

CHƯƠNG I:Giới thiệu chung phƣơng án thiết kế
CHƯƠNG II:TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI
TRỌNG THIẾT KẾ

I. Vật liệu:

I.1 Bê tông:

I.2 Thép ứng suất trƣớc

II. Hoạt tải thiết kế (3.6.1.2)

II.1 Xe tải thiết kế

II.2 Xe hai trục thiết kế

II.3 Tải trọng làn thiết kế

CHƯƠNG III:TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

I. Thiết kế cấu tạo mặt cầu

I.1 Cấu tạo của bản mặt cầu

I.2 Cấu tạo lớp mặt cầu

II. Phƣơng pháp tính toán nội lực

III. Sơ đồ tính:

III.1 Tính toán bản mút thừa

III.1.1 Do lan can

III.1.2 Do lớp mặt cầu

III.1.3 Do bản bê tông

III.1.4 Do hoạt tải xe thiết kế :

III.1.5 Do tải trọng người đi bộ

III.1.6 Tổ hợp nội lực theo trạng thái giới hạn.

III.2 Tính toán nhịp giản đơn

III.2.1 Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu (hình 7)

III.2.2 Do tải trọng của bản bê tông (hình 8)

III.2.3 Do hoạt tải xe thiết kế (LL)

a. Tính toán Mômen:

b. Tính toán Lực cắt tại gối:(hình 10)

III.3 Tổ hợp nội lực

III.3.1 Bảng kết quả tính nội lực

III.3.2 Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.

IV. Thiết kế cốt thép bản mặt cầu

IV.1 Tính toán diện tích cốt thép

IV.2 Tính toán mất mát ứng suất tréo

IV.2.1 Mất mát do ma sát

IV.2.2 Mất mát do tụt neo:

IV.2.3 Mất mát do nén đàn hồi bê tông:

IV.2.4 Mất mát do từ biến của bê tông

IV.2.5 Mất mát do chùng dãn cốt thép:

IV.2.6 Tổng mất mát ứng suất tréo

V. Kiểm tra tiết diện theo các trạng thái giới hạn

V.1 Trạng thái giới hạn sử dụng

V.1.1 Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

VI.1.3 Kiểm tra nứt trong bê tông:

VI.1. Kiểm tra biến dạng:

V.2 Trạng thái giới hạn cường độ 1

V.2.1 Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

$$M_u \leq \phi M_n$$

(5.7.3.2.1-1)

Trong đó:

- M_u = mômen tính toán ở trạng thái GHCCI (MPa)
- ϕ = Hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép - st $\phi = 1.0$

- M_n = Sức kháng danh định của mặt cắt (MPa)

Với mặt cắt hình chữ nhật:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

(5.7.3.2.2-1)

- 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

$$a = c \cdot \beta_1$$

- 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 UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

(5.7.3.1.1-1)

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1,04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0,28$$

(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)

$$d_p = 540 \text{mm tại gối}$$

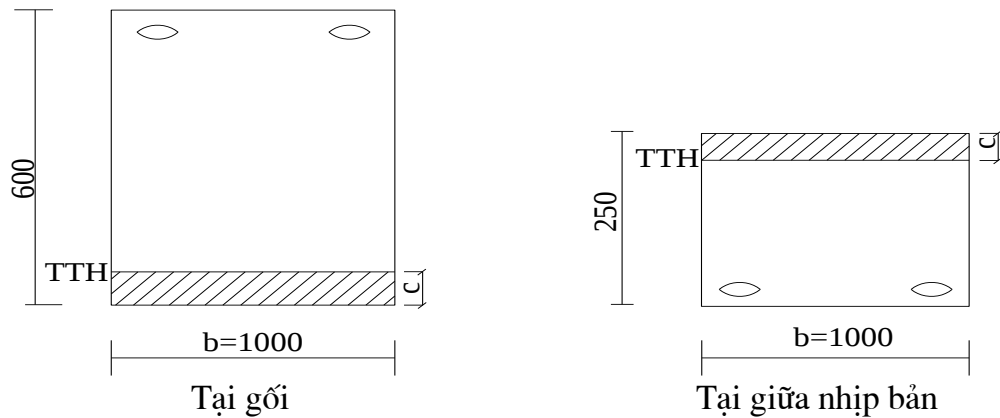
$$d_p = 190 \text{mm tại giữa bản}$$

- c = khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

(5.7.3.1.1-4)



Tại gối :

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \frac{1860}{540}} = 36.69$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \frac{1860}{190}} = 35.1$$

- f'_c : Cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)
- b_w : Chiều dày của phần chịu nén ; $b_w = 1000\text{mm}$

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	25.42	592.2	1828.07	540	570.84	174.77	Đạt
Giữa bản	24.32	592.2	1769.03	190	186.31	113.91	Đạt
Gối 2	25.42	592.2	1828.07	540	570.84	174.757	Đạt

V.2.2 Kiểm tra hàm lượng cốt thép

V.2.2.1 Lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

Lượng cốt thép - st và không ứng suất tr-óc phải đ-ợc giới hạn sao cho :

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

- $d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t-ợng 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 được tính toán ở trên

Kết quả kiểm tra hàm lượng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	540	36.69	0.018	Đạt
Giữa nhịp	190	35.1	0.18	Đạt
Gối 2	540	36.69	0.018	Đạt

2.2.2.2 Lượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng 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

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Trong đó M_{cr} được tính bằng công thức :

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d) \quad (\text{Handbook-C10})$$

- 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 tr-ớc có hiệu (Mpa)

$$f_{pe} = -\frac{A_{ps} f_{ps}}{A_g} - \frac{A_{ps} f_{ps} e}{I} y_b$$

- f_r : c-ờng 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 tr-ớc (mm^2)

- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$(5.7.3.1.1-1)$$

- 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 tr-ớc (mm^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; $\phi=1.0$
- 1,33 lần momen tính toán cần thiết đ-ới tổ hợp tải trọng- c-ờng độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u$$

(3.4.1.1)

Kết quả kiểm toán đ-ợc đ-a 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	603257.1	1,81E+10	33384000	283.8	301.2	298.8	-6.06	0.55	155.72
Giữa nhịp	253257.1	1,31E+09	37100000	64.1	124.1	125.9	-10.59	3.66	124.11
Gối 2	603257.1	1,81E+10	33384000	283.8	301.2	298.8	-6.06	0.55	155.72

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	570.84	155.72	232.45	Đạt
Giữa nhịp	186.31	124.11	151.5	Đạt
Gối 2	570.84	155.72	232.45	Đạt

V.2.3 Kiểm tra sức kháng cắt

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5.8.2.4-1)$$

Trong đó :

- V_u : Lực cắt tính toán
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0,9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0,25f_c b_v d_v + V_p \end{cases} \quad (5.8.3.3-1)$$

$$(5.8.3.3-2)$$

$$\text{Trong đó : } V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v d_v f_y (\cot g\theta + \cot g\alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

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 dọc quy định trong điều 5.8.3.4
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo dọc xác định 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-óc có hiệu trên h-ớng lực cắt tác dụng, là d-òng nếu ng-ợc chiều lực cắt(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 TTGHCD 1 (tại gối)

$$M_u = 174.77 \text{ KNm}$$

$$V_u = 188.4 \text{ KN/m}$$

a. Xác định V_p

Vì tại tiết diện gối và tiết diện ở mặt cấu kiện đỡ, d-òng cắt đi ngang nên thành phần V_p trên h-ớng lực cắt là bằng 0

b. Xác định d_v và b_v

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_p - \frac{a}{2} \end{cases}$$

Ta có $d_p = 540\text{mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.1 = 33.493$$

$$0.9d_e = 0.9 \times 540 = 486\text{mm}$$

$$0.72h = 0.72 \times 450 = 324\text{mm}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 540 - \frac{33.493}{2} = 523.25 \text{ mm} \Rightarrow d_v = 523.25\text{mm}$$

$$\blacksquare b_v = 1000\text{mm}$$

c. Xác định β và θ

Để xác định d-ợc θ và β ta phải thông qua các giá trị sau v/f'_c và ρ_x .

▪ ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{188.4 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 523.25} = 0.4 \text{ MPa} > 0.1 \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.4}{50} = 0.008$$

- ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện xác định theo :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cầu 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 : Mô đun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Mô đun 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_{pc} : ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.
 $f_{pc} = 0,74f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1376.4 - 186.6 = 1189.8 \text{ MPa}$
- f_{pe} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát, để an toàn lấy $f_{pe} = 0$
 $\Rightarrow f_{po} = 1189.8 \text{ MPa}$

Giả thiết $\theta = 27^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{174.77 \times 10^6}{523.25} + 0,5 \times 188.4 \times 10^3 \times \cot g 27 - 789,6 \times 1189.8}{197000 \times 592.2} = -0,00389 \leq 0.002$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ợc $\theta = 27^\circ$, $\beta = 6,78$

d. Xác định V_c và V_s

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0,083 \times 6,78 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 523.25 = 2082102.1 \text{ N} = 2082,1 \text{ KN}$$

Trong bản mặt cầu không thiết kế cốt thép ngang (cốt đai, cốt xiên) nên $V_s = 0$

e. Tính sức kháng danh định của tiết diện

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2082.1 + 0 + 0 = 2082.1 \text{ KN}$$

$$V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 0,25 \times 50 \times 1000 \times 523.25 = 6540625 \text{ N} = 6540.6 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{\min} = 2082.1 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0,9 \times 2082.1 = 1873.89 \text{ KN}$$

$$\text{Kiểm tra theo công thức : } V_u = 188.4 \text{ KN} \leq \phi V_n$$

V.2.4 Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ :

Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra trừ các thay đổi nhiệt độ hàng ngày.

Diện tích cốt thép trong mỗi hướng không được nhỏ hơn :

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y} \quad (5.10.8.2.-1)$$

ở đây :

- A_g = Tổng diện tích mặt cắt (mm^2) , ta tính cho 1m rộng

- f_y = Cường độ chảy quy định của thanh thép (Mpa)

+Tiết diện giữa nhịp

$$A_g = 250 \times 1000 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{250000}{400} = 468.75 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

Chọn $N_016 @ 200\text{mm}$, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi hướng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2\text{/m}$

+Tại tiết diện gối

$$A_g = 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{600000}{400} = 1125 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

Chọn $N_016 @ 200\text{mm}$, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi hướng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2\text{/m}$

Kết luận :

Phía đáy bản bố trí cốt dọc theo cốt chính là $\phi 16a200$

Còn lại bố trí cốt cấu tạo theo điều kiện chịu co ngót và nhiệt độ là $\phi 16a200$

CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

I. Lựa chọn kích thước và tính toán đặc trưng hình học

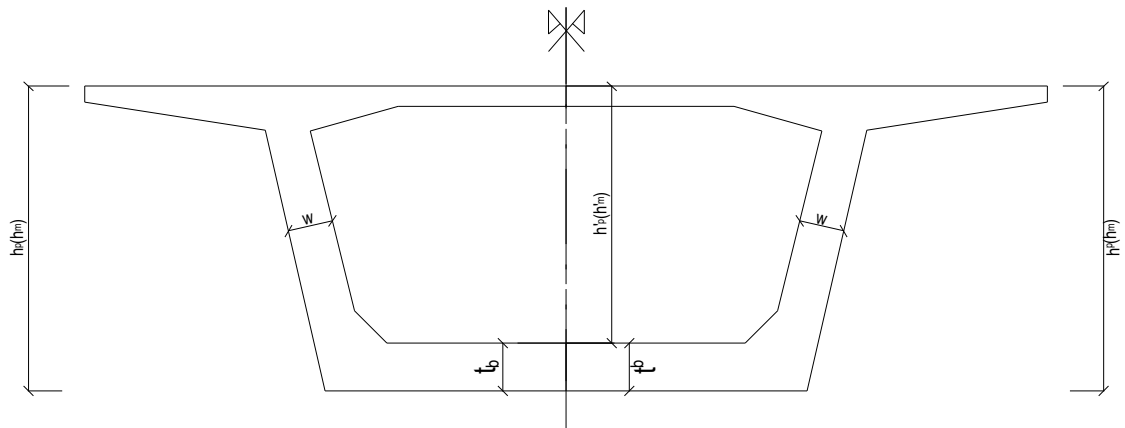
I.1 kích thước kết cấu và mặt cắt ngang dầm

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.

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 phân cánh hằng 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 lượng bản thân.
- Lực nén do mô men uốn và lực cắt gây ra.

- Trọng lượng 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 dày 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 với các tiết diện gần trụ T1 và T2 ta chọn bằng 600mm
 - Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gần trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đ-ờng cong bậc 2 :

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

$$a_2 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$

$$b_2 = h'_m$$

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 phân cánh hằng 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 lượng đầm 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 dày s-ờn phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Đủ khả năng chịu lực
 - Đủ tính không để đổ bê tông.
- Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày s-ờn bằng 400mm

- Sau đây là chiều cao, chiều dày dầm và bề dày sàn hộp của một số tiết diện

Nhíp phải của trụ T1

Thứ tự	Tiết diện	$\frac{x}{m}$	a_1	b_1	$\frac{y_1}{m}$	a_2	b_2	$\frac{y_2}{m}$	t_b m	w m
1	S0	39	0.00151	2.2	4.50	0.001183	1.9	3.70	0.80	0.5
2	S1	33	0.00151	2.2	3.84	0.001183	1.9	3.19	0.66	0.5
3	S2	30	0.00151	2.2	3.56	0.001183	1.9	2.96	0.59	0.5
4	S3	27	0.00151	2.2	3.30	0.001183	1.9	2.76	0.54	0.5
5	S4	23.5	0.00151	2.2	3.03	0.001183	1.9	2.55	0.48	0.5
6	S5	20	0.00151	2.2	2.80	0.001183	1.9	2.37	0.43	0.5
7	S6	16	0.00151	2.2	2.59	0.001183	1.9	2.20	0.38	0.5
8	S7	12	0.00151	2.2	2.42	0.001183	1.9	2.07	0.35	0.5
9	S8	8	0.00151	2.2	2.30	0.001183	1.9	1.98	0.32	0.5
10	S9	4	0.00151	2.2	2.22	0.001183	1.9	1.92	0.31	0.5
11	S10	0	0.00151	2.2	2.20	0.001183	1.9	1.90	0.30	0.5

w: là bề dày của sàn hộp

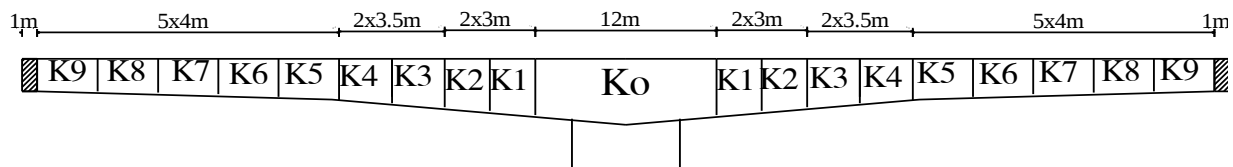
II. Tính toán nội lực trong dầm

Vì trong quá trình thi công hằng nội lực hình thành dần qua các bước 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 được 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 đường bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta được 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.2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

II.2.1 Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng

II.2.1.1 Đúc hẫng cân bằng trên trụ T1,

II.3 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

a. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng trên trụ T1, T2

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 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).

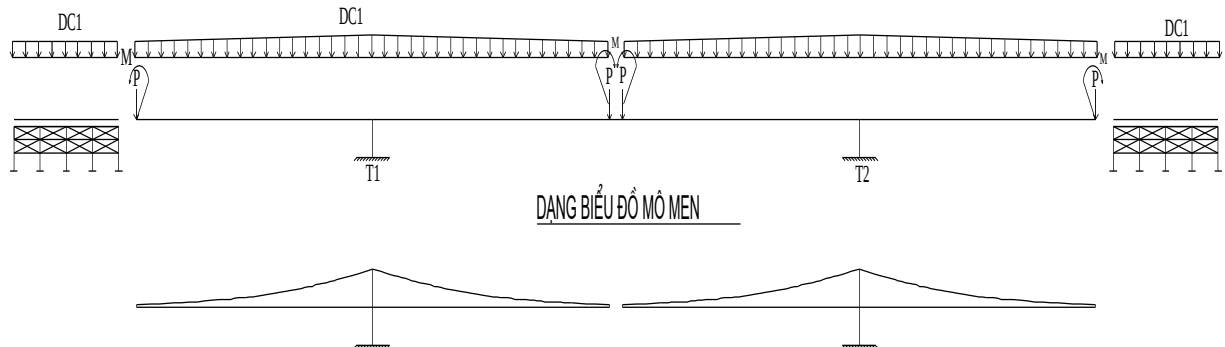
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T1.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P=400\text{KN}$, $M=200\text{KNm}$, 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 $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$.

Khi thi công đúc hẫng từng cặp đốt đối xứng, khi bê tông đạt c-ờng độ tiến hành căng cáp - st.

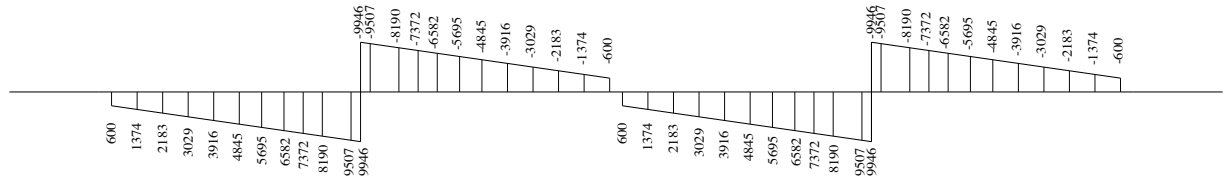
Sau khi tiến hành đúc hẫng cân bằng trên các trụ xong, tiến hành xây lắp đoạn đúc trên đà giáo phục vụ cho quá trình hợp long nhịp biên.

