

### CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

#### I.1.Số liệu tính toán :

#### I.2.Yêu cầu thiết kế :

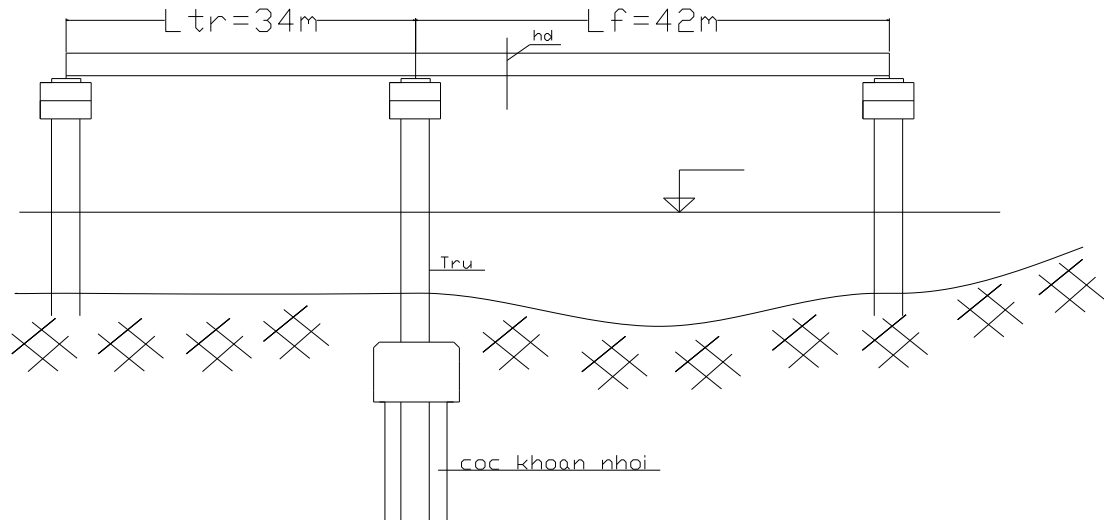
- Tính toán trụ T1 : phương án 1 .
- Tải trọng : HL93, đoàn người 300(kg/m<sup>2</sup>)
- Kết cấu nhịp trên trụ :
  - + Nhịp trái : dầm bê tông CT dài 34m :  $l_{tt} = 33.4$  (m)
  - + Nhịp phải : dầm bê tông CT dài 42m :  $l_{tt} = 41.4$  (m)
- Khổ cầu :  
 $B = (8+2 \times 1.5) = 11$  (m)
- Mặt cắt ngang gồm 6 dầm BTCT cách nhau 2.08m.

#### I.3.Quy trình thiết kế :

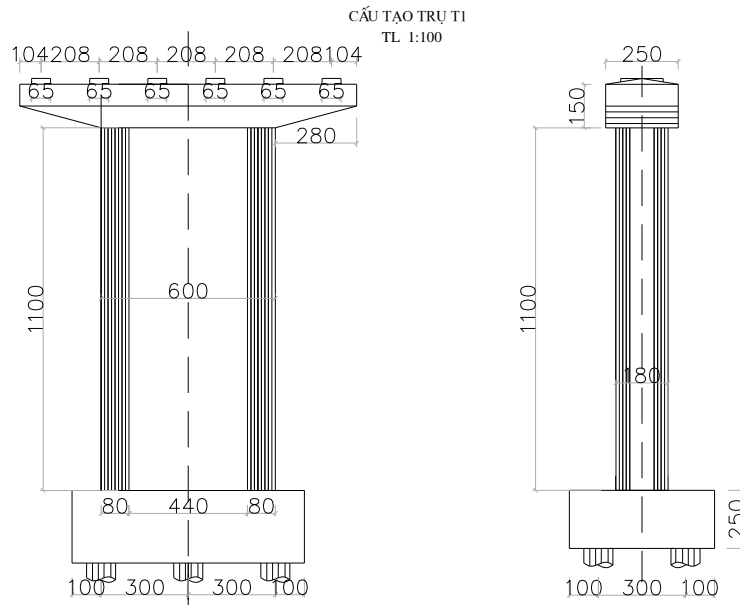
- Sông thông thuyền cấp IV.
- Quy trình thiết kế 22TCN 272-05.

