)=10517.5$ (Kg/m^2).

+ $P_{qd} = \frac{F_{al}}{H} = \frac{10517.5}{4.5} = 2337.22$ (Kg/m^2).

- Thép tấm của ván khuôn dày 0,6cm được tính như bản có 4 cạnh ngàm cứng với mô men uốn lớn nhất giữa nhịp tính theo công thức:

$M = \alpha.p_{qd}.a^2$

Trong đó : + α = 0.046 : hệ số phụ thuộc tỷ số a/b của ván thép, tra bảng 2.1 sách Thi công cầu BTCT với a/b=1

- Mô men uốn lớn nhất :

M= 0.046x2337.2x0.5^2 =26.88(Kg.m) = 2688(Kg.cm)

- Mô men kháng uốn của tấm thép ván khuôn :

$W = \frac{a*\delta^2}{6} = \frac{50\times 0.6^2}{6} = 3(cm^2)$

$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{2688}{3}$ =896 (Kg/cm^2).

σ_{max} = 896 (Kg/cm^2) < R_u = 2100 (Kg/cm^2)

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

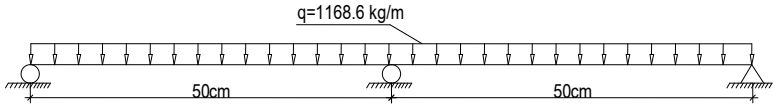
- Kiểm tra theo độ võng: $f = \frac{q.a^4}{127.EJ} = \frac{2337.2\times10^{-2}\times50^4}{127\times2.1\times10^6\times5.21} = 0.105cm$
- Độ võng cho phép [f] = 0.2 cm

Vậy f < [f] thoã mãn .

b.2. Tính toán s- ờn gia c- ờng:

$q = p_{qd} * l_{tt} = 2337.2*0.5 = 1168.6$ (kg/m)

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$M_{max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1168.6\times0.5^2}{10} = 29.215$ kg.m=2921.5kg.cm

- Chọn tiết diện của thanh có kích th- ớc: bxh=5x50 mm

W= 2.08 (cm^3)

J = 5.21 (cm^4)

** Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2921.5}{2.08} = 1404.57(kg/cm2) < [\sigma] = 2100$ kg/cm^2

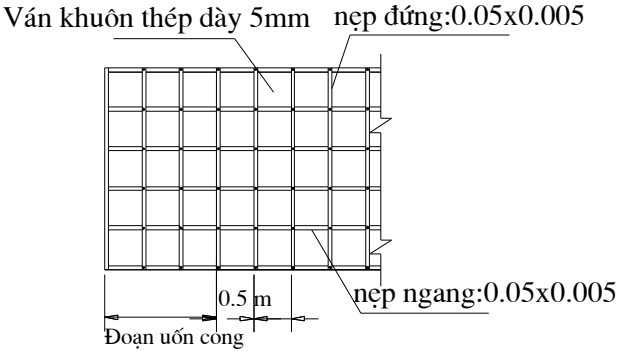
=> đạt

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127xEJ} = \frac{1168.6\times10^{-2}\times50^4}{127\times2.1\times10^6\times5.21} = 0.0526cm$

Độ võng cho phép [f] = 0.2 cm

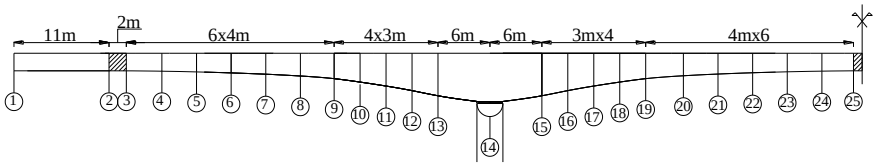
Vậy f < [f] thoã mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép l=(m); và có s- ờn tăng c- ờng đứng và ngang là Bxh=5x50 mm



V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Ph- ơng pháp thi công: đúc hẫng cân bằng đối xứng.



V.1 Nguyên lý của ph- ơng pháp thi công hẫng

Thi công hẫng là thi công kết cấu nhịp từng đốt đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm đ- ợc đúc theo sơ đồ mút thừa đối xứng qua trụ làm xong đốt nào căng cốt thép đốt đấy.Các đốt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt.Việc căng cốt thép đ- ợc tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh h- ởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hẫng có - u điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiếu cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diên có thể là hình hộp, chữ nhật...

V.2 Tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công

Trong quá trình thi công đúc hẫng các khối đúc trên đỉnh trụ, tải trọng tác động lên 2 bên cánh hẫng không đ- ợc đặt đối xứng gây ra sự mất ổn định, kết cấu có xu h- ớng lập quanh tim trụ theo ph- ơng dọc cầu.