Ta có sơ đồ tính nh- sau:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm SAP2000

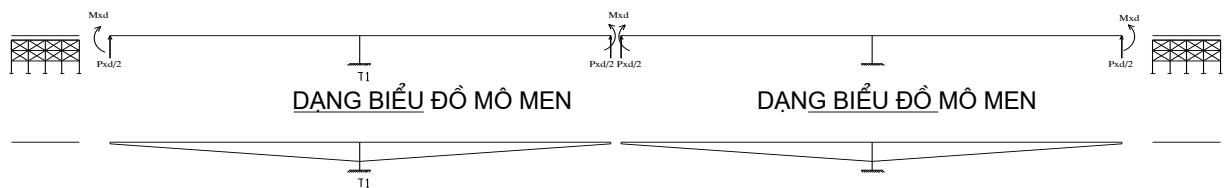




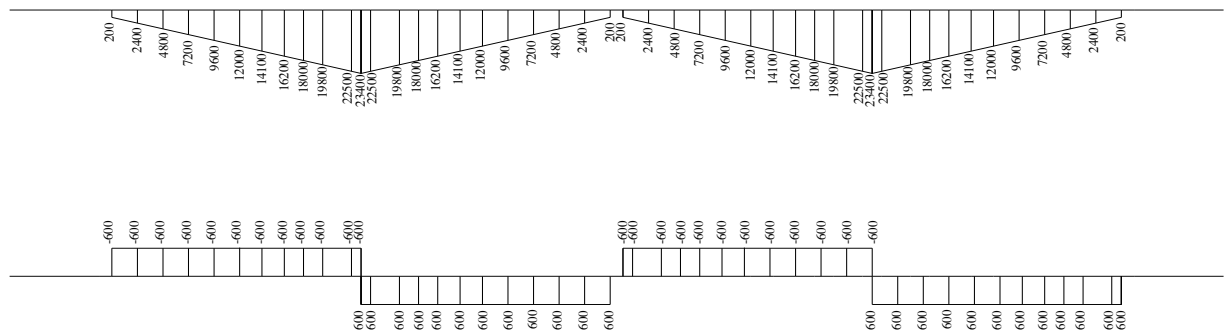
b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

Sau khi thi công xong phần hằng cấp xe đúc trên trụ T1,T2 đ-ợc tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc t-ơng đ-ơng với việc tác dụng cặp lực ng-ợc trở lại trên 2 cánh hằng.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm SAP2000



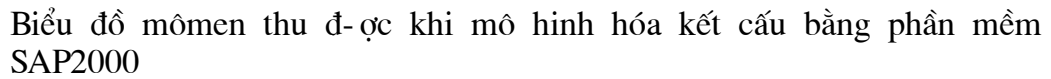
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

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 - ốt tác dụng lên phần cánh hằng và tác dụng trực tiếp và gián giáo với giá trị bằng $\frac{1}{2} (P_{VK} + HL)$

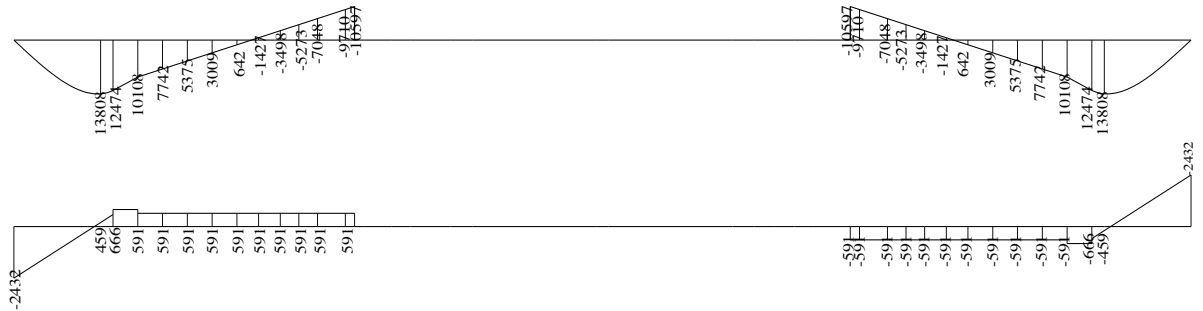
Với: $HL = 2.4 \times 7.204 \times 2 = 34.58 T = 345.8 KN$

$P_{VK} = 15T = 150 KN$

Sơ đồ tính:



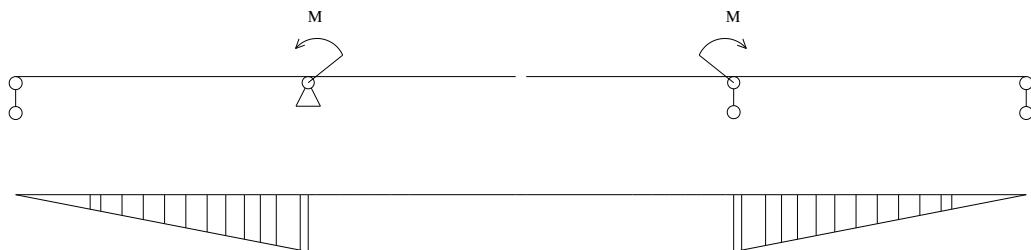
Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm SAP



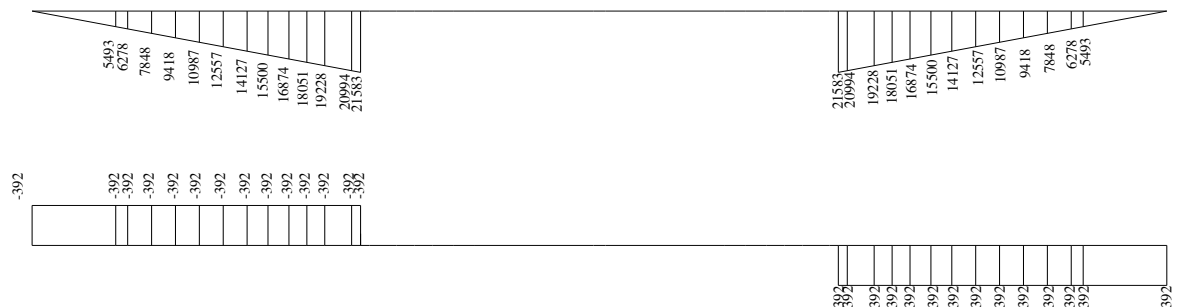
e. Giai đoạn 5: Tháo ngầm

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T1 và T2. Sơ đồ tính tương đương với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

Sơ đồ tính:



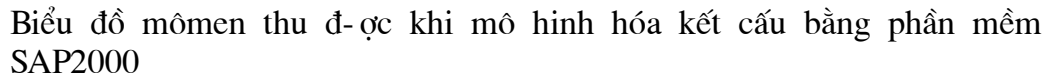
Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm SAP



f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa

Tiến hành hợp long nhịp T1 - T2: tiến xe đúc trên trụ T1 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối lượng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông đốt hợp long. Trọng lượng của đốt hợp long (khi bê tông ch- a đông cứng) chia đều cho hai cánh hẫng với giá trị bằng $\frac{1}{2} (P + HL)$.

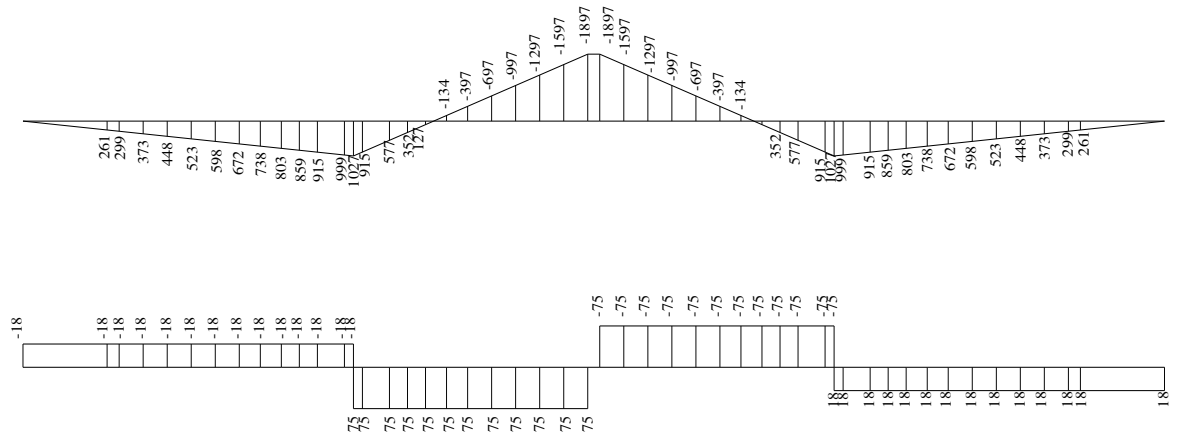
Sơ đồ tính:



Sau khi đổ bê tông khối hợp long xong, bê tông đạt cường độ, căng cáp dự ứng lực xong, lúc này tiến hành dỡ ván khuôn của khối hợp long nhịp giữa. Dỡ ván khuôn sẽ phát sinh phản lực phụ. Sơ đồ tính trong trường hợp này là dầm liên tục ba nhịp, tải trọng tác dụng là ván khuôn có phương thẳng đứng và hướng từ dưới lên trên.

The diagram illustrates a continuous beam with three supports (two pin supports and one roller support) and two point loads of $\frac{1}{2}VK$ applied at the center of the span. Below the beam, the bending moment diagram (BIỂU ĐỒ MÔ MEN) is shown as a curve with a positive peak at the center and negative values at the supports. The shear force diagram (BIỂU ĐỒ LỰC CẮT) is shown as a step function, with a constant positive value on the left span and a constant negative value on the right span, both equal to $\frac{1}{2}VK$.

76



g. Giai đoạn 8: *Giai đoạn hoàn thiện*

Thi công lan can, lớp mài luyện, phòng nước, lớp bảo vệ, bê tông asphalt.
(tính 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)

$$DW = d_{lp} \cdot B_{lp} \cdot$$

Trong đó:

d_{lp} : chiều dày trung bình của lớp mặt đường, lấy trong thiết kế sơ bộ = 15 cm = 0.15 m

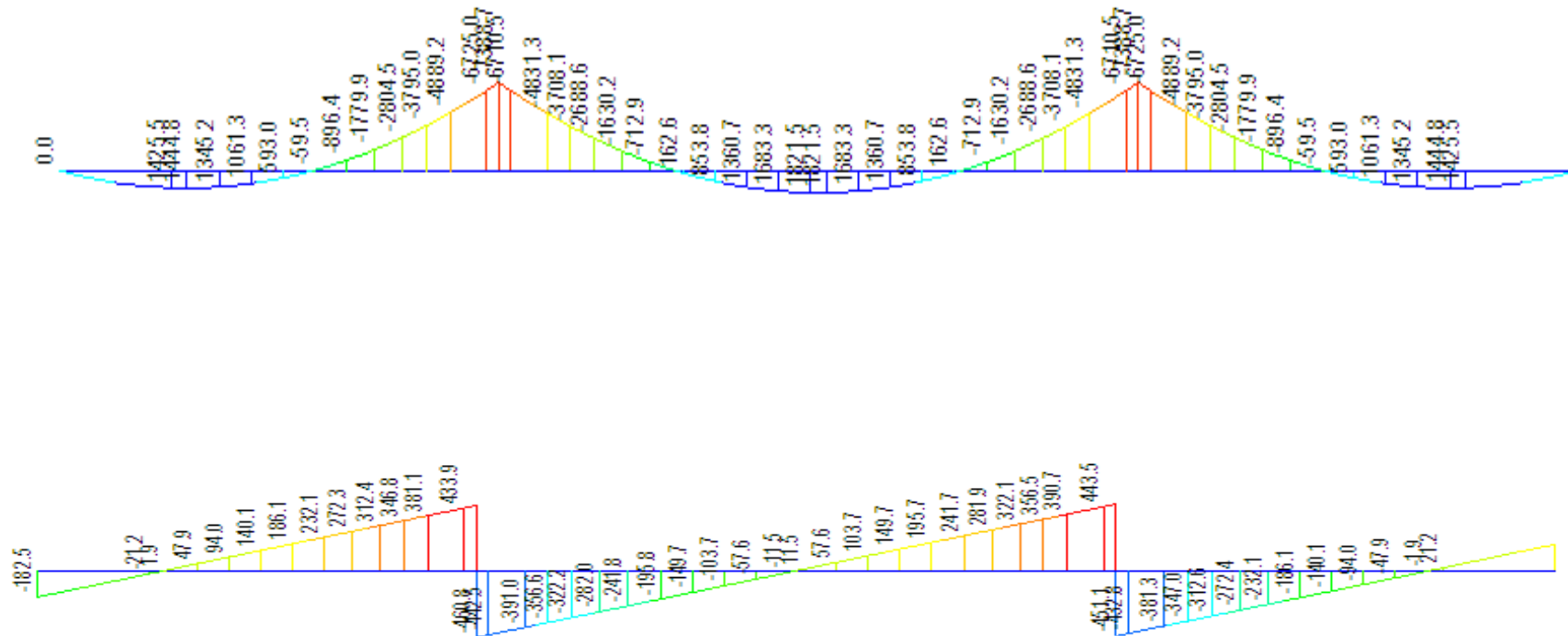
B_{lp} : bề rộng của các lớp mặt đường, $B = 11.5$ m .

γ : tỷ trọng của lớp phủ, lấy trung bình = 22.5 KN/m

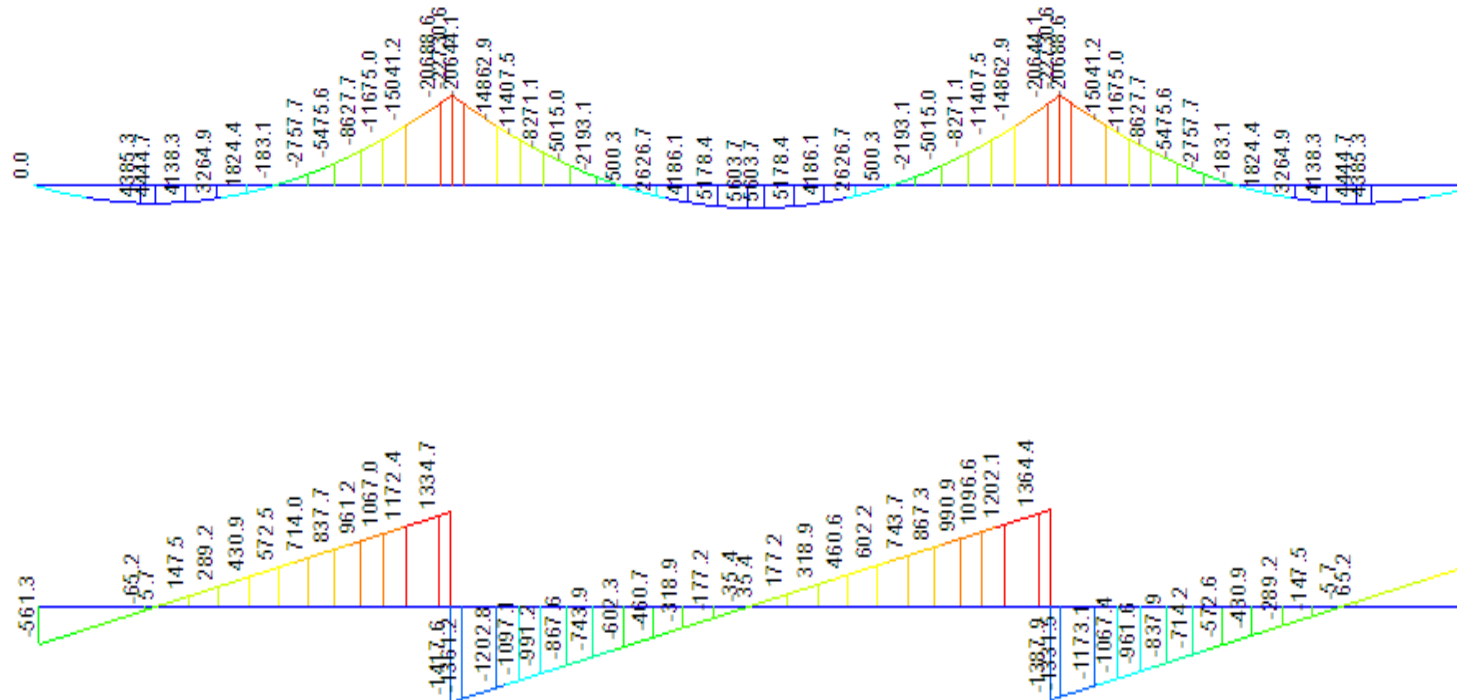
$$DW = 0.15 \times 11.5 \times 22.5 = 35.44 \text{ KN/m}$$

+ Tính tải lan can(DC2) phân bố đều tính cả 2 bên lan can

$$DC2 = 2 \times 0.24 \times 24 = 11.52 \text{ KN/m}$$



Biểu đồ nội lực do Lan Can gây ra



Biểu đồ nội lực do Lốp Phủ gây ra

Tổng hợp nội lực do Lan Can

TT		Mtc	Mtc*1.25(KN.m)	Mtc*0.9(KN.m)	Vtc	Vtc*1.25(KN)	Vtc*0.9(KN)
1	I	0	0	0	-182	-228	-164
2	I	1426	1782	1604	-21	-26	-19
3	I	1445	1806	1625	2	2	2
4	I	1345	1682	1513	48	60	43
5	I	1061	1327	1194	94	118	85
6	I	593	741	667	140	175	126
7	I	-60	-74	-67	186	233	167
8	I	-896	-1121	-1008	232	290	209
9	I	-1780	-2225	-2002	272	340	245
10	I	-2805	-3506	-3155	312	391	281
11	I	-3795	-4744	-4269	347	434	312
12	I	-4889	-6112	-5500	381	476	343
13	I	-6725	-8406	-7566	434	542	390
14t		-7389	-9236	-8312	451	564	406
14p	I	-7389	-9236	-8312	-461	-576	-415
15	I	-6711	-8388	-7549	-442	-553	-398
16	I	-4831	-6039	-5435	-391	-489	-352
17	I	-3708	-4635	-4172	-357	-446	-321
18	I	-2689	-3361	-3025	-322	-403	-290
19	I	-1630	-2038	-1834	-282	-353	-254
20	I	-713	-891	-802	-242	-302	-218
21	I	163	203	183	-196	-245	-176
22	I	854	1067	961	-150	-187	-135
23	I	1361	1701	1531	-104	-130	-93
24	I	1683	2104	1894	-58	-72	-52
25	I	1822	2277	2049	-12	-14	-10
26	I	1822	2277	2049	12	14	10
27	I	1683	2104	1894	58	72	52
28	I	1361	1701	1531	104	130	93
29	I	854	1067	961	150	187	135
30		163	203	183	196	245	176
31		-713	-891	-802	242	302	218
32		-1630	-2038	-1834	282	353	254
33		-2689	-3361	-3025	322	403	290
34		-3708	-4635	-4172	357	446	321
35		-4831	-6039	-5435	391	489	352
36		-6711	-8388	-7549	442	553	398
37t		-7389	-9236	-8312	461	576	415
37p		-7389	-9236	-8312	-451	-564	-406
38		-6725	-8406	-7566	-434	-542	-390
39		-4889	-6112	-5500	-381	-476	-343
40		-3795	-4744	-4269	-347	-434	-312
41		-2805	-3506	-3155	-312	-391	-281
42		-1780	-2225	-2002	-272	-340	-245
43		-896	-1121	-1008	-232	-290	-209
44		-60	-74	-67	-186	-233	-167
45		593	741	667	-140	-175	-126
46		1061	1327	1194	-94	-118	-85
47		1345	1682	1513	-48	-60	-43
48		1445	1806	1625	-2	-2	-2
49		1426	1782	1604	21	26	19
50		0	0	0	182	228	164

Tổng hợp nội lực do Lốp Phủ

TT	Mtc(KN.m)	Mtc*1.5(KN.m)	Mtc*0.65(KN.m)	Vtc(KN)	Vtc*1.5(KN)	Vtc*0.65(KN)
1	0	0	0	-561	-842	-547
2	4385	6578	4276	-65	-98	-64
3	4445	6667	4334	6	9	6
4	4138	6207	4035	147	221	144
5	3265	4897	3183	289	434	282
6	1824	2737	1779	431	646	420
7	-183	-275	-179	572	859	558
8	-2758	-4137	-2689	714	1071	696
9	-5476	-8213	-5339	838	1256	817
10	-8628	-12942	-8412	961	1442	937
11	-11675	-17513	-11383	1067	1601	1040
12	-15041	-22562	-14665	1172	1759	1143
13	-20689	-31034	-20172	1335	2002	1301
14t	-22731	-31034	-20172	1388	2082	1353
14p	-22731	-34097	-22163	-1418	-2126	-1382
15	-20644	-30966	-20128	-1361	-2042	-1327
16	-14863	-22295	-14491	-1203	-1804	-1173
17	-11408	-17112	-11123	-1097	-1646	-1070
18	-8271	-12407	-8064	-991	-1487	-966
19	-5015	-7523	-4890	-868	-1301	-846
20	-2193	-3290	-2138	-744	-1116	-725
21	500	751	488	-602	-903	-587
22	2627	3940	2561	-461	-691	-449
23	4186	6279	4081	-319	-478	-311
24	5178	7768	5049	-177	-266	-173
25	5604	8406	5464	-35	-53	-35
26	5604	8406	5464	35	53	35
27	5178	7768	5049	177	266	173
28	4186	6279	4081	319	478	311
29	2627	3940	2561	461	691	449
30	500	751	488	602	903	587
31	-2193	-3290	-2138	744	1116	725
32	-5015	-7523	-4890	868	1301	846
33	-8271	-12407	-8064	991	1487	966
34	-11408	-17112	-11123	1097	1646	1070
35	-14863	-22295	-14491	1203	1804	1173
36	-20644	-30966	-20128	1361	2042	1327
37t	-22731	-34097	-22163	1418	2126	1382
37p	-22731	-34097	-22163	-1388	-2082	-1353
38	-20689	-31034	-20172	1335	2002	1301
39	-15041	-22562	-14665	-1172	-1759	-1143
40	-11675	-17513	-11383	-1067	-1601	-1040
41	-8628	-12942	-8412	-961	-1442	-937
42	-5476	-8213	-5339	-838	-1256	-817
43	-2758	-4137	-2689	-714	-1071	-696
44	-183	-275	-179	-572	-859	-558
45	1824	2737	1779	-431	-646	-420
46	3265	4897	3183	-289	-434	-282
47	4138	6207	4035	-147	-221	-144
48	4445	6667	4334	-6	-9	-6
49	4385	6578	4276	65	98	64
50	0	0	0	561	842	547

h. Giai đoạn 9: Đưa kết cấu vào khai thác sử dụng

Trong giai đoạn này kết cấu nhịp đã-ợc tính toán với các tải trọng khai thác:

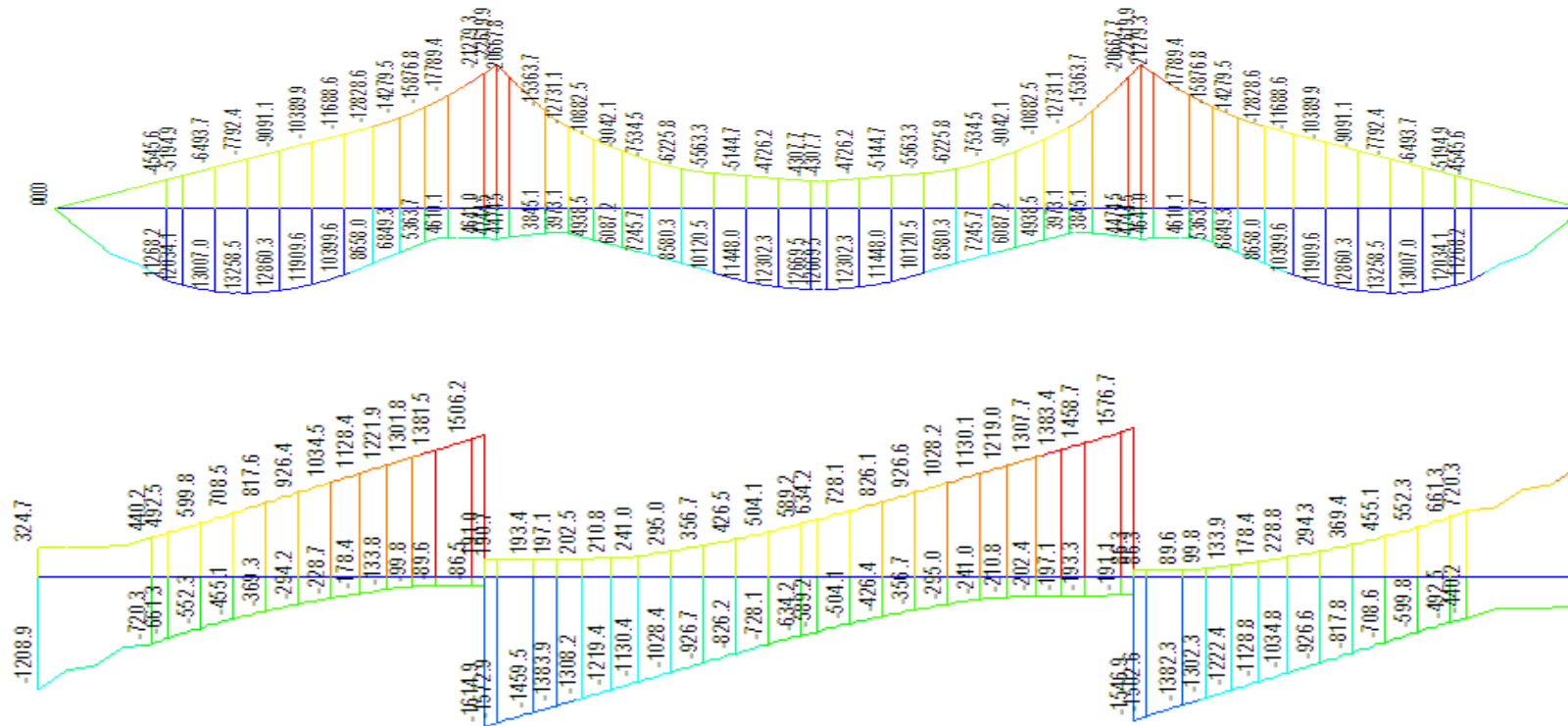
Tải trọng ng-ời ($PL=0.3 \text{ KN/m}^2$), tính trên chiều dài cầu: $PL = 3 \times 1 = 3 \text{ KN/m}$

Hoạt tải HL93

Tổ hợp nội lực do xe3 trục

TT	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin
1	0	0	325	-1209
2	11268	-4546	440	-720
3	12034	-5195	493	-661
4	13007	-6494	600	-552
5	13259	-7792	709	-455
6	12860	-9091	818	-369
7	11910	-10390	926	-294
8	10400	-11689	1035	-229
9	8658	-12829	1128	-178
10	6849	-14279	1222	-134
11	5364	-15877	1302	-100
12	4610	-17789	1382	-90
13	4641	-21279	1506	-86
14t	4745	-22620	1547	-86
14p	4745	-22620	191	-1615
15	4475	-20668	191	-1573
16	3845	-15364	193	-1460
17	3973	-12731	197	-1384
18	4939	-10883	202	-1308
19	6087	-9042	211	-1219
20	7246	-7535	241	-1130
21	8580	-6226	295	-1028

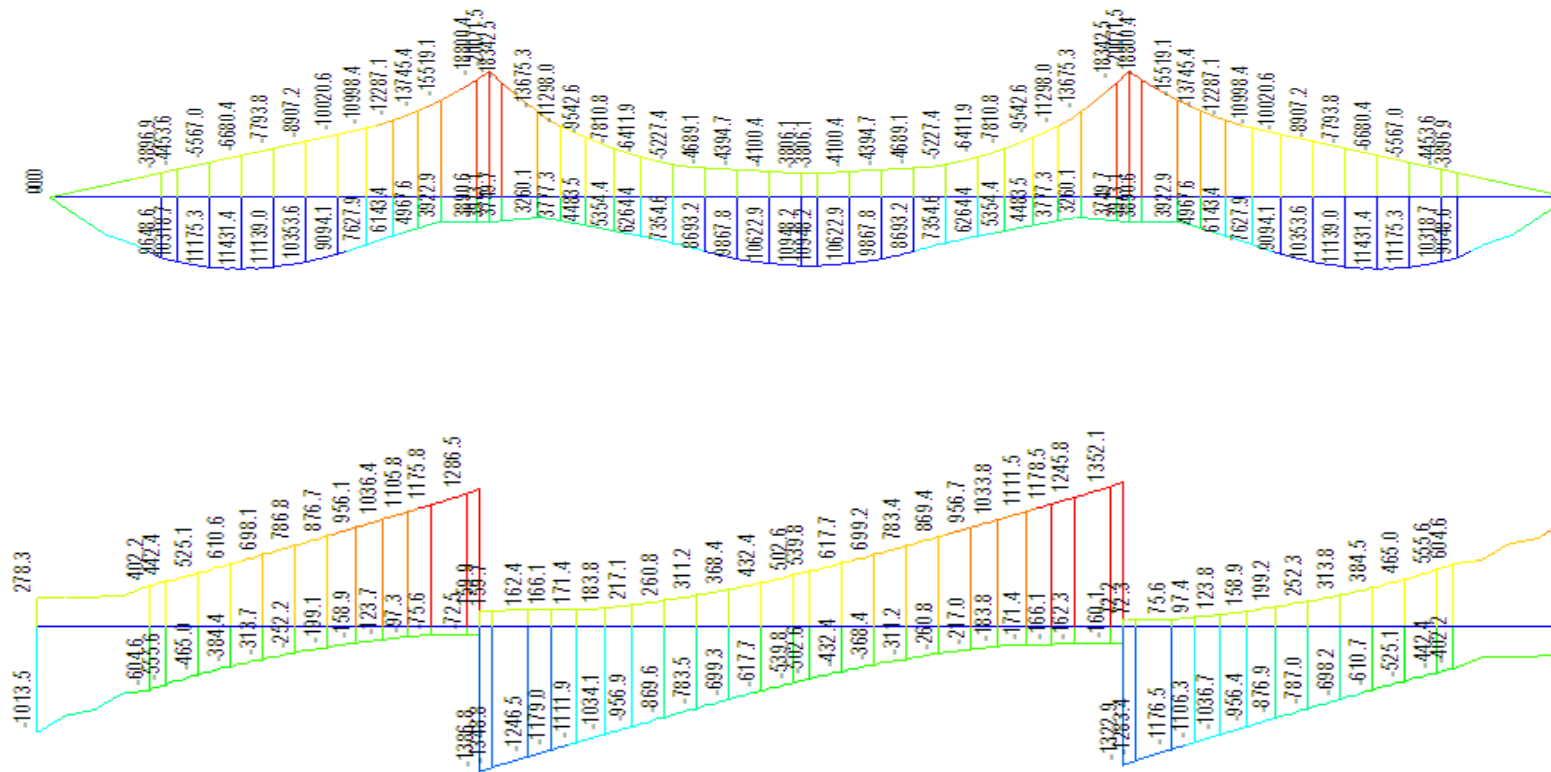
22	10121	-5563	357	-927
23	11448	-5145	426	-826
24	12302	-4726	504	-728
25	12670	-4308	589	-634
26	12670	-4308	634	-589
27	12302	-4726	728	-504
28	11448	-5145	826	-426
29	10121	-5563	927	-357
30	8580	-6226	1028	-295
31	7246	-7535	1130	-241
32	6087	-9042	1219	-211
33	4939	-10883	1308	-202
34	3973	-12731	1384	-197
35	3845	-15364	1460	-193
36	4475	-20668	1573	-191
37t	4745	-22620	1615	-191
37p	4745	-22620	86	-1547
38	4641	-21279	86	-1503
39	4610	-17789	90	-1382
40	5364	-15877	100	-1302
41	6849	-14279	134	-1222
42	8658	-12829	178	-1129
43	10400	-11689	229	-1035
44	11910	-10390	294	-927
45	12860	-9091	369	-818
46	13259	-7792	455	-709
47	13007	-6494	552	-600
48	12034	-5195	661	-493
49	11268	-4546	720	-440
50	0	0	1209	-325



Biểu đồ bao nội l-c do xe 3 trục gây ra

Tổ hợp nội lực do xe 2 trục

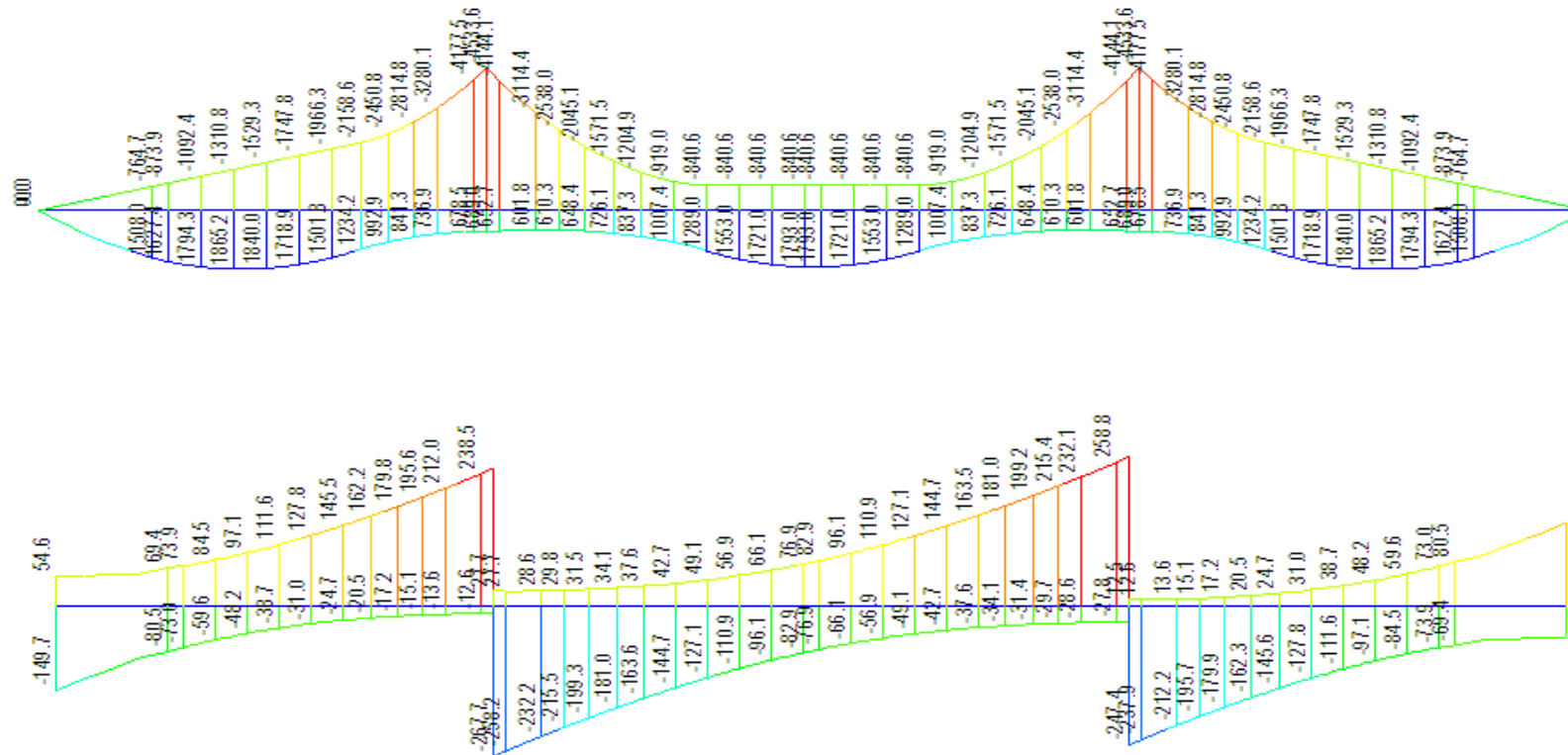
TT	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin
1	0	0	278	-1014
2	9649	-3897	402	-605
3	10319	-4454	442	-556
4	11175	-5567	525	-465
5	11431	-6680	611	-384
6	11139	-7794	698	-314
7	10354	-8907	787	-252
8	9094	-10021	877	-199
9	7628	-10998	956	-159
10	6143	-12287	1036	-124
11	4968	-13745	1106	-97
12	3923	-15519	1176	-76
13	3891	-18800	1287	-72
14t	3973	-20072	1323	-72
14p	3973	-20072	160	-1387
15	3750	-18342	160	-1349
16	3260	-13675	162	-1247
17	3777	-11298	166	-1179
18	4484	-9543	171	-1112
19	5354	-7811	184	-1034
20	6264	-6412	217	-957
21	7355	-5227	261	-870
22	8693	-4689	311	-784
23	9868	-4395	368	-699
24	10623	-4100	432	-618
25	10948	-3806	503	-540
26	10948	-3806	540	-503
27	10623	-4100	618	-432
28	9868	-4395	699	-368
29	8693	-4689	783	-311
30	7355	-5227	869	-261
31	6264	-6412	957	-217
32	5354	-7811	1034	-184
33	4484	-9543	1112	-171
34	3777	-11298	1179	-166
35	3260	-13675	1246	-162
36	3750	-18342	1352	-160
37t	3973	-20072	1387	-160
37p	3973	-20072	72	-1323
38	3891	-18800	72	-1283
39	3923	-15519	76	-1177
40	4968	-13745	97	-1106
41	6143	-12287	124	-1037
42	7628	-10998	159	-956
43	9094	-10021	199	-877
44	10354	-8907	252	-787
45	11139	-7794	314	-698
46	11431	-6680	384	-611
47	11175	-5567	465	-525
48	10319	-4454	556	-442
49	9649	-3897	605	-402
50	0	0	1014	-278



Biểu đồ bao nội lực do xe 2 trục gây ra

Tổ hợp nội lực do ng-ời gây ra

TT	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin
	1	0	0	55
	2	1508	-765	69
	3	1627	-874	74
	4	1794	-1092	84
	5	1865	-1311	97
	6	1840	-1529	112
	7	1719	-1748	128
	8	1502	-1966	146
	9	1234	-2159	162
	10	993	-2451	180
	11	841	-2815	196
	12	737	-3280	212
	13	679	-4178	239
14t		689	-4534	247
14p		689	-4534	28
	15	653	-4144	28
	16	602	-3114	29
	17	610	-2538	30
	18	648	-2045	31
	19	726	-1572	34
	20	837	-1205	38
	21	1007	-919	43
	22	1289	-841	49
	23	1553	-841	57
	24	1721	-841	66
	25	1793	-841	77
	26	1793	-841	83
	27	1721	-841	96
	28	1553	-841	111
	29	1289	-841	127
	30	1007	-919	145
	31	837	-1205	164
	32	726	-1572	181
	33	648	-2045	199
	34	610	-2538	215
	35	602	-3114	232
	36	653	-4144	258
37t		689	-4534	268
37p		689	-4534	13
	38	679	-4178	13
	39	737	-3280	14
	40	841	-2815	15
	41	993	-2451	17
	42	1234	-2159	20
	43	1502	-1966	25
	44	1719	-1748	31
	45	1840	-1529	39
	46	1865	-1311	48
	47	1794	-1092	60
	48	1627	-874	73
	49	1508	-765	81
	50	0	0	150



III. Tổ hợp nội lực

Sử dụng phần mềm Midas civil 6.3 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 tính tải giai đoạn 2 gồm lan can, gờ chắn (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
$\gamma_{\max}$	1.25	1.5	1.75	1.75
$\gamma_{\min}$		0.65	1.75	1.75

$\gamma_{\max}$ = hệ số tải trọng lớn nhất

$\gamma_{\min}$ = 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

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.4.1)$$

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:
 - $\eta_D = 1.00$ cho các thiết kế thông th- ờng
 - $\eta_R = 1.00$ cho các mức d- thông th- ờng
 - $\eta_I = 1.05$ cho các cầu quan trọng
- $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.05$

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

$$\text{TTGHCD1: } M = \eta \times \{ (M_{DC1} \times \gamma_1) + (M_{DC2} \times \gamma_2) + (M_{DW} \times \gamma_3) + 1.75 \times (IM \times M_{LL} + M_{NG}) \}$$

$$V = \eta \times \{ (V_{DC1} \times \gamma_1) + (V_{DC2} \times \gamma_2) + (V_{DW} \times \gamma_3) + 1.75 \times (IM \times V_{LL} + V_{NG}) \}$$

Trong đó: $\gamma_1 = 1.25$

$+ \gamma_2 = 1.25$ khi hoạt tải và tĩnh tải cùng dấu

$\gamma_2 = 0.9$ khi hoạt tải và tĩnh tải ng- ợc dấu

$+ \gamma_3 = 1.5$ khi hoạt tải và tĩnh tải cùng dấu

$\gamma_3 = 0.65$ khi hoạt tải và tĩnh tải ng- ợc dấu

$$\text{TTGHSD: } M = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW} + IM \times M_{LL} + M_{NG}$$

Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGH, biểu đồ nội lực ở TTGHSD1 thể hiện như bảng và biểu đồ sau:

Tổ hợp mô men theo các trạng thái giới hạn

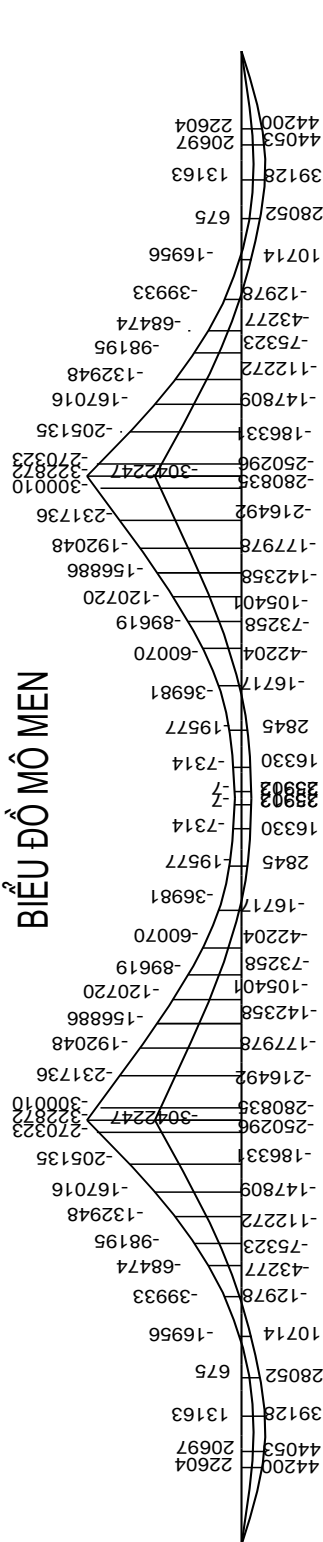
TT	Tổ Hợp MOOMEN THEO Các TTGH						Tổ hợp nội lực theo TTGHSD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
	DC1	DC2	DW	LL+PL						
	M(KNm)	M(KNm)	M(KNm)	Mmax(KNm)	Mmin(KNm)		Mmax(KNm)	Mmin(KNm)	Mmax(KNm)	Mmin(KNm)
1	0	0	0	0	0		0	0	0	0
2	16767	1426	4385	12776	-5310		44200	22604	35354	17268
3	15857	1445	4445	13661	-6069		44053	20697	35408	15677
4	11659	1345	4138	14801	-7586		39128	13163	31944	9557
5	4295	1061	3265	15124	-9103		28052	675	23745	-482
6	-6379	593	1824	14700	-10620		10714	-16956	10738	-14582
7	-20518	-60	-183	13629	-12138		-12987	-39933	-7132	-32899
8	-38289	-896	-2758	11902	-13655		-43277	-68474	-30041	-55598
9	-56952	-1780	-5476	9892	-14988		-75323	-98195	-54315	-79195
10	-78656	-2805	-8628	7842	-16730		-112272	-132948	-82246	-106818
11	-99775	-3795	-11675	6205	-18692		-147809	-167016	-109040	-133937
12	-123306	-4889	-15041	5347	-21069		-186331	-205135	-137889	-164305
13	-163405	-6725	-20689	5320	-25457		-250296	-270323	-185500	-216276
14t	-201488	-7389	-22731	5433	-27154		-304247	-322872	-226174	-258761
14p	-201488	-7389	-22731	5433	-27154		-304247	-324963	-226174	-258761
15	-186588	-6711	-20644	5127	-24812		-280835	-300010	-208815	-238754
16	-145837	-4831	-14863	4447	-18478		-216492	-231736	-161084	-184009
17	-121872	-3708	-11408	4583	-15269		-177978	-192048	-132404	-152257
18	-100319	-2689	-8271	5587	-12928		-142358	-156886	-105691	-124206
19	-78108	-1630	-5015	6813	-10614		-105401	-120720	-77940	-95367
20	-58938	-713	-2193	8083	-8739		-73258	-89619	-53761	-70583
21	-40588	163	500	9588	-7145		-42204	-60070	-30338	-47070
22	-25870	854	2627	11410	-6404		-16717	-36981	-10980	-28794
23	-14617	1361	4186	13001	-5985		2845	-19577	3931	-15056
24	-6674	1683	5178	14023	-5567		16330	-7314	14211	-5379
25	-1897	1822	5604	14463	-5148		23913	-7	19991	-380
26	-1897	1822	5604	14463	-5148		23913	-7	19991	-380
27	-6674	1683	5178	14023	-5567		16330	-7314	14211	-5379
28	-14617	1361	4186	13001	-5985		2845	-19577	3931	-15056
29	-25870	854	2627	11410	-6404		-16717	-36981	-10980	-28794
30	-40588	163	500	9588	-7145		-42204	-60070	-30337	-47070
31	-58938	-713	-2193	8083	-8739		-73258	-89619	-53761	-70583
32	-78108	-1630	-5015	6813	-10614		-105401	-120720	-77940	-95367
33	-100319	-2689	-8271	5587	-12928		-142358	-156886	-105691	-124206
34	-121872	-3708	-11408	4583	-15269		-177978	-192048	-132404	-152257
35	-145837	-4831	-14863	4447	-18478		-216492	-231736	-161084	-184009
36	-186588	-6711	-20644	5127	-24812		-280835	-300010	-208815	-238754
37t	-201488	-7389	-22731	5433	-27154		-304247	-324963	-226174	-258761
37p	-201488	-7389	-22731	5433	-27154		-304247	-324963	-226174	-258761
38	-163405	-6725	-20689	5320	-25457		-250296	-270323	-185499	-216276
39	-123306	-4889	-15041	5347	-21069		-186331	-205135	-137889	-164305
40	-99775	-3795	-11675	6205	-18692		-147809	-167016	-109040	-133937
41	-78656	-2805	-8628	7842	-16730		-112272	-132948	-82246	-106818
42	-56952	-1780	-5476	9892	-14988		-75323	-98195	-54316	-79195
43	-38289	-896	-2758	11902	-13655		-43277	-68474	-30041	-55598
44	-20518	-60	-183	13629	-12138		-12987	-39933	-7132	-32899
45	-6379	593	1824	14700	-10620		10714	-16956	10739	-14582
46	4295	1061	3265	15124	-9103		28052	675	23745	-482
47	11659	1345	4138	14801	-7586		39128	13163	31944	9557
48	15857	1445	4445	13661	-6069		44053	20697	35408	15677
49	16767	1426	4385	12776	-5310		44200	22604	35354	17268
50	0	0	0	0	0		0	0	0	0

Tổ hợp lực cắt theo các trạng thái giới hạn

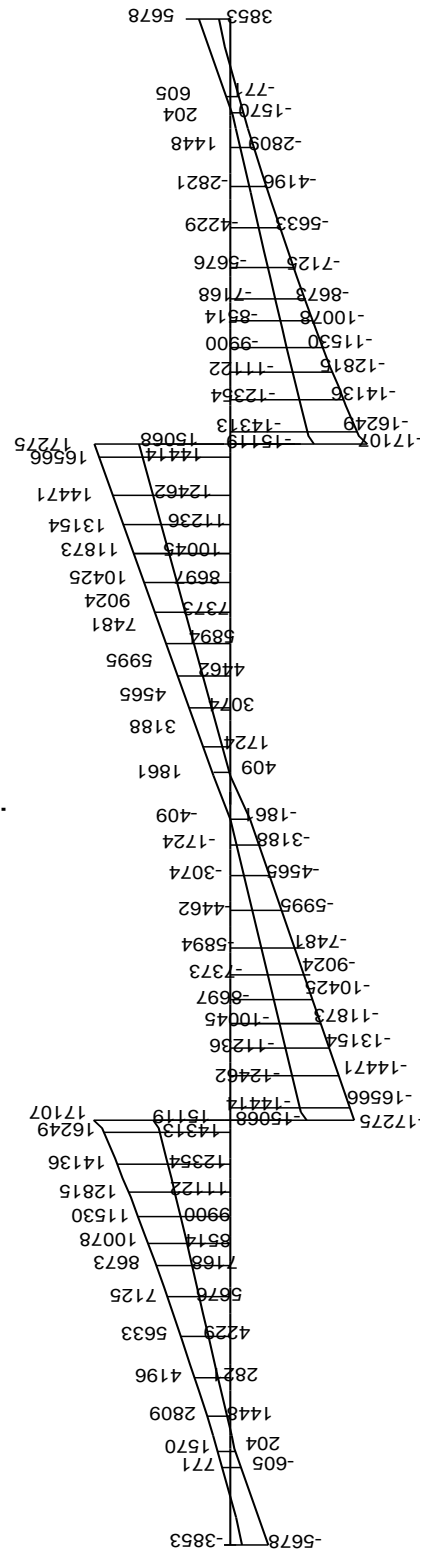
Tổ Hợp Lực Cắt THEO CÁC TTGH									
TT	DC1	DC2	DW	LL+PL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
	V(KN)	V(KN)	V(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)
1	-2644	-182	-561	379	-1359	-3853	-5678	-3008	-4746
2	249	-21	-65	510	-801	771	-605	672	-639
3	737	2	6	566	-734	1570	204	1311	10
4	1437	48	147	684	-612	2809	1448	2316	1020
5	2246	94	289	806	-503	4196	2821	3434	2125
6	3092	140	431	929	-408	5633	4229	4592	3254
7	3978	186	572	1054	-325	7125	5676	5791	4411
8	4907	232	714	1180	-253	8673	7168	7033	5600
9	5758	272	838	1291	-199	10078	8514	8158	6669
10	6645	312	961	1402	-151	11530	9900	9320	7767
11	7435	347	1067	1497	-115	12815	11122	10346	8734
12	8253	381	1172	1594	-103	14136	12354	11400	9703
13	9569	434	1335	1745	-99	16249	14313	13083	11239
14t	10127	451	1388	1794	-99	17107	15119	13761	11868
14p	-10153	-461	-1418	219	-1883	-15068	-17275	-11813	-13914
15	-9714	-442	-1361	219	-1831	-14414	-16566	-11299	-13349
16	-8397	-391	-1203	222	-1692	-12462	-14471	-9769	-11683
17	-7579	-357	-1097	227	-1599	-11236	-13154	-8806	-10632
18	-6789	-322	-991	234	-1507	-10045	-11873	-7869	-9610
19	-5903	-282	-868	245	-1400	-8697	-10425	-6807	-8453
20	-5052	-242	-744	279	-1294	-7373	-9024	-5759	-7332
21	-4123	-196	-602	338	-1173	-5894	-7481	-4583	-6094
22	-3236	-150	-461	406	-1054	-4462	-5995	-3441	-4900
23	-2390	-104	-319	483	-937	-3074	-4565	-2330	-3750
24	-1582	-58	-177	570	-824	-1724	-3188	-1246	-2641
25	-807	-12	-35	666	-717	-409	-1861	-188	-1571
26	807	12	35	717	-666	1861	409	1571	188
27	1582	58	177	824	-570	3188	1724	2641	1246
28	2390	104	319	937	-483	4565	3074	3750	2330
29	3236	150	461	1054	-406	5995	4462	4900	3441
30	4123	196	602	1173	-338	7481	5894	6094	4583
31	5052	242	744	1294	-279	9024	7373	7331	5759
32	5903	282	868	1400	-245	10424	8697	8452	6807
33	6789	322	991	1507	-234	11872	10045	9610	7869
34	7579	357	1097	1599	-227	13154	11236	10632	8806
35	8397	391	1203	1692	-222	14472	12462	11683	9769
36	9714	442	1361	1831	-219	16566	14414	13349	11299
37t	10153	461	1418	1883	-219	17275	15069	13914	11813
37p	-10127	-451	-1388	99	-1794	-15119	-17107	-11868	-13761
38	-9569	-434	-1335	99	-1741	-11510	-13441	-8569	-10409
39	-8253	-381	-1172	103	-1594	-12354	-14137	-9703	-11401
40	-7435	-347	-1067	115	-1498	-11122	-12815	-8734	-10346
41	-6645	-312	-961	151	-1402	-9900	-11531	-7767	-9321
42	-5758	-272	-838	199	-1291	-8514	-10078	-6669	-8159
43	-4907	-232	-714	253	-1180	-7168	-8673	-5600	-7034
44	-3978	-186	-572	325	-1054	-5676	-7125	-4411	-5791
45	-3092	-140	-431	408	-929	-4229	-5633	-3254	-4592
46	-2246	-94	-289	503	-806	-2821	-4196	-2125	-3434
47	-1437	-48	-147	612	-684	-1448	-2809	-1020	-2316
48	-737	-2	-6	734	-566	-204	-1570	-10	-1311
49	-249	21	65	801	-510	605	-771	639	-672
50	2644	182	561	1359	-379	5678	3853	4746	3008

BIỂU ĐỒ BAO NỘI LỰC DO TỔ HỢP TẢI TRỌNG Ở TTGHCD1

BIỂU ĐỒ MÔ MEN

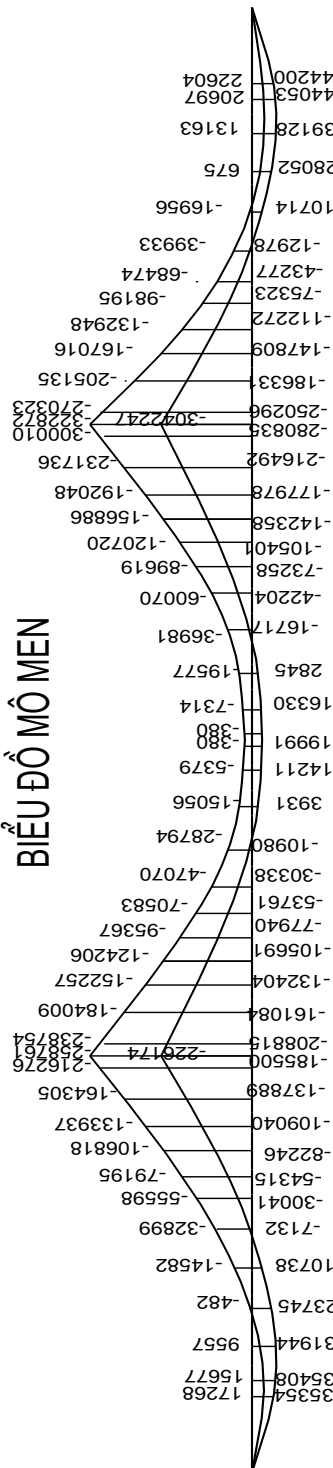


BIỂU ĐỒ LỰC CẮT

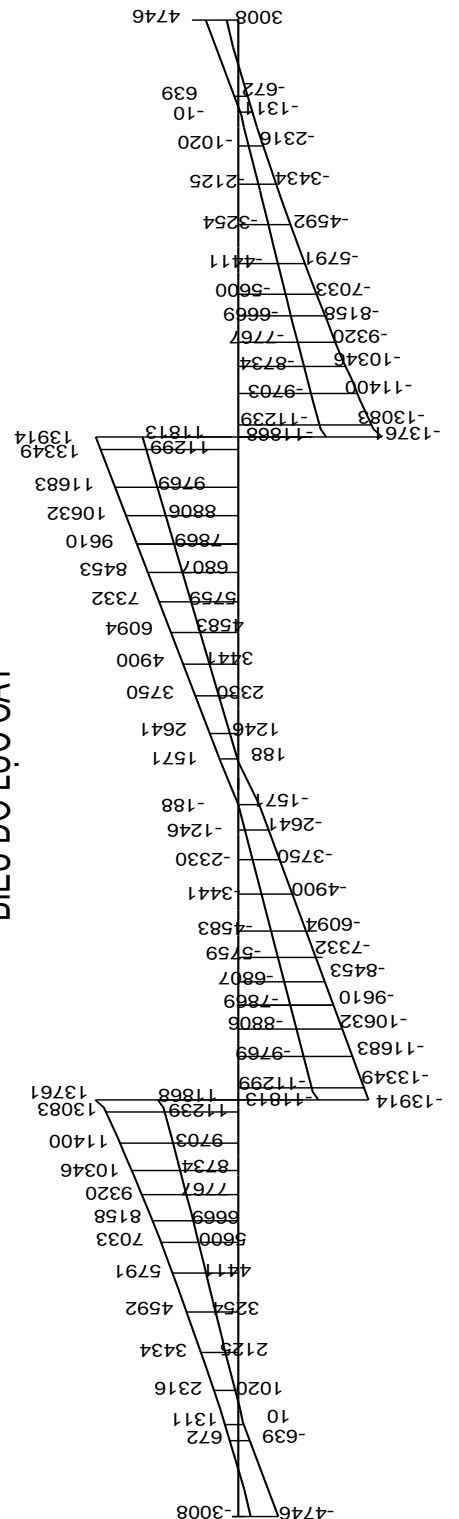


BIỂU ĐỘ BAO NỘI LỰC DO TỔ HỢP TÀI TRỌNG Ở TTGHSD

BIỂU ĐỒ MÔ MEN



BIỂU ĐỒ LỰC CẮT



IV. Thiết kế cốt thép

IV.1 Chọn cáp

Cáp sử dụng là cáp c-ờng độ cao của hãng VSL có các thông số nh- sau:

Các thông số của cáp c-ờng độ cao sử dụng

Đ-ờng kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
C-ờng độ chịu kéo	1860 Mpa
C-ờng độ chảy	$f_{py} = 1670\text{Mpa}$
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000\text{Mpa}$
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lắc	$K = 6.6 \times 10^{-7}(\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4}(\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006\text{m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pi} = 1451 \text{ MPa}$

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 bê tông không bị nứt, tức là ứng suất thớ ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn $0.50 \sqrt{f'_c} = 3.53\text{Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{KN/m}^2$

▪ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công th- c sau:

$$A_{pSt} = \frac{M_{CD1}}{z \cdot f_{pe}}$$

Trong đó:

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 1336 \text{ Mpa}$

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 âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

Đối với tr-ờng hợp tính thép chịu momen d-ơng, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_d$

Trong đó:

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm $h_b = 0,6\text{m}$

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 tùy 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

Bố cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Bố cáp chịu mômen d- ơng và cáp âm hợp long chọn loại bó 19 tao:

$$A_b = 19 \times 1.4 = 26.6 \text{ cm}^2$$

Tính toán cốt thép DƯL thể hiện đầy đủ trong phụ lục 04 d- ới đây là bảng cốt thép DƯL một số tiết diện tính toán:

TÍNH TOÁN CỐT THÉP DƯL

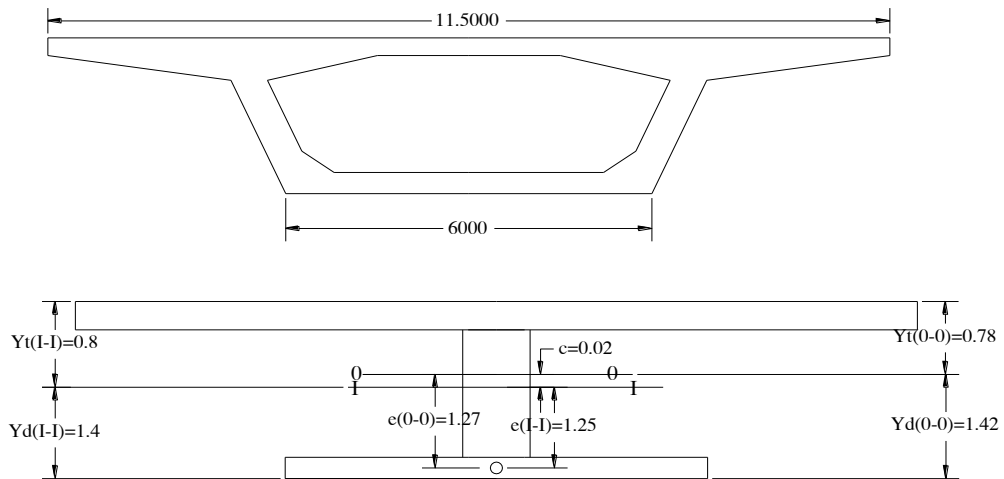
TT	Mmax KNm	Mmin KNm	Zcapam m	Zcapduong m	fc Mpa	Apsmax m2	Apsmin m2	CT tính toán(bó)		CT chọn(bó)	
								max	min	max	min
1	0	0	1.71	1.85	1339	0.0000	0.0000	0.00	0.00		
2	44200	22604	1.71	1.85	1339	0.0179	0.0099	6.73	3.36	8	
3	44053	20697	1.71	1.85	1339	0.0178	0.0090	6.70	3.07	8	2
4	39128	13163	1.80	1.91	1339	0.0153	0.0055	5.76	1.86	6	2
5	28052	675	1.91	1.99	1339	0.0105	0.0003	3.96	0.09	4	4
6	10714	-16956	2.08	2.13	1339	0.0037	-0.0061	1.41	-2.07	2	6
7	-12987	-39933	2.30	2.32	1339	-0.0042	-0.0130		-4.42		8
8	-43277	-68474	2.52	2.52	1339	-0.0128	-0.0203		-6.90		10
9	-75323	-98195	2.78	2.76	1339	-0.0204	-0.0264		-8.97		12
10	-112272	-132948	3.03	2.99	1339	-0.0280	-0.0327		-11.13		14
11	-147809	-167016	3.31	3.25	1339	-0.0340	-0.0377		-12.81		16
12	-186331	-205135	3.77	3.69	1339	-0.0377	-0.0406		-13.82		18
13	-250296	-270323	3.78	3.69	1339	-0.0507	-0.0534		-18.17		22
14t	-304247	-324963	3.78	3.69	1339	-0.0616	-0.0642		-21.84		22
14p	-304247	-324963	3.78	3.69	1339	-0.0616	-0.0642		-21.84		22
15	-280835	-300010	3.78	3.69	1339	-0.0568	-0.0593		-20.16		22
16	-216492	-231736	3.77	3.69	1339	-0.0438	-0.0459		-15.61		18
17	-177978	-192048	3.31	3.25	1339	-0.0409	-0.0433		-14.73		16
18	-142358	-156886	3.03	2.99	1339	-0.0356	-0.0386		-13.14		14
19	-105401	-120720	2.78	2.76	1339	-0.0285	-0.0324		-11.03		12
20	-73258	-89619	2.52	2.52	1339	-0.0217	-0.0266		-9.03		10
21	-42204	-60070	2.30	2.32	1339	-0.0136	-0.0195		-6.65		8
22	-16717	-36981	2.08	2.13	1339	-0.0058	-0.0133		-4.52		6
23	2845	-19577	1.91	1.99	1339	0.0011	-0.0077	0.40	-2.61	2	4
24	16330	-7314	1.80	1.91	1339	0.0064	-0.0030	2.40	-1.03	4	2
25	23913	-7	1.71	1.85	1339	0.0097	0.0000	3.64	0.00	4	
26	23913	-7	1.71	1.85	1339	0.0097	0.0000	3.63	0.00	4	

IV.2 Tính đặc trưng hình học các giai đoạn

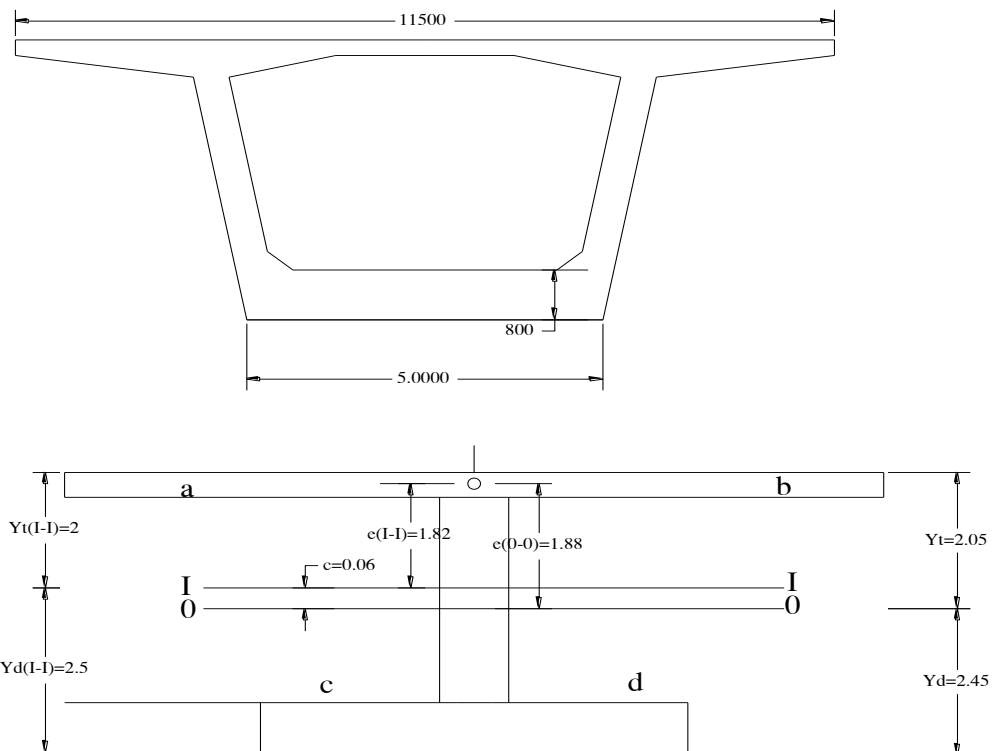
Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc trưng hình học của mặt cắt.

Mặt cắt ngang cầu

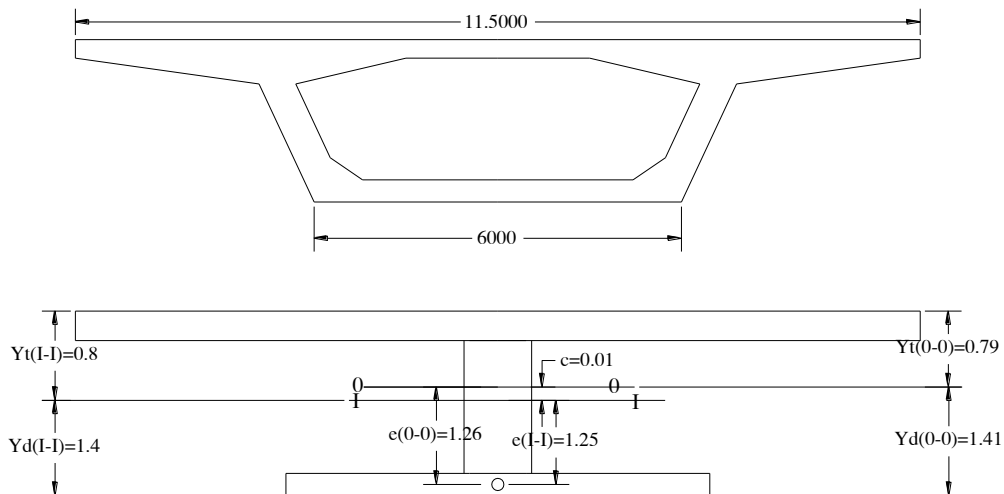
TD2



TD13



TD26



1. Đặc trưng tiết diện giảm yếu (đã trừ lỗ bố trí cáp dự ứng lực)

- Diện tích tiết diện đã trừ lỗ:

$$A_0 = A_{ng} - F_T - F_d$$

- Mômen tĩnh đối với mép đáy tiết diện :

$$S_0 = S_b - F_d \cdot a_d - F_t (h - a_t)$$

- Khoảng cách từ trục quán tính chính trung tâm của tiết diện đến đáy và đỉnh:

$$y_1^d = \frac{S_0}{A_0} \quad , \quad y_1^t = h - y_1^d$$

- mômen quán tính chính trung tâm của tiết diện giảm yếu:

$$I_0 = I_{ng} - F_d \cdot (y_1^d - a_d)^2 - F_t \cdot (y_1^t - a_t)^2$$

Trong đó:

A_{ng} : Diện tích tiết diện nguyên chưa trừ lỗ luôn cáp dự ứng lực.

I_{ng} : Mô men quán tính của tiết diện nguyên

S_b : Mômen tĩnh của tiết diện nguyên đối với mép đáy

F_d, F_t : Tổng diện tích tiết diện của lỗ để bố trí cốt thép chịu mômen dương và âm

a_d, a_t : Khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép chịu mômen dương và âm đến mép dưới và trên tiết diện

H_t : Chiều cao tiết diện

2. Đặc trưng hình học của tiết diện tính đối:

- Diện tích tiết diện tính đối:

$$A_{td} = A_0 + n_T (A_T + A_T)$$

- Mômen tĩnh của tiết diện tính đối đối với trục 0-0:

$$S_{td} = n_T \cdot \left[A_T (y_1^d - a_T) - A_T (y_1^t - a_T) \right]$$

- Khoảng cách giữa trục chính của tiết diện trừ lỗ 0-0 và tiết diện có cáp âm quy đổi 1-1

$$c = \frac{S_2}{A_2}$$

- Khoảng cách từ trục chính 1-1 tới đáy và đỉnh của tiết diện (trục dịch chuyển lên phía trên)

$$y_2^d = y_1^d + c \qquad y_2^t = y_1^t - c$$

- Momen quán tính của tiết diện tính đổi:

$$I_{td} = I_0 + A_0 \cdot c^2 + n_T \left[A_T (y_2^d - a_T)^2 + A_T (y_2^t - a_T)^2 \right]$$

Trong đó:

n_T : hệ số quy đổi thép ra bê tông, đ- ợc tính bằng tỷ số môđun đàn hồi thép và bê tông

$$n_T = \frac{E_T}{E_b} = \frac{197000}{35750} = 5.51$$

A_T, A_T' : diện tích cáp DUL chịu mômen d- ợng và mômen âm tại tiết diện.

a_T, a_T' : khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép d- ợng và âm đến mép d- ới và trên tiết diện.

A_0, I_0 : diện tích và mômen quán tính của tiết diện giảm yếu

Đặc tr- ng hình học của tiết diện qua các giai đoạn đ- ợc thể hiện đầy đủ trong d- ới đây là bảng đặc tr- ng hình học một số tiết diện tính toán:

	Tiết diện			
	TD2	TD13	TD26	
Bc	11.50	11.50	11.50	m
Hc	0.40	0.40	0.40	m
B	0.92	0.97	0.92	m
Hb	1.50	3.30	1.50	m
Bb	6.00	5.00	6.00	m
Hd	0.30	0.80	0.30	m
H	2.20	4.50	2.20	m
At	0.00	0.18	0.00	m2
Ad	0.15	0.00	0.15	m2
DFt	0.00	0.20	0.00	m2
DFd	0.07	0.00	0.04	m2
Fd	0.02	0.00	0.01	m2
Ft	0.00	0.06	0.00	m2
n	5.51	5.51	5.51	
Ftd	7.80	11.82	7.80	m2
Ao	7.73	11.62	7.76	m2
So	10.94	28.44	10.95	m3
Yt	0.78	2.05	0.79	m
Yd	1.42	2.45	1.41	m
Io	4.86	35.09	4.92	m4
Ya-b(0-0)	0.38	1.65	0.39	m
Sa-b(0-0)	2.69	8.18	2.72	m3
Yc-d(0-0)	1.12	1.65	1.11	m
Sc-d(0-0)	2.19	8.19	2.22	m2
Et(0-0)	0.00	1.88	0.00	m
Ed(0-0)	1.27	0.00	1.26	m
Atd	7.85	11.98	7.82	m2
Std	-0.15	0.67	-0.07	m3
C	-0.02	0.06	-0.01	m
Yt(1-1)	0.80	2.00	0.80	m
Yd(1-1)	1.40	2.50	1.40	m
Itđ	5.05	36.31	5.01	m4
Ya-b(1-1)	0.40	1.60	0.40	m
Sa-b(1-1)	2.78	8.95	2.76	m2
Yc-d(1-1)	1.10	1.70	1.10	m
Sc-d(1-1)	2.24	9.30	2.25	m2
Et(1-1)	0.00	1.82	0.00	m
Ed(i-i)	1.25	0.00	1.25	m

IV.3 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:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

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 dãn cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

- Mất mát tức thời gồm các mất mát : Δf_{pF} , Δf_{pA} , Δf_{pES}
- Mất mát theo thời gian gồm các mất mát sau: Δf_{pSR} , Δf_{pCR} , Δf_{pR}

IV.3.1 Mất mát do ma sát:

Mất mát do ma sát giữa bó thép và ống bọc có thể lấy nh- sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 1488$ MPa
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lắ $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ 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	m	K	f _{pj}	x	a	Δf _{pf}
			(1/m)	(T/m ²)	(m)	(rad)	(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	0.250	0.00066	148800	6.170	0.170	6771.048
	C2-02(2)	0.250	0.00066	148800	10.900	0.170	7213.743
	C2-03(2)	0.250	0.00066	148800	14.200	0.170	7521.782
	Mất mát trung bình 1 bó						7069.405
13.000	C1-01(4)	0.250	0.00066	148800	4.600	0.274	933.886
	C1-02(2)	0.250	0.00066	148800	7.600	0.274	10546.754
	C1-03(2)	0.250	0.00066	148800	10.600	0.274	10820.224
	C1-04(2)	0.250	0.00066	148800	14.100	0.274	11138.590
	C1-5(2)	0.250	0.00066	148800	17.600	0.274	11456.220
	C1-6(2)	0.250	0.00066	148800	21.600	0.274	11818.330
	C1-7(2)	0.250	0.00066	148800	25.600	0.274	12179.485
	C1-8(2)	0.250	0.00066	148800	29.600	0.274	12539.687
	C1-9(2)	0.250	0.00066	148800	33.600	0.274	12898.940
	C1-10(2)	0.250	0.00066	148800	37.600	0.274	13257.245
	Mất mát trung bình 1 bó						9865.750
26.000	C3-01(2)	0.250	0.00066	148800	8.270	0.170	6967.764
	C3-02(2)	0.250	0.00066	148800	12.270	0.170	7341.707
	Mất mát trung bình 1 bó						7154.736

IV.3.2 Mất mát do tụt neo:

Mất mát do thiết bị neo đ-ợc tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$$

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 (m)	DL (m)	E (T/m ²)	Δf_{pA} (T/m ²)
2.000	C2-01(4)	13.100	0.006	19700000.000	9022.901
	C2-02(2)	20.400	0.012	19700000.000	11588.235
	C2-03(2)	28.100	0.012	19700000.000	8412.811
		Mất mát trung bình 1 bó			9511.712
13.000	C1-01(4)	12.200	0.006	19700000.000	9688.525
	C1-02(2)	18.200	0.012	19700000.000	12989.011
	C1-03(2)	24.200	0.012	19700000.000	9768.595
	C1-04(2)	31.200	0.012	19700000.000	7576.923
	C1-5(2)	38.200	0.012	19700000.000	6188.482
	C1-6(2)	46.200	0.012	19700000.000	5116.883
	C1-7(2)	54.200	0.012	19700000.000	4361.624
	C1-8(2)	62.200	0.012	19700000.000	3800.643
	C1-9(2)	70.200	0.012	19700000.000	3367.521
	C1-10(2)	78.200	0.012	19700000.000	3023.018
		Mất mát trung bình 1 bó			6869.977
26.000	C3-01(2)	16.540	0.012	19700000.000	14292.624
	C3-02(2)	24.540	0.012	19700000.000	9633.252
		Mất mát trung bình 1 bó			11962.938

IV.3.3 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-óc, và đ-ợc tính theo công thức:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F \cdot e^2}{I} + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-óc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- F : lực nén trong bê tông do ứng suất tr-óc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- 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)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

Tiết diện	Bó thép	F	A	I	e	Mdc1	f _{cgp}	Ep/Eci	Δf _{pES}
		T	m ²	m ⁴	m	Tm	T/m ²		(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	2813.62	7.85	5.05	1.25	1676.00	-811.66	5.51	
	C2-02(2)	2813.62	7.85	5.05	1.25	1676.00	-811.66	5.51	
	C2-03(2)	2813.62	7.85	5.05	1.25	1676.00	-811.66	5.51	
		Mất mát trung bình 1 bó							-1956.596
13.000	C1-01(4)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-02(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-03(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-04(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-5(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-6(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-7(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-8(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
	C1-9(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51	
		Mất mát trung bình 1 bó							-1770.062
26.000	C3-01(2)	1379.82	7.82	5.01	1.25	1897.00	-133.63	5.51	
	C3-02(2)	1379.82	7.82	5.01	1.25	1897.00	-133.63	5.51	
		Mất mát trung bình 1 bó							-276.117

IV.3.4 Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất tr-ớc do co ngót có thể lấy bằng:

Đối với cấu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ MPa}$
(5.9.5.4.2-2)

H = độ ẩm t-ơng đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm(%) = 80%

IV.3.5 Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pCR} = 12.0f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (5.9.5.4.3-1)$$

Trong đó:

- f_{cgp} = ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép - st lúc truyền lực (MPa)

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe^2}{I} + \frac{M_{DC}e}{I}$$

- 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)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC2} + M_{DW})e}{I_{td}}$$

- 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)

Tiết diện	Bó thép	F	e	Aqd	Iqd	M	M	fcgp	Δf_{cdp}	Δf_{pCR}
		T	m	m2	m4		Tm			(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	2813.62	1.25	7.85	5.05	1676	563.10	-811.66	139.18	
	C2-02(2)	2813.62	1.25	7.85	5.05	1676	563.10	-811.66	139.18	
	C2-03(2)	2813.62	1.25	7.85	5.05	1676	563.10	-811.66	139.18	
		Mất mát trung bình 1 bó								8765.580
13.000	C1-01(4)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-02(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-03(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-04(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-5(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-6(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-7(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-8(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-9(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-10(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
		Mất mát trung bình 1 bó								7115.308
26.000	C3-01(2)	1379.82	1.25	7.82	5.01	1897.00	238.60	-133.63	59.56	
	C3-02(2)	1379.82	1.25	7.82	5.01	1897.00	238.60	-133.63	59.56	
		Mất mát trung bình 1 bó								1186.637

IV.3.6 Mất mát do chùng dãn cốt thép:

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tạo thép đ-ợc khử ứng suất kéo sau:

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (\text{Mpa})$$

(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)
- $\Delta f_{pCR}=25\text{MPa}$: Mất mát do từ biến (Mpa)

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pf}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		(T/m ²)	(T/m ²)	T/m ²	(T/m ²)	(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	6771.05	-1956.60	2500	8765.58	
	C2-02(2)	7213.74	-1956.60	2500	8765.58	
	C2-03(2)	7521.78	-1956.60	2500	8765.58	
	Mất mát trung bình 1 bó					2593.027
13.000	C1-01(4)	933.89	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-02(2)	10546.75	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-03(2)	10820.22	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-04(2)	11138.59	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-5(2)	11456.22	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-6(2)	11818.33	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-7(2)	12179.48	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-8(2)	12539.69	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-9(2)	12898.94	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-10(2)	13257.25	-1770.06	2500	7115.31	
	Mất mát trung bình 1 bó					2462.757
26.000	C3-01(2)	6967.76	-276.12	2500	1186.64	
	C3-02(2)	7341.71	-276.12	2500	1186.64	
	Mất mát trung bình 1 bó					3885.668

Kết quả tính toán tổng hợp mất mát ứng suất đ-ợc trình bày trong bảng sau:

Tổng hợp mất mát U_S

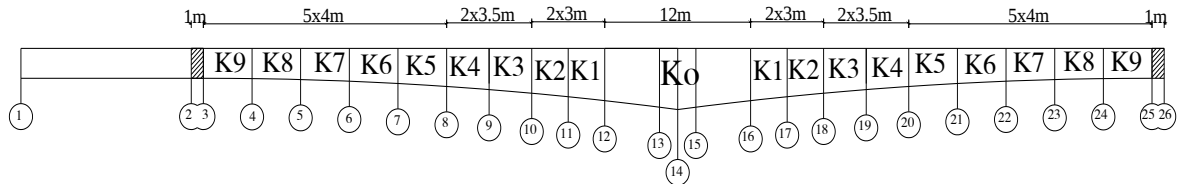
Tiết diện	Bó thép	Δf_{pf}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	Δf_{pt}
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
2.000	C2-01(4)	67.71	90.23	-19.57	25	87.66	25.93	
	C2-02(2)	72.14	115.88	-19.57	25	87.66	25.93	
	C2-03(2)	75.22	84.13	-19.57	25	87.66	25.93	
		Mất mát trung bình 1 bó						298.033
13.000	C1-01(4)	9.34	96.89	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-02(2)	105.47	129.89	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-03(2)	108.20	97.69	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-04(2)	111.39	75.77	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-5(2)	114.56	61.88	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-6(2)	118.18	51.17	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-7(2)	121.79	43.62	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-8(2)	125.40	38.01	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-9(2)	128.99	33.68	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-10(2)	132.57	30.23	-17.70	25	71.15	24.63	
		Mất mát trung bình 1 bó						305.839
26.000	C3-01(2)	69.68	142.93	-2.76	25	11.87	38.86	
		73.42	96.33	-2.76	25	11.87	38.86	
		Mất mát trung bình 1 bó						269.661

IV.4 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 là các tiết diện (3,17,31)

Sơ đồ bố trí các tiết diện của 1/2 cầu



IV.4.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Khi căng kéo cốt thép

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ Giai đoạn 1:

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.9f'_c = 45\text{MPa}$.