#### I.4.Kích thước trụ : (đơn vị cm)

Sơ đồ cầu :



Sơ đồ trụ :



### 1. Vị trí cao độ :

- Cao độ MNCN: +6.7
- Cao độ MNTT: +4.0
- Cao độ MNTN: -0.25

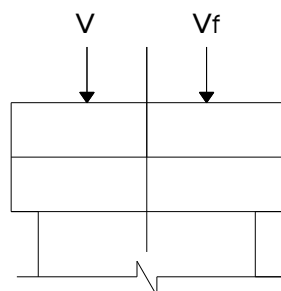
### 2. Các lớp địa chất :

- lớp 1 : sét dẻo cứng .
- lớp 2 : Cát hạt trung
- lớp 3 : sét dẻo cứng .
- lớp 4 : - - - - -

### 3. Tải trọng tác dụng :

3.1. Tĩnh tải tác dụng (không hệ số):

3.1.1. Tĩnh tải Theo phương dọc cầu :



+ $V_{DC}^{tr}$ : phản lực gối trái do trọng lượng k/c nhịp (KN).

+ $V_{DC}^f$ : phản lực gối phải do trọng lượng k/c nhịp (KN).

$+V_{DW}^{tr}$  : phản lực gối trái do lớp phủ (KN).

$+V_{DW}^f$  : phản lực gối phải do lớp phủ (KN).

Với

-  $g_{dc}^{tr}$  : trọng l- ượng k/c nhịp trái (không kể lớp phủ)/1m dài cầu (KN/m).

-  $g_{dc}^f$  : trọng l- ượng k/c nhịp phải (không kể lớp phủ)/1m dài cầu (KN/m).

-  $g_{dw}^{tr}$  : trọng l- ượng lớp phủ –nhịp trái /1m.(KN/m)

-  $g_{dw}^f$  : trọng l- ượng lớp phủ –nhịp phải /1m.(KN/m)

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

a) Tính tải bản thân trụ :

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

Công thức xác định:  $P_i = V_i \gamma_i$

Trong đó:

+  $P_i$  : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ

+  $V_i$  : thể tích khối thành phần thứ i của trụ

+  $\gamma_i$  : trọng l- ượng riêng t- ơng ứng thành phần thứ i.

-Trọng l- ượng (mũ trụ +đá tảng):

+ Khối l- ượng mũ trụ  $V_{xm}=12.5*1,5*2.0 - 2(2.8*0,75*0,5*2,0)= 30m^3$

$$\Rightarrow P_{mt} = V * \gamma_{bt} = 30 * 2.5 = 75T = 750 KN$$

-Trọng l- ượng phần thân trụ (từ I-I đến II-II) :

+ Khối l- ượng thân trụ :  $V_{tt}=(4.4*1.8+3.14/4*1.8^2)*11.00=107.15(m^3)$

$$\Rightarrow P_{tr} = V\gamma_{bt} = 107.15 * 2.5 = 267.9T = 2679 KN .$$

-Trọng l- ượng bệ móng :

+ Khối l- ượng móng trụ :  $V_{mt}=5*2.5*8=100 (m^3)$

$$P_m = V_m \gamma_{bt} = 100 * 2.5 = 250T = 2500 KN$$

b) Tính tải kết cấu phần trên

- Tính tải phần 1: bao gồm trọng l- ượng bản thân của kết cấu nhịp dầm  $g1 = 21.8$  KN/m

- Tính tải phần 2: bao gồm toàn bộ trọng l- ượng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn cũng nh- một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu

+Tính tải ,dầm ngang, tấm đan, lan can: phân bố đều trên toàn chiều dài đ- ờng ảnh h- ưởng với c- ờng độ 17.36KN/m

+Tính tải lớp phủ mặt cầu: phân bố đều trên toàn chiều dài đ- ờng ảnh h- ưởng với c- ờng độ 2.56 KN/m

$$\Rightarrow g_{DC}^{tr} = 21.8+17.36 = 39.16KN/m$$

$$\Rightarrow g_{DC}^f = 21.8+17.36 = 39.16KN/m$$

$$\Rightarrow g_{DW} = 2.56 KN/m$$

$$V_{DC}^{tr} = g_{DC}^{tr} \frac{l_{tr}}{2} = 39.16 * \frac{34}{2} = 665.72 KN$$