Chính vì thế, yêu cầu phải đảm bảo giữ ổn định cánh hẫng, chống lật cánh hẫng trong suốt quá trình thi công đ- ới các tổ hải trọng ợp t bất lợi có thể xảy ra.

Biện pháp thực hiện là neo tạm cánh hẫng vào thân trụ đã thi công bằng các PC bar, là thanh cốt thép c- ờng độ cao, đã đ- ợc đặt sẵn trong thân trụ. Cần phải tính toán các neo

tạm này trên cơ sở cân bằng mômen tại 1 điểm do tất cả các lực tác dụng lên cánh hẫng. Điều kiện là tổng mômen giữ do thanh neo phải lớn hơn tổng mômen lật do tải trọng gây ra.

Khi thi công đốt đúc K0 trên trụ, đồng thời thi công neo tạm cánh hẫng vào trụ. Các neo tạm được cắt bỏ sau khi thi công hợp long.

Sơ đồ và tải trọng:

Sơ đồ tính là sơ đồ cánh hẫng đang thi công đúc đốt K10 đầu cánh hẫng bên phải, phía cánh hẫng bên kia thì chưa di chuyển xe đúc để chuẩn bị đúc đốt K10.

Đối với trường hợp này các tải trọng tác dụng gồm có:

1. Tĩnh tải xe đúc 450 KN , xe đúc bên phải đặt tại khối 10, xe bên trái đặt tại khối 9

2. Trọng lượng bản thân cánh hẫng, trong đó cánh bên phải tăng 2%, cánh bên trái giảm 2%

3. Một khối đúc đặt lệch (khối bên phải đổ trước)

4. Mô men tập trung ở 2 đầu mút cánh hẫng do xe đúc sinh ra 450KN.m

5. Lực tập trung do thiết bị 200KN đặt tại đầu mút cánh hẫng phải.

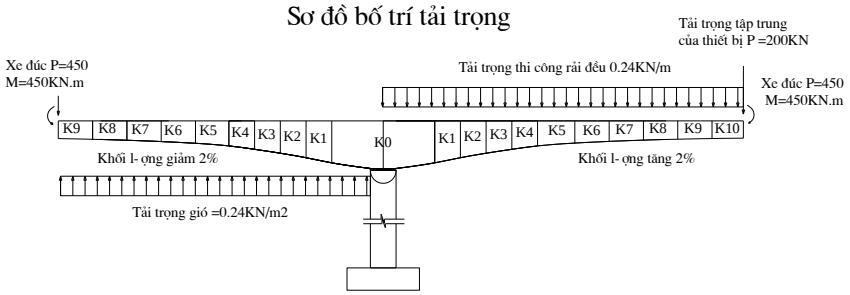
6. Tải trọng thi công rải đều tác dụng lên cánh hẫng bên phải 0.48KN/m^2 , cánh hẫng bên trái là 0.24KN/m^2, với cầu có bề rộng mặt cầu 12.5m thì tải trọng thi công rải đều bên phải là 6 KN/m dài cầu và bên trái là 3 KN/m dài cầu .

7. Gió ngược tác dụng lên cánh hẫng bên trái (lực nâng) w = 0.24KN/m^2, với cầu có bề rộng mặt cầu 12.5 m thì tải trọng gió ngược là 3 KN/m dài cầu.

Mô hình hoá sơ đồ kết cấu trong chương trình Midas 7.01, và gán các tải trọng lên sơ đồ ta có kết quả sau:

Momen gây lật : $M_{lật}$ = 243617.2 – 192161 = 51456.2KNm

Sơ đồ bố trí tải trọng



Sơ đồ tính ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công.

V.3 Tính toán thép neo khối đỉnh trụ

Mômen gây lật là $M_{lật}$ = 55213 KNm.

Nh- vậy momen chống lật sẽ phải là $M_{cl} > 55213$ KNm.

Ta sẽ bố trí các thanh thép DUL đi từ d-ới trụ lên và xuyên qua dầm lên tới mặt cầu, do vậy những thanh thép này cùng với khối bê tông kê có tác dụng giữ ổn định chống lật của cánh hẫng quanh điểm mép ngoài gối tạm trong quá trình thi công, khả năng giữ ổn định của những thanh thép này là

$M_{cl} = P_{DUL}y$.