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27\text{ MPa}$

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677\text{ MPa}$

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 dưới 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

- ứng suất nén: $-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5\text{ MPa} = -22500\text{ KN/m}^2$

- ứng suất kéo của bê tông: $0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355\text{ MPa} = 3535.5\text{ KN/m}^2$

IV.4.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông tiết diện 2&26(M_{max})

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép :

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677\text{ Mpa}$$

b.Thớ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27\text{MPa}$$

2.Giai đoạn khai thác:

a. Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)} + F_b^{(2)}}{A_0} + \frac{-F_t^{(2)}e_t + F_b^{(2)}e_b}{I_0}y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0}y_t^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{It_d}y_t^{(2)} \geq -0.45f'_c = -22.5\text{MPa}$$

b. Thớ dãi.

$$f_{bc} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2e_t - F_b^2e_b}{I_0}y_b^1 + \frac{Mbt}{I_0}y_b^1 + \frac{Mtt2 + Mht}{It_d}y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5\text{MPa}$$

IV.4.1.2 Kiểm tra đối với các tiết diện gối(13)(Mmin)

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a. Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1e_t}{I_0}y_t^1 + \frac{Mbt}{I_0}y_t^1 \geq -0.6f'_c = -0.6 \times 45 = -27 \text{ MPa}$$

b. Thớ dãi:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1e_t}{I_0}y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0}y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f'_c} = 1.677 \text{ MPa}$$

2. Giai đoạn khai thác:

a. Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} - \frac{F_t^{(2)}e_t}{I_0}y_t^1 + \frac{Mbt}{I_0}y_t^1 + \frac{Mtt2 + Mht}{It_d}y_t^{(2)} \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5\text{MPa}$$

b. Thớ dãi.

$$f_{bc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} + \frac{F_t^{(2)}e_t}{I_0}y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0}y_b^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{It_d}y_b^{(2)} \leq -22.5\text{MPa}$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-óc phía d-ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-óc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen d-ương âm)
- A_{ld} = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_{ld} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-óc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-óc 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 = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

	Ft(1)	Fd(1)	A	I _g	e(t)	e(d)	Mbt	Yd(1)	Yt(1)	f(tg)	f(bg)	
Tiết diện	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	MPa	MPa	Duyệt
2	0	25344967	7728104	4.86E+12	0	1266	1.7E+09	1416.00	784	1.63	-12.14	đạt
13	7.7E+07	0	11622286	3.51E+13	1875	0	1.6E+10	2447.41	2053	-14.13	1.31	đạt
26	0	12581397	7764052	4.92E+12	0	1260	1.9E+09	1410.14	789.9	0.62	-5.62	đạt

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông sau mất mát

	Ft(2)	Fd(2)	A	I _c	e(t)	e(d)	Mtt2+Mht	Yd(2)	Yt(2)	f(tg)	f(bg)	
Tiết diện	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	MPa	MPa	Duyệt
2	0	22947651	7728104	5.05E+12	0	1247	3.5E+10	1397.08	802.9	-4.14	-1.03	đạt
13	6.9E+07	0	11622286	3.63E+13	1820	0	2.6E+11	2503.21	1997	1.10	-14.81	đạt
26	0	11775703	7764052	5.01E+12	0	1251	2E+10	1400.69	799.3	-2.31	-0.12	đạt

IV.4.2 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 2 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d-ơng lớn.
 - + Tiết diện 13 tại đỉnh trụ T1.
 - + Tiết diện 26 gần nhịp giữa có mômen d-ơng lớn.

Nội lực theo TTGH c-ờng độ 1 tại các tiết d-ới diện.

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		Q _{max} (KN)	Q _{min} (KN)	M _{max} (KN)	M _{min} (KN)
1	2	771	-605	44200	22604
2	13	16249	14313	-250296	-270323
3	26	-409	-1861	23913	-7

IV.4.2.1 Sức kháng uốn.

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

$$M_u \leq \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

Trong đó:

- M_u : mômen tính toán ở trạng thái GHCCI (MPa)

- ϕ : Hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép - st $\phi = 1.0$

- M_n : Sức kháng uốn danh định củatiết diện có thép DƯL dính bám, tùy thuộc vào trục trung hòa đi qua s-ờn (tiết diện chữ T) hoặc cánh của tiến diện (tiết diện chữ nhật) (bỏ qua sự tham gia chịu lực của cốt thép th-ờng):

+ Tiết diện chữ T, sức kháng uốn tính theo công thức sau:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c \left[b_w \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right] \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr-ớc (mm²)

- a : chiều dày của khối ứng suất t-ờng đ-ờng (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 UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0.28 \quad (5.7.3.1.1-2)$$

- 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

$a'_T = 180mm$: 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

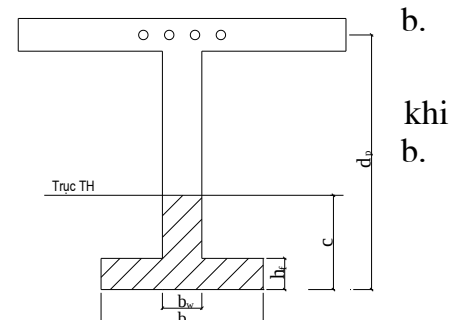
$$(5.7.3.1.2-3)$$

Tr-ờng hợp trục trung hoà đi qua cánh ($c < h$), đó tính toán nh- tiết diện chữ nhật với bề rộng là

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$(5.7.3.1.1-4)$$

- 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)

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	A_{ns} (mm ²)	d_p (mm)	b_w (mm)	b (mm)	h_f (mm)	c (mm)	f_{ns} (MPa)	a (mm)	M_n (Nm)	M_u (Nm)	$M_n > M_u$
2	21280	2050	920	11500	400	115.056	1830.77	79.711	7.83E+10	4.42E+10	đạt
13	64680	4320	970	5000	800	776.072	1766.44	537.663	4.63E+11	2.70E+11	đạt
26	15960	2050	920	11500	400	86.633	1837.99	60.019	5.93E+10	2.39E+10	đạt

IV.4.2.2 Kiểm tra hàm lượng thép DUL:

a./ Kiểm tra hàm lượng thép tối đa theo công thức :

- Hàm lượng thép DUL và không DUL tối đa phải được giới hạn sao cho:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Với:

c : khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà(mm)

d_e : khoảng cách có hiệu từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

- Có thể bỏ qua tính toán đối với cốt thép thông thường. Khi đó: $d_e = d_p$

Tiết diện	d_e (mm)	c (mm)	c/d_e	duyet
2	2050	115.056	0.06	đạt
13	4320	776.072	0.18	đạt
26	2050	86.633	0.04	đạt

b.kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

- Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thông thường và cốt thép ứng suất trước chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r . Lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

+ 1,33 lần mômen uốn tính toán theo tổ hợp tải trọng TTGH c-ờng độ 1

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u$$

+ 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 f_r của bê tông theo quy định.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

- Đối với bê tông có tỉ trọng thông thường :

$$f_r = 0.63\sqrt{f_c} = 0.63\sqrt{50} = 4.455\text{MPa}$$

Trong đó:

M_{cr} được tính bằng công thức 5.7.3.6.2-2 của quy trình 22TCN 272-05

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y}$$

M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)

I_g : mômen quán tính tại tiết diện tính toán(m⁴)

f_r : cường độ chịu kéo khi uốn (MPa)

y : khoảng cách từ trục trung hoà tới thớ chịu kéo ngoài cùng (m)

- Kết quả kiểm toán được đưa ra ở bảng sau:

Tiết diện	A	I	y_d	y_t	f_r	f_d	f_{rs}	M_{cr}	$1.2M_{cr}$	$1.33M_u$
	(mm ²)	(mm ⁴)	(mm)	(mm)	(MPa)	(Mpa)	(Mpa)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
2	7.85E+06	5.05E+12	1450.00	750	4.454	4.82E-01	-18.93	-1.01E+11	-1.21E+11	5.88E+10
13	1.20E+07	3.63E+13	2370.00	2130	4.454	1.07E+00	-23.11	-3.36E+11	-4.03E+11	3.60E+11
26	7.82E+06	5.01E+12	1450.00	750	4.454	5.49E-01	-14.37	-6.99E+10	-8.39E+10	3.18E+10

Tiết diện	$1.33M_u$	$1.2M_{cr}$	$\min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$	M_n	$M_{>\min}$
	(MPa)	(MPa)	$1.33M_u$	(MPa)	
2	5.88E+10	1.21E+11	5.88E+10	7.83E+10	đạt
13	3.60E+11	4.03E+11	3.60E+11	4.63E+11	đạt
26	3.18E+10	8.39E+10	3.18E+10	5.93E+10	đạt

IV.4.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 17, 31)

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH cường độ 1

ϕ : hệ số sức kháng cắt được xác định theo điều 5.5.4.2.1, $\phi=0.9$

V_n : sức kháng cắt danh định được xác định theo quy định (điều 5.8.3.3)

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

$$\text{Với : } V_c = 0.083\beta\sqrt{f_c}b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v d_v f_y (\cot g\theta + \cot g\alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

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 được xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)

s : Cự li cốt thép đai (mm), được 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 được quy định trong điều 5.8.3.4

θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết trước góc θ , sau đó tính các giá trị để tra bảng ngược lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận được, nếu không thì giả thiết lại.

α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ). Cốt đai thẳng đứng, $\alpha = 90$.

A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm²)

$$A_v(\min) = 0.083 \times \sqrt{f_c'} \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất trước có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là tổng nếu ngược chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

Công thức tính toán :
$$V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \sin \gamma_i$$

Trong đó:

A_{str} : diện tích thép ứng suất trước 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 phương ngang, bằng độ dốc mặt cầu và có giá trị rất nhỏ nên trong tính toán coi như $=0$

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:

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - \frac{a}{2} \end{cases} \quad \text{với } a = \beta_1 \cdot c \text{ là chiều dày khối ứng suất t-ơng đ-ơng}$$

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.
- d_e : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)
- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (mm)	$0.72h$ (mm)	$d_e - 0.5a$ (mm)	d_v (mm)	b_v (mm)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)
2	1845.00	1584.00	2010.14	2010.14	1000	2.51E+07
13	3888.00	3240.00	4051.17	4051.17	1000	5.06E+07
26	1845.00	1584.00	2019.99	2019.99	1000	2.52E+07

❖ 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

- Xác định tỷ số: v/f'_c

V : ứng suất cắt trong bê tông, đ-ợc tính theo công thức: $v = \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$

- ϕ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2
- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do $V_{\max}$

Tiết diện	V_u (N)	b_v (mm)	d_v (mm)		v (N)	v/f'_c
2	771000	1000	2010.14	0.9	0.43	0.009
13	16249000	1000	4051.17	0.9	4.46	0.089
26	409000	1000	2019.99	0.9	0.22	0.004

Do $V_{\min}$

Tiết diện	V_u (N)	b_v (mm)	d_v (mm)	j	v (N)	v/f'_c
2	605000	1000	2010.14	0.9	0.33	0.007
13	14314000	1000	4051.17	0.9	3.93	0.079
26	1861000	1000	2019.99	0.9	1.02	0.020

- ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện xác định theo :
- Xác định ε_x

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002$$

- ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện xác định theo :

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cầu 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_{pc} : ứng suất có hiệu trong thép - st sau mất mát.
- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả 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:

$$f_{pe} = \frac{1}{n} (f_{pj} - \Delta f_{pT})$$

- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ-ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ).
Khi tính, giả thiết tr-ớc góc $\theta = 25^\circ = 25 \cdot 3.14 / 180 = 0.436$ (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}

Tiết diện	F	A	f_{pc}	f_{pc}	E_p	E_c	f_{po}
	(N)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
2	3165312.40	7.85E+06	0.40	1078.37	197000	35750	1080.59
13	3475554.69	1.20E+07	0.29	1070.56	197000	35750	1072.16
26	3240781.85	7.82E+06	0.41	1106.74	197000	35750	1109.02

Do Q_{min}

Tiết diện	F	A	f_{pc}	f_{pc}	E_p	E_c	f_{po}
	(N)	(mm ²)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
2	3830649.81	7.85E+06	0.49	1078.37	197000	35750	1081.06
13	3442205.16	1.20E+07	0.29	1070.56	197000	35750	1072.14
26	3682768.52	7.82E+06	0.47	1106.74	197000	35750	1109.33

➤ Xác định c_x

Do Q_{max}

Tiết diện	M_u	d_v	V_u	q	A_{ps}	f_{po}	c_x
	(Nm)	(mm)		rad			
2	3.17E+06	2010.14	7.71E+05	0.785	21280	1080.59	-7.94E-05
13	3.48E+06	4051.17	1.62E+07	0.785	64680	1072.16	-1.39E-04
26	3.24E+06	2019.99	4.09E+05	0.785	15960	1109.02	-6.19E-05

Do Q_{min}

Tiết diện	M_u	d_v	V_u	q	A_{ps}	f_{po}	c_x
	(Mpa)	(mm)		rad			
2	3.17E+06	2010.14	605000.00	0.785	21280	1081.058	-1.47E-05
13	3.48E+06	4051.17	14314000.00	0.785	64680	1072.145	-2.63E-05
26	3.24E+06	2019.99	1861000.00	0.785	15960	1109.333	-1.09E-05

➤ Xác định β và θ

Do Q_{max}

c_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra	Tra ra
		β	θ
-0.0794	0.0085	6.6	25.5
-0.1388	0.0891	6.79	28
-0.0619	0.0045	6.72	26.5

Do Q_{min}			
e_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-0.0147	0.0067	6.5	25
-0.0263	0.0785	6.78	27
-0.0109	0.0205	6.76	26

b. Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 20$ có 2 lớp trên một sườn có diện tích $A_v = 628.4 \text{ mm}^2$, cự ly giữa các thanh thép ngang là $s = 200 \text{ mm}$

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s .

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Kết quả tính toán như sau:

Do Q_{max}								
Tiết diện	A_v mm^2	f_y Mpa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s N
2	628.4	1674	2010.14	1000	1.57	0.445	200	2.22E+10
13	628.4	1674	4051.17	1000	1.57	0.488	200	4.01E+10
26	628.4	1674	2019.99	1000	1.57	0.462	200	2.13E+10

Do Q_{min}								
Tiết diện	A_v mm^2	f_y Mpa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s N
2	628.4	1674000	2010.14	1000	1.57	0.44	170	2.27E+13
13	628.4	1674000	4051.17	1000	1.57	0.47	170	4.19E+13
26	628.4	1674000	2019.99	1000	1.57	0.45	170	2.18E+13

c. Tính sức kháng danh định của tiết diện.

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Kiểm tra theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do Q_{max}								
Tiết diện	V_c (N)	V_s (N)	$V_c+V_s+V_p$ (N)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)	V_N (N)	jV_N (N)	V_U (N)	$V_U < \phi V_N$
2	8.17E+05	2.22E+10	2.22E+10	2.51E+07	2.51E+07	2.26E+07	7.71E+05	Đạt
13	1.65E+06	4.01E+10	4.01E+10	5.06E+07	5.06E+07	4.56E+07	1.62E+07	Đạt
26	8.21E+05	2.13E+10	2.13E+10	2.52E+07	2.52E+07	2.27E+07	4.09E+05	Đạt

Do Q_{min}								
Tiết diện	V_c (N)	V_s (N)	$V_c+V_s+V_p$ (N)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)	V_N (N)	jV_N (N)	V_U (N)	$V_U < \phi V_N$
2	8.17E+05	2.27E+13	2.27E+13	2.51E+07	2.51E+07	2.26E+07	6.05E+05	Đạt
13	1.65E+06	4.19E+13	4.19E+13	5.06E+07	5.06E+07	4.56E+07	1.43E+07	Đạt
26	8.21E+05	2.18E+13	2.18E+13	2.52E+07	2.52E+07	2.27E+07	1.86E+06	Đạt

V. Tính toán trụ cầu

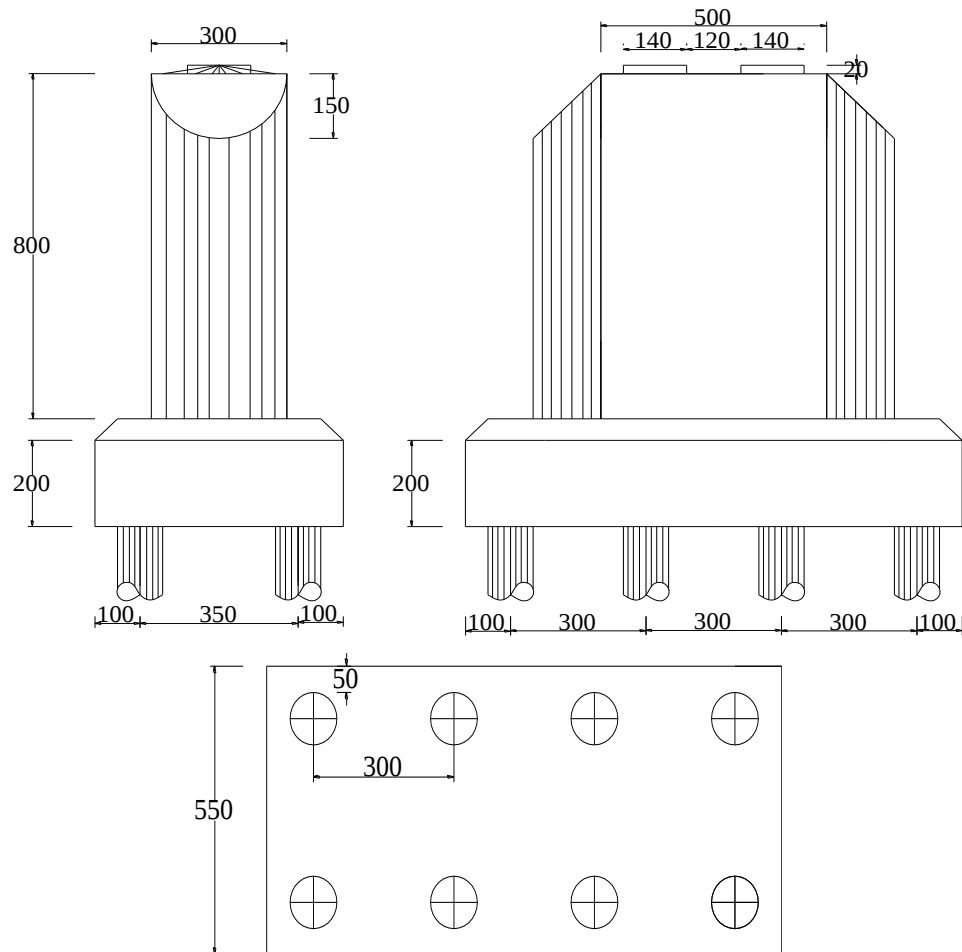
Tên trụ tính toán: T2

Loại trụ thân đặc bê tông cốt thép không dự ứng lực, trên nền móng cọc khoan nhồi.