$$V_{DC}^f = g_{DC}^f \frac{l_f}{2} = 39.16 * \frac{42}{2} = 822.36 KN .$$

$$V_{DW}^{tr} = g_{DW}^{tr} \frac{l_{tr}}{2} = 2.56 * \frac{34}{2} = 43.52 KN$$

$$V_{DW}^f = g_{DW}^f \frac{l_f}{2} = 2.56 * \frac{42}{2} = 53.76 KN$$

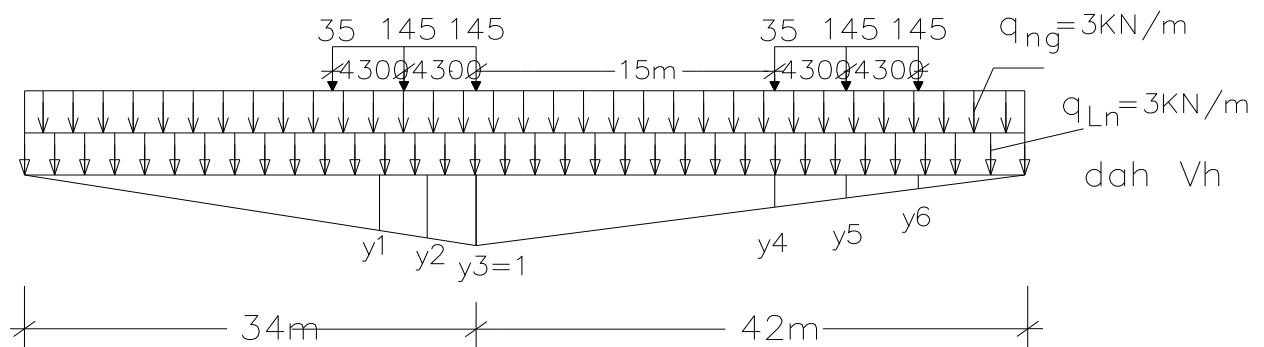
#### 4. Hoạt tải thẳng đứng :

##### 4.1. Đọc cầu :

➤ Tr-ờng hợp chất tải cả hai nhịp (2 làn xe) :

(vì hai nhịp khác nhau → tính cho các tổ hợp sau )

a. Tr-ờng hợp  $V_{ht}^{tr}(\max)$  và  $V_{ht}^f$  :



+  $V_{ht}$  : do xe tải 3 trục :

$$V_{ht}^{tr} = 0.9 * n_L * m_L * (1 + \frac{IM}{100}) * \gamma_L * [145(y_2 + y_3 + y_5 + y_6) + 35(y_1 + y_4)]$$

⇒

$$V_{ht}^{tr} = 0.9 * 2 * 1 * 1.25 * 1.75 * [145(0.861 + 1 + 0.540 + 0.438) + 35(0.723 + 0.643)] = 1809.14 KN$$

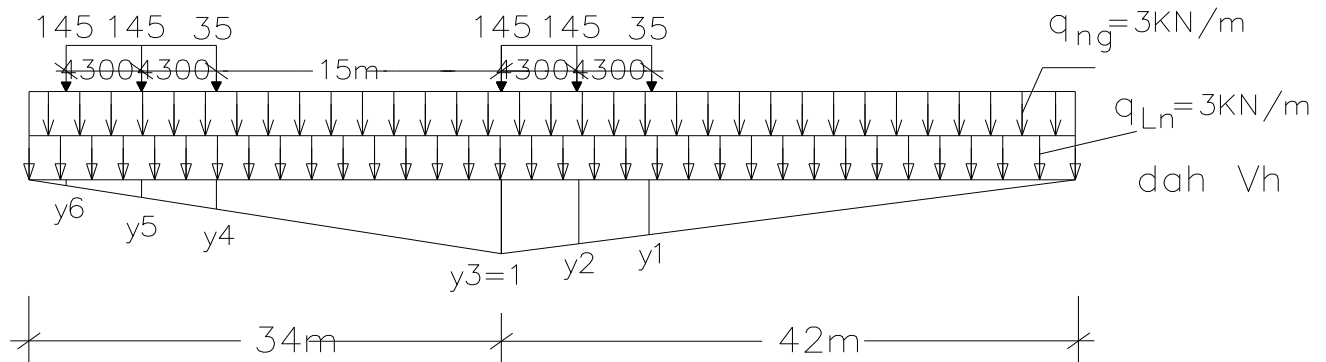
+  $V_{ht}$  : do tải trọng làn :

$$V_{ht}^{LN} = 0.9 * q_{LN} * l * n_L * m_L * \gamma_{LN} = 0.9 * 9.3 * (34 + 42) * 2 * 1 * 1.75 = 2138.54 KN .$$