P_{DUL}: Khả năng chịu kéo của các thanh thép DƯL

Sử dụng các thanh thép c-ờng độ cao với các đặc tr-ng nh- sau:

+ Đ-ờng kính thanh DƯL : 32 mm
+ Khối l-ợng danh định của thanh thép: 6.31 Kg/m
+Diện tích mặt cắt danh định: 804.2m^2
+ C-ờng độ chịu kéo tính toán: 1035 Mpa
+ Giới hạn bền: 120Mpa
+ Độ dãn dài tối thiểu: 5%
+ Độ tự chùng tối đa: 1.5%

Số thanh thép dự kiến (tính cộng cho cả 2 phía): n_{ps} = 24

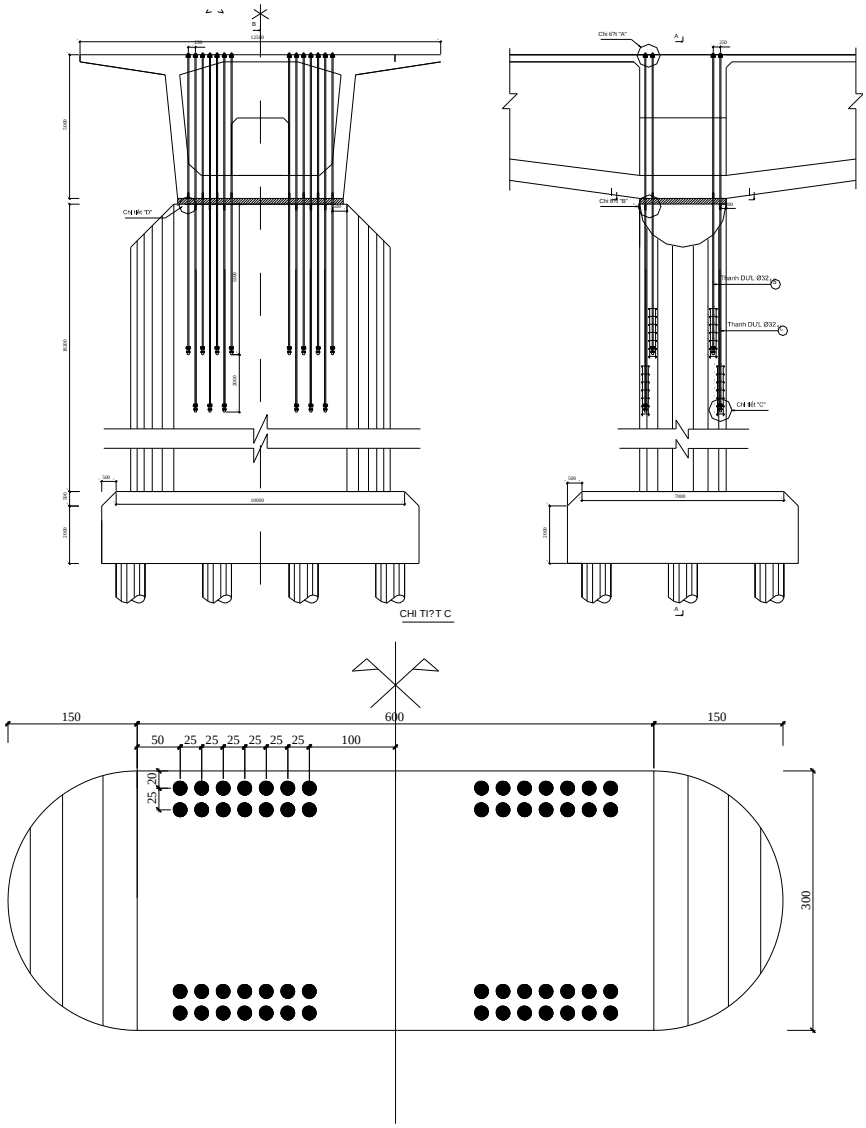
Các phụ kiện kèm theo của thanh DƯL gồm có:

+ Bản đệm neo bằng thép kích th-ớc $150 \times 150 \times 32$ mm
+ Bộ đai ốc phẳng, đai ốc hình cầu.
+ Cút nối thanh DƯL

Khi sử dụng thanh thép DƯL cần l-u ý:

+ Không đ-ợc hàn thanh DƯL hoặc để chạm mát do hàn.
+ Không đ-ợc va chạm mạnh vào thanh có thể gây nứt hoặc vỡ ren
+ Bảo quản thanh, không để bị gỉ hoặc ăn mòn.
+ Chỉ thiết kế thanh DƯL chịu kéo

– Bố trí mỗi bên 28 thanh PCϕ32 thành 2 hàng cách nhau 25cm, hàng đầu tiên cách mép trụ 20cm. Khoảng cách từ trọng tâm của các thanh neo tới mép đỉnh trụ là: 0.2 + 0.25/2 = 0.325m