Quy trình tính toán: theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

Các thông số ban đầu:

V.1 Kích thước hình học của trụ.



V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.

V.2.1 Tải trọng

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trụ 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	M
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n-ớc	WA

V.2.2 Tổ hợp tải trọng

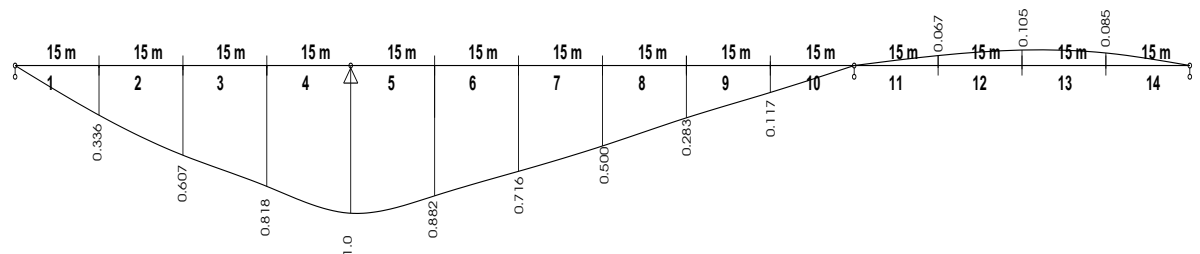
Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

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	

V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ

Tính toán tải trọng tác dụng lên 2 mặt cắt: đỉnh và đáy bệ móng.

Ta có đ-ờng ảnh h-ởng phản lực tại trụ T2



V.3.1 Tính tải tác dụng lên trụ

Tính tải tác dụng lên trụ có thể chia thành các tải trọng nh- sau:

a) *Tính tải phần 1:*

Tính tải nhịp phần 1 bao gồm trọng l-ợng bản thân của toàn bộ kết nhịp dầm. (DC1)

Giá trị này ta lấy kết quả xuất từ MIDAS (reaction) tại vị trí trụ.

$$N_{DC1} = 19125.18 \text{ KN}$$

b) Tính tải phần 2:

Tính tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng lượng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng như một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)
Giá trị này ta lấy kết quả xuất từ MIDAS (reaction) tại vị trí trụ.

$$N_{DW} = 2805.48 \text{ KN.}$$

$$N_{DB} = 911.94 \text{ KN}$$

c) Tính tải bản thân trụ DC:

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng như của bệ móng.

$$\text{Công thức xác định: } P_i = V_i \gamma_i$$

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 lượng riêng từng ứng thành phần thứ i.

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m ³)	Trọng lượng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bệ móng	Tại đáy Bệ móng
1	Bệ trụ	151.2	3630	0	3630
2	Thân trụ	156.66	3759.84	3759.84	3759.84
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.816	18.816	18.816
Tổng cộng DC		308.644	7408.656	3778.656	7408.656

V.3.2 Hoạt tải tác dụng lên trụ

a) Theo phương dọc cầu

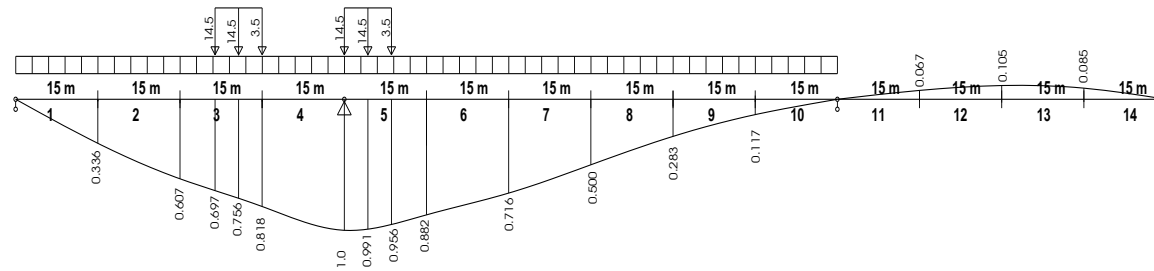
Gồm :

- Tải trọng ng-ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

Hoạt tải dọc cầu ta xét 1 trường hợp tải trọng bất lợi nhất là 2 xe tải 3 trục đặt cách nhau 15m + tải trọng làn + tải trọng ng-ời và nhân với hệ số 0.9

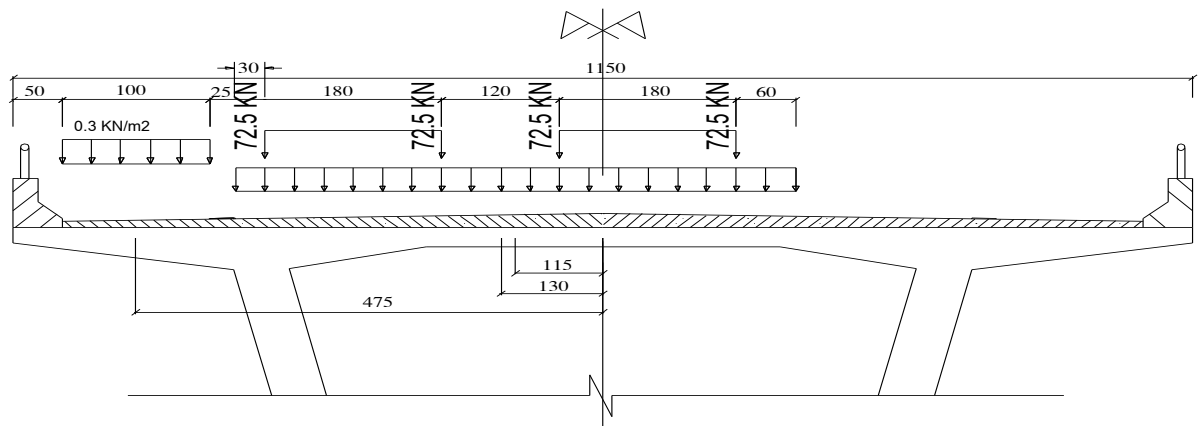
Trong đó :

- Xe tải 3 trục gồm có 2 xe đặt cách nhau 15 m
- Tải trọng làn xếp toàn bộ lên phần diện tích d-ới của đạh.
- Tải trọng ng-ời xếp lên phần d-ới của đạh.



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 : $N_{LL} = 2688.8 \text{ KN}$
 - + Giá trị tải trọng ng-ời : $N_{lan} = 515.16 \text{ KN}$
 - + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 3203.96 \text{ KN}$
- 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

$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.3 + 3.1 \times 5.7 \times 1.15}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.2 \text{ m.}$$

Trọng tâm tải trọng ng-ời cách tim cầu là : 4.75 m

V.3.3 Tải trọng hãm xe:

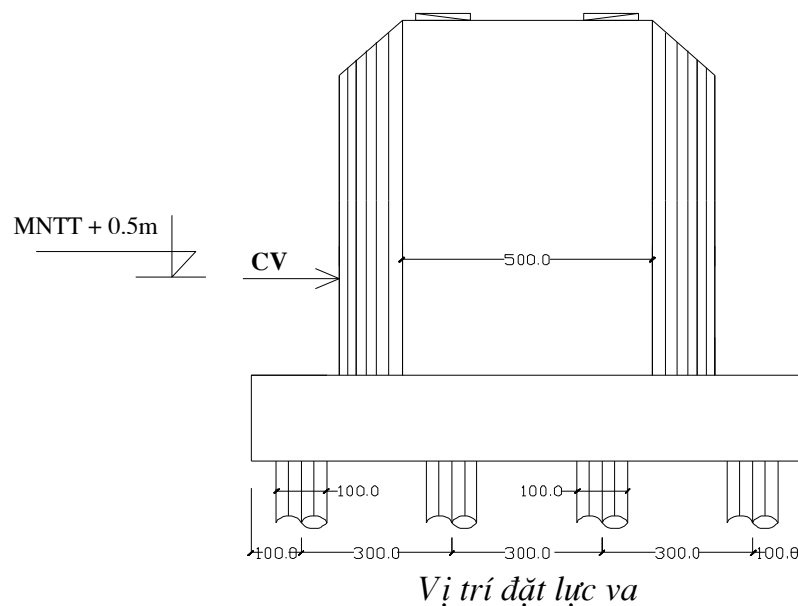
- Đ-ợc lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh h-ởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 90%.

- Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương 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 đường : $h_{BR} = 1.8m$
- Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times 2 \times (35 + 145 + 145) \times 0.9 = 145.8 \text{ (KN)}$

Kết quả tính toán như sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	14.5	17
H_y	145.8	145.8
M_x	2356.25	2762.5

V.3.4 Lực va tàu (CV)



- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đường sông : cấp III
- 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 300DWT
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1): $V = 2.5 + V_s = 2.5 + 1.4 = 3.9 \text{ m/s}$.

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế được coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phần dưới ở mức nước cao trung bình hàng năm. Giá trị của lực này theo phương thẳng góc với trục lấy 100% P_s , với phương ngang trục lấy 50% P_s . Trong đó , P_s tính bằng công thức :

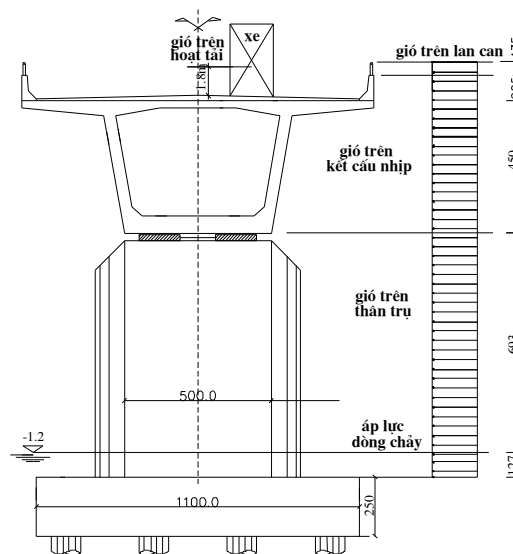
$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

trong đó :

- P_s : là lực va tĩnh t-ong đ-ong (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)	8	10.5
H_y	8105.998	8105.998
H_x	4052.999	4052.999
M_x	64874.98	85112.8
M_y	32423.2	42555.45

V.3.5 Tải trọng gió (WL,WS)



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:

$$V = V_B \cdot S$$

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

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.11 \times 53 = 58.83 \text{ m/s}$$

➤ Tải trọng 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 :

$$P = 0,0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d / 1.8 A_t \text{ (KN)} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

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 (m²). 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 8⁰ theo quy định của phần chú giải.
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can=11.5m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can=6.465m

$$\frac{b}{d} = \frac{11.5}{6.465} = 1.78$$

→ $C_d = 1.431$ (Tra bảng từ giá trị b/d)

- Z_1 : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bộ móng
- Z_2 : Cánh tay đòn tính đến đáy bộ móng
- Diện tích chắn gió của lan can: $A_{lc} = (L_1 + L_2) \cdot 0.5 \cdot h_{lc}$

h_{lc} - Chiều cao của lan can, $h_{lc} = 0.865$ (m)

$$\Rightarrow A_{lc} = (55 + 80) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 58.38 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp : $F_{nhịp} = (L_1 \cdot h_1 + L_2 \cdot h_2) \cdot 0.5$

L_1, L_2 - Chiều dài bình quân của nhịp 55 (m) và 80 (m)

$$h_1 = (4.5 + 2.2) / 2 = 3.35 \text{ (m)} ; h_2 = 3.35 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (55 + 80) \cdot 3.35 \cdot 0.5 = 226.15 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Diện tích phần trụ cao hơn mực n- ớc $A_{trụ} = H \cdot B$

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng dọc cầu (quy đổi về hình HCN) $B = 6$ m

$$A_{trụ} = 8 \cdot 6 = 48 \text{ (m}^2\text{)}$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t m ²	C_d	$1.8 \cdot A_t$ KN	$0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d$ KN	P KN	Z_1 m	Z_2 m
Kết cấu nhịp	226.15	1.431	407.07	672.02	998.9	10.45	12.95
Lan can	58.38	1.431	105.084	173.48	213.35	13.78	16.28
Thân trụ	48	1	86.4	99.68	128.63	4.1	6.6

➤ 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:

$$W_{L_{\text{ngang}}} = 1.5 \times 75 = 112.5 \text{ (KN)}$$

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương dọc cầu:

$$W_{L_{\text{dọc}}} = 0.75 \times 75 = 56.25 \text{ (KN)}$$

V.3.6 Tải trọng nước:

V.3.6a Lực đẩy nổi

Lực đẩy nổi của nước B được tính theo công thức: $B = \gamma \cdot V_n$

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của nước

+ V_n : là thể tích phần trụ ngập trong nước

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{01}	140.6	m ³
áp lực đẩy nổi	B_1	1380	KN
Tính tại mặt cắt đáy bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{02}	262.3	m ³
áp lực đẩy nổi	B_2	1868.57	KN

V. áp lực dòng chảy

a. Theo chiều dọc

áp lực nước chảy tác dụng theo chiều dọc của kết cấu phần d-ới phải được tính theo công thức:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (3.7.3.1-1)$$

trong đó :

- p : áp lực của n-óc chảy (MPa)
- C_D : hệ số cản của trụ lấy theo Bảng 3.7.3.1-1
- V : vận tốc n-óc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói ở trạng thái giới hạn c-ờng độ và sử dụng và theo lũ kiểm tra xói khi tính theo trạng thái giới hạn đặc biệt (trừ tr-ờng hợp đ-ợc ghi trong Ghi chú 4 ở Bảng 3.4.1-1) (m/s)

Lực cản dọc đ-ợc tính bằng tích của áp lực dòng chảy dọc nhân với hình chiếu của diện tích mặt hứng của trụ.

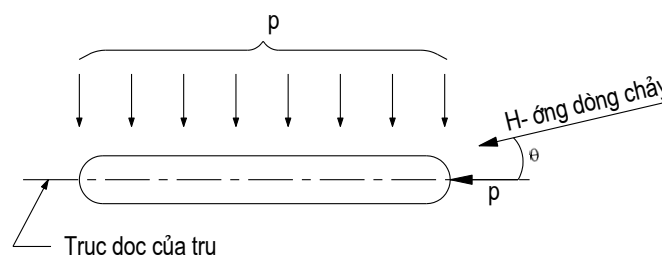
Hệ số cản của trụ	C_p	0.7	
Vận tốc n-óc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói	V	1.4	m/s
áp lực dòng chảy theo chiều ngang	p	0.071	T/m ²
Hình chiếu của diện tích mặt hứng trụ	S	123.82	m ²
Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện hứng của trụ đến mặt cắt		4	
Lực va của n-óc theo ph-ơng dọc cầu	H_x	8.79	T
Mômen do áp lực dòng chảy	M_y	35.16	Tm
b.Theo chiều ngang			

áp lực ngang phân bố đều trên kết cấu phần d-ới do dòng chảy lệch với chiều dọc của trụ một góc θ đ-ợc lấy bằng :

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (3.7.3.2-1)$$

trong đó :

- p : áp lực theo chiều ngang (MPa)
- C_L : hệ số cản theo chiều ngang lấy theo Bảng 3.7.3.2-1
- V : vận tốc n-óc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói ở trạng thái giới hạn c-ờng độ và sử dụng và theo lũ kiểm tra xói khi tính theo trạng thái giới hạn đặc biệt (trừ tr-ờng hợp đ-ợc ghi trong Ghi chú 4 ở Bảng 3.4.1-1) (m/s)



Lực cản ngang đ-ợc tính bằng tích của áp lực dòng chảy theo chiều ngang nhân với diện tích lộ ra của kết cấu.

Hệ số cản theo chiều ngang trụ (đọc cầu)		1	
Vận tốc n-ớc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói		1.4	m/s
áp lực dòng chảy theo chiều ngang	p	0.101	T/m ²
Hình chiếu của diện tích mặt hứng trụ	S	45.3	m ²
Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện hứng của trụ đến mặt cắt		4	
Lực va của n-ớc theo ph-ơng ngang cầu	H _y	4.37	T
Mômen do áp lực dòng chảy	M _x	17.48	Tm

Lực ma sát (FR)

Lực do ma sát chung gối cầu phải đ-ợc xác định trên cơ sở các giá trị cực đại của các hệ số ma sát giữa các mặt tr-ợt. Khi thích hợp cần xét đến các tác động của độ ẩm và khả năng giảm phẩm chất hoặc nhiễm bẩn của mặt tr-ợt hay xoay đối với hệ số ma sát. Và trong các tổ hợp thì không thể lấy đồng thời tải trọng hãm và lực ma sát mà phải lấy giá trị lớn hơn, tuy nhiên ở trụ T1 có đặt gối cố định với giả thiết là lực hãm sẽ truyền xuống trụ theo tỷ lệ 100% nên trong tính toán coi nh- lực ma sát không đáng kể.

V.3.7 Hiệu ứng động đất (EQ)

Cầu đ-ợc xây dựng nằm trong vùng động đất I nên theo quy định của quy trình (điều 4.7.4.1) thì không cần phân tích về tải trọng động đất bất kể tầm quan trọng của nó. Tuy nhiên phải tuân theo các yêu cầu tối thiểu sau: bề rộng gối cầu phải lấy lớn hơn chuyển vị cực đại hoặc % của bề rộng lấy theo kinh nghiệm N tính theo ph-ơng trình:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$$

Trong đó:

- + N: chiều dài tối thiểu do vuông góc với đ-ờng trục của gối (mm)
- + L: chiều dài của mặt cầu đến khe co giãn lân cận (mm)
- + H: chiều cao trung bình của các cột đỡ kết cấu nhịp cầu đến khe co giãn gần nhất
- + S : độ chéo của gối đo đ-ợc từ đ-ờng vuông góc với nhịp (độ)

V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:

Để xác định giá trị nội lực bất lợi nhất, ta cần xét tất cả các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra. Theo quy trình 272-05, có các tổ hợp tải trọng sau:

- Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên lớn nhất.
- Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ Ia cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên nhỏ nhất.
- Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ V cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên lớn nhất.
- Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ Va cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên nhỏ nhất.
- Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn sử dụng I.