+  $V_{ht}$  : do tải trọng ng-ời :

$$V_{ht}^{Ng} = 0.9 * q_{Ng} * l * n_L * m_L * \gamma_{Ng} = 0.9 * 4.5 * (34 + 42) * 2 * 1 * 1.75 = 689.85 KN$$

b. Tr-ờng hợp  $V_{ht}^f(\max)$  và  $V_{ht}^{tr}$  :



$$V_{ht}^f = 0.9 * n_L * m_L * \left(1 + \frac{IM}{100}\right) * \gamma_L * [145(y_2 + y_3 + y_5 + y_6) + 35(y_1 + y_4)]$$

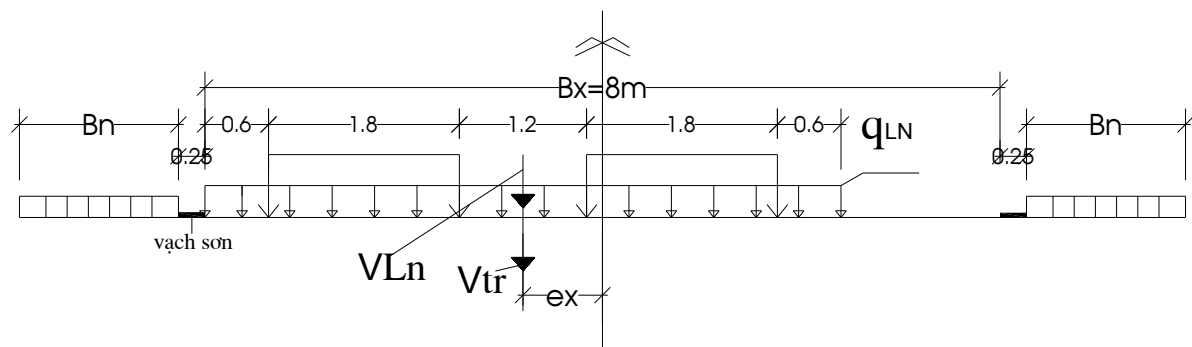
⇒

$$V_{ht}^f = 0.9 * 2 * 1 * 1.25 * 1.75 * [145(0.898 + 1 + 0.377 + 0.238) + 35(0.795 + 0.516)] = 1615.438 \text{ KN}$$

#### 4.2.Ph- ong ngang cầu(gồm 6 dầm I đặt cách nhau 2.08m) :

-Gần đúng xem nh- các tải trọng trực tiếp tác dụng lên mũ trụ ,tuỳ theo cấu tạo mặt cắt ngang → có các sơ đồ tác dụng của tải trọng :

a.Chất 2 làn xe +2 làn ng- ời :



Ta tính :

$$e_x = \frac{B_x}{2} - 0.6 - 1.8 - 0.6 = 1m$$

b.Chất 2 làn xe +1 làn ng- ời :



+  $C_d$  : Hệ số cản với trụ đặc  $C_d = 1$ .

Vì diện tích chắn gió thay đổi  $\rightarrow$  chia nhỏ để tìm trọng tâm .

$$A_t = (4.4 \cdot 0.996 + 3.14 \cdot 1.6^2 / 4 + 12.5 \cdot 0.75 + 1/2 \cdot 2 \cdot 2.8 \cdot 0.75 + 6 \cdot 0.75) = 21.542 (m^2).$$

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế  $V$  phải đ- ọc xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S.$$

+  $V$ : vận tốc gió .

+  $V_B$  : vận tốc gió tra theo vùng quy định của việt nam (m/s).

$\Rightarrow$  lấy ở vùng III có  $V_B = 53$  (m/s).

+  $S$  : Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra  $S = 1.09$ , với khu vực mặt thoáng n- ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n- ớc là 7 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$\rightarrow V = V_B \cdot S = 53 \cdot 1.09 = 57.77 \left( \frac{m}{s} \right).$$

Từ hình vẽ :

$$A_t = (4.4 \cdot 0.996 + 3.14 \cdot 1.6^2 / 4 + 12.5 \cdot 0.75 + 1/2 \cdot 2 \cdot 2.8 \cdot 0.75 + 6 \cdot 0.75) = 21.542 (m^2).$$

Suy ra :

$$W_{Ti}^D = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d = 0.0006 \cdot 57.77^2 \cdot 21.542 \cdot 1 = 41.14 KN > 1.8 \cdot A_t = 37.78 (KN)$$

$\rightarrow$  thoả mãn.

b. Gió dọc cầu tác dụng lên xe :

$$W_x^D = q_G^D \cdot B$$

Trong đó :

+  $B$ : là chiều rộng toàn bộ cầu .