Kiểm tra khả năng giữ ổn định cánh hẫng của thanh DƯL

+ Khả năng chống lật của 1 thanh DƯL đ- ợc xác định theo công thức sau:

$$M_{\text{chống lật}} = P \times y$$

Trong đó:

P: khả năng chịu kéo của 1 thanh DƯL ϕ 32

$$P = \frac{\pi d^2}{4} \times f = \frac{3.14 \times 0.032^2}{4} \times 1035 \times 10^3 = 832(KN)$$

y : khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải

$y = 3 - 0.325 = 2.625$ (m)

+ Khả năng chống lật :

$M_{chống\ lật} = 832x2.625x28 = 61152$ (KN) > $M_{gâylật} = 55213$ (KN) => Đạt

Mục Lục

CH□ ƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG 1
1. CÁC CĂN CỨ LẬP DỰ ÁN 1
2. ĐẶC ĐIỂM VỀ ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN TẠI VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU 1
2.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT 2
3. ĐỀ XUẤT CÁC PH□ ƠNG ÁN CẦU: 2
CH□ ƠNG II: CÁC PH□ ƠNG ÁN SƠ BỘ 4
I. PH□ ƠNG ÁN SƠ BỘ 1: PH□ ƠNG ÁN CẦU BTCT LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG + NHỊP DẪN . 4
I.1 Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp : 4
Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp: 4
I.2 . Kết cấu nhịp liên tục: 4
= [0.825(35 - 7) + 1.33 x 4 +1.0775x3]x2.5/34.4 9
I.3 Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng 13
II. PH□ ƠNG ÁN SƠ BỘ 2: PH□ ƠNG ÁN CẦU BTCT LIÊN TỤC ĐÚC HẪNG CÂN BẰNG 28
II.1 Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp : 28
II.2 Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp: 28 47
III. PH□ ƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP 48
III.1 Cấu tạo hệ mặt cầu. 48
III.2 Xác định tĩnh tải. 49
III.3 Tính toán hệ số phân phối ngang của giàn chủ: 51
IV. CH□ ƠNGII 67
IV.1 Ph- ơng án cầu 3 nhịp liên tục +2nhịp dẫn 67
IV.2 Ph- ơng án cầu liên tục 3 nhịp 67
IV.3 . Ph- ơng án cầu giàn thép 4 nhịp giản đơn 68
IV.4 Lựa chọn ph- ơng án và kiến nghị 69
CH□ ƠNG III: GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PH□ ƠNG ÁN THIẾT KẾ 74
I. TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ 77
I.1 Vật liệu: 77
I.2 Hoạt tải thiết kế(3.6.1.2) 79

II. TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU 80
II.1 Thiết kế cấu tạo mặt cầu 80
II.2 Ph- ơng pháp tính toán nội lực 81
II.3 Tổ hợp nội lực 88
II.4 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu 90
II.5 Kiểm tra tiết diện theo các trạng thái giới hạn 99
II.6 Kiểm tra nứt: kiểm tra ứng suất nh- trên đã đảm bảo chống nứt 103
CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ 111
LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC 111
I.1 Kích th- ớc kết cấu và mặt cắt ngang dầm 111
I.2 Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện 114
II. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM 115
II.1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp 116
II.2 Tổ hợp nội lực 137
III. THIẾT KẾ CỐT THÉP 151
III.1 Bê tông mác c50. 151
III.2 Chọn cáp 152
III.3 Tính toán cốt thép DƯL 154
III.4 Tính đặc tr- ng hình học các giai đoạn 157
III.5 Kiểm toán tiết diện 169
IV. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU 186
IV.1 Kích th- ớc hình học của trụ. 186
IV.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng. 186
Cao độ đỉnh trụ: +15.07 m 186
IV.3 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ: 196
IV.4 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng 199
IV.5 Kiểm toán cọc 205
CHƯƠNG V: THIẾT KẾ THI CÔNG 210
I. YÊU CẦU THIẾT KẾ 210
II. TRÌNH TỰ THI CÔNG: 210
II.1 Thi công trụ 210
II.2 Thi công kết cấu nhịp 211
II.3 Công tác hoàn thiện 212
III. THI CÔNG MÓNG. 212
III.1 Công tác chuẩn bị 212

III.2 Thi công vòng vây cọc ván thép..... 214
IV. THI CÔNG TRỤ..... 222
IV.1 Yêu cầu khi thi công..... 222
IV.2 Trình tự thi công như sau:..... 222
IV.3 tính ván khuôn trụ:..... 223
V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP..... 229
V.1 Nguyên lý của phương pháp thi công hẫng..... 229
V.2 Tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công..... 229
V.3 Tính toán thép neo khối đỉnh trụ..... 231