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	Các loại tải trọng	N_z (T)	N_x (T)	N_y (T)	e_x (m)	e_y (m)	M_y (Tm)	M_x (Tm)
1	TT1	1912.5	0	0	0	0	0	0
2	TT2	371.74	0	0	0	0	0	0
3	Hoạt tải	268.8	0	0	0	1.2	0	322.56
4	Ngồi	0	0	0	0	0	0	0
4a	2 lần ngồi	51.5	0	0	0	0	0	0
4b	1 lần ngồi	25.75	0	0	0	4.75	0	122.3125
5	Tải trọng hãm xe	0	16.2	0	14.5	0	234.9	0
6	Lực ma sát gối cầu	0	0	0	0	0	0	0
7	Tải trọng gió	0	0	0	0	0	0	0
7a	Lên phân lan can đặc	0	0	21.33	0	13.78	0	293.9274
7b	Lên kết cấu nhịp	0	0	99.8	0	10.48	0	1045.904
7c	Lên phân trụ trên mặt nước	0	0	12.8	0	4.1	0	957.22
7d	Lên hoạt tải	0	0	11.25	0	17.5	0	196.875
8	áp lực nước	0	0	0	0	0	0	0
8a	áp lực đẩy nổi	-138	0	0	0	0	0	0
8b	áp lực dòng chảy ngang cầu	0	4.37	0	4	0	0	17.48
8c	áp lực dòng chảy dọc cầu	0	0	8.79	0	4	0	35.16
9	Tải trọng thân trụ	375.9	0	0	0	0	0	0

10	Tải trọng đá tảng	0	0	0	0	0	0	0
11	Bệ móng	0	0	0	0	0	0	0

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N _z (KN)	N _x (KN)	N _y (KN)	M _y (KNm)	M _x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (I)	3978.64	32.72	8.79	411.08	617.12
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (II)	3933.57	32.72	8.79	411.08	831.17
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (III)	3840.64	28.35	0	411.08	564.48
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (IV)	3795.57	28.35	0	411.08	778.53
TTGHSD					
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (I)	2980.44	20.57	52.34	234.90	1123.38
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (II)	2954.69	20.57	52.34	234.90	1245.69
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9)	2842.44	16.20	43.55	234.90	1070.74

+ (10)	(III)	2816.69	16.20	43.55	234.90	1193.05
(1) + (2) + (3) + (4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9) + (10)	(IV)					

STT	Các loại tải trọng	N _Z (KN)	N _X (KN)	N _Y (KN)	e _X (m)	e _Y (m)	M _Y (KNm)	M _X (KNm)
1	TT1	1912.5	0	0	0	0	0	0
2	TT2	371.74	0	0			0	0
3	Hoạt tải	268.8	0	0	0	1.2	0	322.56
4	Ngồi	0	0	0	0	0	0	0
4a	2 lần ngồi	51.5	0	0	0	0	0	0
4b	1 lần ngồi	25.75	0	0	0	4.75	0	122.3125
5	Tải trọng hãm xe	0	16.2	0	17	0	275.4	0
6	Lực ma sát gối cầu	0	0	0	0	0	0	0
7	Tải trọng gió	0	0	0	0	0	0	0
7a	Lên phần lan can đặc	0	0	21.33	0	16.28	0	347.2524
7b	Lên kết cấu nhịp	0	0	99.8	0	12.98	0	1295.404
7c	Lên phần trụ trên mặt nước	0	0	12.8	0	6.6	0	84.48
7d	Lên hoạt tải	0	0	11.25	0	20	0	225
8	áp lực nước							
8a	áp lực đẩy nổi	-186	0	0	0	0	0	0
8b	áp lực dòng chảy ngang cầu	0	4.37	0	6.5	0	0	28.405
8c	áp lực dòng chảy dọc cầu	0	0	8.79	0	6.5	0	57.135
9	Tải trọng thân trụ	375.9	0	0	0	0	0	0
10	Tải trọng đá tảng	0	0	0	0	0	0	0
11	Bệ móng	363	0	0	0	0	0	0

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

Tổ hợp	N_z (KN)	N_x (KN)	N_y (KN)	M_y (KNm)	M_x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (I)	4432.39	32.72	8.79	481.95	650.02
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (II)	4387.32	32.72	8.79	481.95	864.07
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (III)	4246.39	28.35	0.00	481.95	564.48
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (IV)	4201.32	28.35	0.00	481.95	778.53
TTGHSD					
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (I)	3343.44	20.57	52.34	275.40	993.74
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (II)	3317.69	20.57	52.34	275.40	1116.05
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9)	3157.44	16.20	43.55	275.40	908.20

+ (10) (III)	3131.69	16.20	43.55	275.40	1030.51
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9) + (10) (IV)					

V.5 Kiểm toán trụ

Vật liệu sử dụng:

Bê tông 300#, $f'_c = 30$ MPa.

Thép CIII, $f_y = 420$ MPa.

Đ- ờng kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

V.5.1 Chọn mặt cắt tính toán

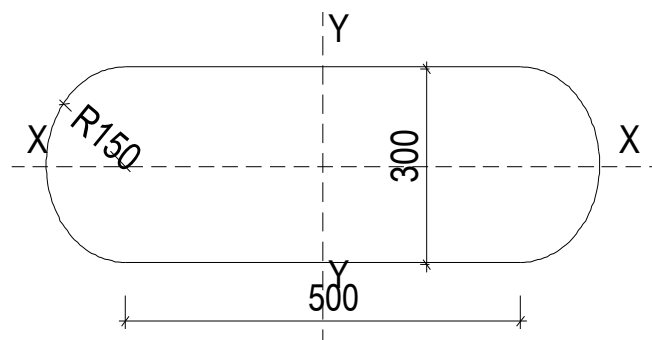
Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

+ Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ

+ Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

V.5.2 Kiểm tra độ mảnh của thân trụ

Mặt cắt ngang trụ T2 nh- sau:



Kích thước mặt cắt ngang thân trụ (đơn vị ghi mm)

Gần đúng quy đổi tiết diện trụ về hình chữ nhật có :chiều rộng $A=300$ mm

Chiều dài $B=800$ -

$$300 + \frac{300}{3} = 600 \text{mm}$$

Diện tích mặt cắt ngang thân trụ T1: $A = 18 \text{ m}^2$

Mômen quán tính theo ph-ong x: $I_x = \frac{6 \times 3^3}{12} = 13.5 \text{ m}^4$

Mômen quán tính theo ph-ong y: $I_y = \frac{3 \times 6^3}{12} = 54 \text{ m}^4$

Bán kính quán tính theo ph-ong x: $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{13.5}{18}} = 0.86$

Bán kính quán tính theo ph-ong y: $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{54}{18}} = 1.73$

➤ Tính trụ là 1 thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do khi chịu nén uốn theo ph-ong x.

- L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 8 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1 \times 8}{1.73} = 4.62 < 22$$

Trong đó:

+ K: hệ số độ dài hữu hiệu

+ L_u : chiều dài tự do

⇒ vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong x

➤ Tính trụ nh- một thanh có một đầu ngàm và một đầu khớp khi chịu nén uốn theo ph-ong y.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1 \times 8}{0.86} = 9.3 < 22$$

⇒ vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong y.

V.5.3 Giả thiết cốt thép trụ:

Trong ‘Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI’ trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của ρ_t là từ 1-2%, trong đó ρ_t là tỉ lệ cốt thép trong tiết diện cột. Nh- ng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết l- ợng cốt thép trong trụ lấy $\rho_t = 0.015$

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 18000000 = 270000 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph-ong ta chọn đ- ờng kính cốt thép là $\phi 22$

$$\text{Số l- ợng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = 178 \text{ thanh}$$

$$\text{Vậy bố trí 200 thanh cốt thép } \phi 25 \text{ có } A_{st} = 25^2 \times \frac{3.14}{4} \times 178 = 0.067 \text{ m}^2$$

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 10cm

Bố trí cốt thép chịu lực theo 2 hàng

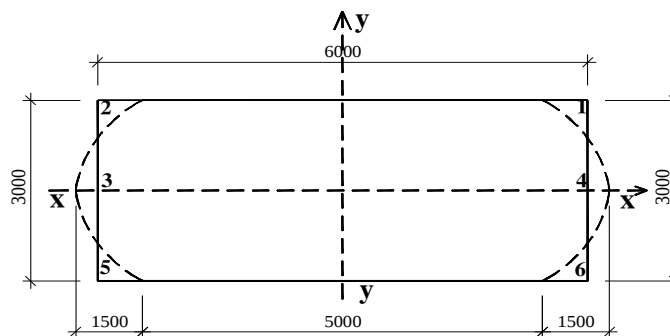
Chọn cốt đai $\phi 16$

V.5.3.1 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 chọn đ-ợc bỏ tròn theo một bán kính bằng 1m, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

+ Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực. Diện tích cốt thép theo 2 cạnh của tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.



Quy đổi tiết diện tính toán thân trụ (đơn vị mm)

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 : 121.5 mm (100 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đ-ờng kính cốt đai, 11mm bán kính cốt chủ).

Tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài là :

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 127}{3000} = 0.91$$

$$\gamma_y = \frac{6000 - 2 \times 127}{6000} = 0.95$$

V.5.4 Kiểm tra ứng suất trong bê tông theo TTGH sử dụng.

Đối với mặt cắt đỉnh bộ 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: $0,4 f_c' = 0,4 \times 30 = 12 \text{ Mpa} = 12000 \text{ KN/m}^2$

+ Đối với ứng suất kéo : không cho phép đối với trụ.

Công thức kiểm tra :

$$0 \leq f = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \leq 0,4 \cdot f_c'$$

Trong đó:

N, M_n, M_d : lần lượt là lực dọc, mômen theo phương 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 lượt là diện tích, mômen quán tính theo phương x, mômen quán tính theo phương y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng dưới đây.

V.5.4.1 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

Các trường hợp tải trọng	N_z	M_x	M_y	y	x	f_s	
	KN	KNm	KNm	m	m	KN/m ²	Kiểm tra
(I)	29804.4	11233.7792	2349	3	1.5	5600.40	đạt
(II)	29546.9	12456.9042	2349	3	1.5	7258.20	đạt
(III)	28424.4	10707.3792	2349	3	1.5	5349.91	đạt
(IV)	28166.9	11930.5042	2349	3	1.5	7007.71	đạt

a.Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \phi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

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, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
- A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm²), $A_g = 17.408 \text{ m}^2$
- A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.283 \text{ m}^2$
- ϕ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\phi = 0.7$

- f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 420 \text{ Mpa} = 420000 \text{ KN/m}^2$
 $\Rightarrow P_n = 0.8 [0.85 \times 300000 (8 - 0.283) + 420000 \times 0.283] = 456514.8 \text{ KN}$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các trường hợp	TTGHCD I	σ_P	Kiểm tra
(I)	39786.35	319560.36	đạt
(II)	39335.73	319560.36	đạt
(III)	38406.35	319560.36	đạt
(IV)	37955.73	319560.36	đạt

b. Kiểm toán sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Ta có : $0.1f_c A_g = 0.1 \times 300000 \times 18 = 540000 \text{ KN}$

giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục N_z ở trong các tổ hợp ở TTGHCD, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (5.7.4.5-3)$$

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_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ơng Y đã tính toán ở trên (N.mm)

Xác định M_{rx} , M_{ry} : sức kháng tính toán theo trục x,y (Nmm)

$$M_{rx} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_s - \frac{a}{2})$$

T- ơng tự với M_{ry}

Trong đó:

$\phi = 0.9$ với cấu kiện chịu uốn.

d_s : khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bê tông bảo vệ và đ- ờng kính thanh thép).

f_y : giới hạn chảy của thép. = 420 MPa.

A_s : bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai ph- ơng.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta \cdot f_c \cdot b_x} = \frac{0.067 \cdot 420}{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30.6} = 0.21$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta \cdot f_c' \cdot b_y} = \frac{0,067 \times 420}{0,85 \times 0,85 \times 30,3} = 0,43$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0,21 \times 0,85 = 0,17$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0,43 \times 0,85 = 0,36 \quad \text{với } \beta_1 = 0,85$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0,9 \cdot 0,067 \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot \left(3 - 0,10 - \frac{0,17}{2} \right) = 71293 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0,9 \cdot 0,067 \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot \left(6 - 0,10 - \frac{0,36}{2} \right) = 144864,7 \text{ KN.m}$$

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các trường hợp	N	M _x	M _y	M _{rx}	M _{ry}		Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	39786.35	6171.2	4110.75	71293	144864.7	0.1149376	đạt
(II)	39335.725	5644.8	4110.75	71293	144864.7	0.107554	đạt
(III)	37955.725	11233.7792	2349	71293	144864.7	0.1737871	đạt
(IV)	29546.9	10707.3792	2349	71293	144864.7	0.1664035	đạt

V.6 Tính toán móng cọc khoan nhồi.

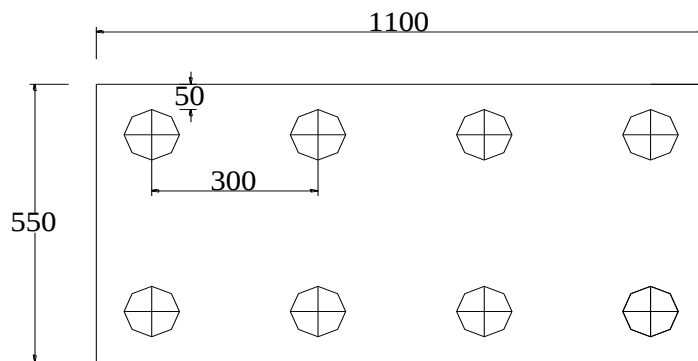
Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn bền vững. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định được, 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.

Số liệu tính toán:

Đường kính thân cọc	1000 mm
Cao độ đỉnh bệ cọc	-2.47 m
Cao độ đáy bệ cọc	-4.97 m

Cao độ mũi cọc (dự kiến)	-24.7 m
Chiều dài cọc (dự kiến)	20 m
Số thanh thép dọc trục	20
Đ-ờng kính thanh cốt thép dọc	25 mm
C-ờng độ bê tông cọc	30 Mpa
C-ờng độ cốt thép cọc	420 Mpa
Cự li cọc theo ph-ơng dọc cầu	3000 mm
Cự li cọc theo ph-ơng ngang cầu	3000 mm
Bố trí cọc trên mặt bằng	



Bố trí cọc trên mặt bằng (kích thước ghi cm)

V.6.1 Xác định sức chịu tải cọc.

Xác định loại móng cọc.

Kiểm tra điều kiện : $h > 0.7h_{\min}$

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 3\text{m}$.

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó :

φ : 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.

a. Theo ph-ơng trục y:

$$H_{\max} = 1539.7 \text{ KN}$$

$$b = 11\text{m}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - 28^\circ/2) \sqrt{\frac{1539.7}{18 \times 11}} = 1.67\text{m}.$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 1.67 = 1.17\text{m} < h = 3\text{m}.$$

b. Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 205.7 \text{ KN}$$

$$b = 5.5\text{m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 28^\circ/2) \sqrt{\frac{205.7}{18 \times 5.5}} = 0.86\text{m}.$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 0.86 = 0.6\text{m} < h = 3 \text{ m}.$$

Kết luận: theo cả hai phương móng đều có thể được tính toán nh- đối với móng cọc đài thấp.

4.4.2. Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

Tính toán sức kháng đỡ của cọc

a. Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

Lớp 1: Sét chảy dẻo

Lớp 2: Sét dẻo mềm

Lớp 3: Đá cứng chắc.

Đ- ờng kính cọc: $D = 1,0\text{m}$

Diện tích tiết diện cọc: $A_p = 3,14.1.0^2/4 = 0,785\text{m}^2$

Chiều dài cọc: $L = 20\text{m}$

Chu vi cọc: $P = 3,14.1,0 = 3,14\text{m}$

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

$$Q_R = \varphi Q_n = m(m_p \cdot q_p A_p + u \cdot \sum m_s q_s L_i - Q_{pile})$$

Trong đó:

m_s : Hệ số điều kiện làm việc $m = 0.8$

m_p : Hệ số điều kiện làm việc của đất $m_p = 0.8$

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

Q_s : Sức kháng đỡ thân cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

q_s : Sức kháng đơn vị thân cọc (Mpa)

$$q_s = 0,0025 \cdot N_i \leq 0,19(\text{MPa}) \text{ Theo Quiros \& Reese (1977)}$$

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

u : chu vi t/d cọc (mm)

L_i : chiều dày lớp đất thứ i mà cọc đi qua.

Xác định sức kháng mũi cọc :

Theo công thức của Reese và O' neill

- Với $N < 75$ thì $q_p = 0.057(\text{Mpa})$

- Với $N > 75$ thì $q_p = 4.3 (\text{Mpa})$

với lớp 3 ta có $q_p = 4.3 (\text{Mpa})$

$$q_p.A_p = 0.8 \times 4.3 \times 3.14 \times 1000^2/4 = 1856525(\text{N}) = 185.75 \text{ T}$$

Xác định sức kháng đỡ thân cọc:

Xét địa chất ở hố khoan 2

Lớp	Chiều dày(mm)	N	$q_s(\text{N})$	m_s	U(mm)	$u.m_s.q_s L_i$	$u.\Sigma m_s.q_s L_i$
Lớp 1	12000	63	0.15	0.8	3.14×10^3	4.52×10^6	8.2×10^6
Lớp 2	9000	65	0.163	0.8	3.14×10^3	3.68×10^6	

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

$$Q_R = \phi.Q_n = 0.8(185.75 + 820) = 1005.75 \text{ T}$$

b. Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

Sức chịu tải của cọc $D=1000\text{mm}$

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau

$$P_v = \phi.P_n$$

Với $P_n = C$ - ông độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn tính theo công thức :

$$P_n = \phi.\{m_1.m_2.f'_c.(A_c - A_{st}) + f_y.A_{st}\} = 0.75.0.85\{0.85.f'_c.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}$$

Trong đó : ϕ = Hệ số sức kháng, $\phi=0.75$

m_1, m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

$f'_c = 30\text{MPa}$: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

$f_y = 420\text{MPa}$: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 500^2 = 785000 \text{ mm}^2$$

A_{st} : Diện tích của cốt thép dọc (mm^2).

Hàm lượng cốt thép dọc theo hợp lý chiếm vào khoảng 1.5-3%. với hàm lượng 1.5% ta có:

$$A_{st} = 0.015 \times A_c = 0.015 \times 785000 = 11775 \text{ mm}^2$$

Chọn cốt dọc là $\phi 28$, số thanh cốt dọc cần thiết là:

$$N = 11775 / (3.14 \times 28^2 / 4) = 19.13 \text{ chọn } 20 \phi 28 \quad A_{st} = 0.0123 \text{ m}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 12058) + 420 \times 12300) = 15858.10^3 (\text{N}).$$

$$\text{Hay } P_v = 1586 (\text{T}).$$

4.4.3. Tính tải trọng tác dụng lên đầu cọc

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:

$$P_{\max} \leq P_c$$

Trong đó:

$P_{\max}$: Tải trọng tác động lên đầu cọc

P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần trên

$$P_c = 10057.5 \text{ KN}$$

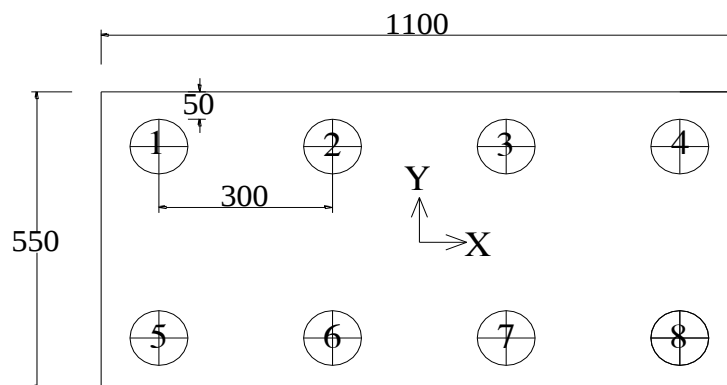
Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

n : số cọc, $n = 8$

x_i, y_i : tọa độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm



4.4.4. Kiểm toán cọc

Trạng thái GHCD I

$$N_z = 44323.9 \text{ KN}$$

$$M_x = 6500.2 \text{ KNm}$$

$$M_y = 4819.5 \text{ KNm}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X_i^2 (m ²)	Y_i^2 (m ²)	N_i (T)	Kiểm tra
1	-4.2	3.6	17.6	12.96	526.667	Đạt
2	0	3.6	0	12.96	622.842	Đạt
3	4.2	3.6	17.6	12.96	719.016	Đạt
4	-4.2	0	17.6	0	478.879	Đạt
5	0	0	0	0	575.053	Đạt
6	4.2	0	17.6	0	671.228	Đạt
7	-4.2	-3.6	17.6	12.96	431.09	Đạt
8	0	-3.6	0	12.96	527.265	Đạt
9	4.2	3.6	17.6	12.96	719.016	Đạt

Kết luận: Tất cả các tổ hợp tải trọng đều thỏa mãn