+  $q_G^D$ : c- ồng độ gió dọc tác dụng lên xe  $= 0.75 KN/m$ .

+  $W_x^D$ : tác dụng cách cao độ mặt đ- ờng 1800mm.

$$\rightarrow W_x^D = q_G^D \cdot B = 0.75 \cdot 12.5 = 8.55 KN .$$

## 6.2. Theo ph- ơng ngang cầu :

a. Gió tác dụng lên trụ :

$$W_T^N = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t > 1.8 A_t$$

Trong đó :

+  $A_t$ : diện tích chắn gió .

Từ hình vẽ :  $A_t = H_0 \cdot B_t$

+  $H_0$ : là chiều cao từ mực n- ớc thấp nhất đến đỉnh trụ.

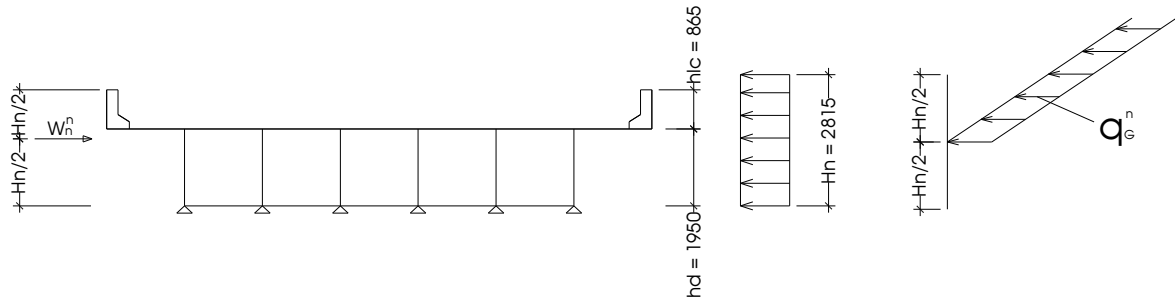
+  $B_t$ : chiều rộng trụ (dọc cầu ).

$$\Rightarrow A_t = H_0 \cdot B_t = 6 \cdot (11 + 0.5) + 0.75 \cdot 12.5 + 0.75 \cdot 8.8 = 84.975 (m^2)$$

$$\Rightarrow W_T^N = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t = 0.0006 \cdot 57.77^2 \cdot 123.4 = 247.1 \text{ KN} > 1.8 A_t = 222.12 \text{ KN}$$

→ thỏa mãn. ``

b. Gió ngang tác dụng vào kết cấu nhịp :  $W_n^n$



+  $q_G^n$  : tải trọng gió phân bố đều (KN/m) theo ph- ơng ngang cầu.

$$q_G^n = 0.0006 \cdot V^2 \cdot H_n \cdot \text{V ới } H_n = h_{lc} + h_d.$$

Công thức này xem lan can là đặc ,dầm dặc .

$h_{lc}$  :chiều cao lan can .

$h_d$  :chiều cao dầm chủ .

+  $W_n^n$  :là lực tập trung ,đặt tại giữa chiều cao của  $H_n$  ,tác dụng theo ph- ơng ngang cầu

→ khi 2 nhịp dầm đơn giản .

$$W_n^n = q_G^n \cdot \frac{(l_{tr} + l_p)}{2} = 0.0006 \cdot 57.77^2 \cdot (0.865 + 1.950) \cdot \frac{(34 + 42)}{2} = 245.74 \text{ KN}$$

c. Gió ngang cầu tác dụng lên xe :

$W_X^n$  đặt ở cao độ cách mặt đ- ờng xe chạy 1800mm.

$$W_X^n = 1.5 \cdot \frac{(l_{tr} + l_p)}{2} = 1.5 \cdot \frac{34 + 42}{2} = 54.75 \text{ KN}$$

(V ới 1.5 kn/m là tải trọng theo tiêu chuẩn)

## 7. Tải trọng do n- ớc :

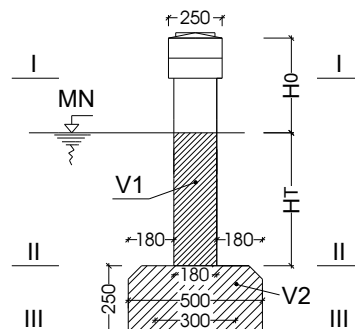
a. Áp lực đẩy nổi :

Tác dụng thẳng đứng theo chiều từ d- ưới lên trụ  $p_{dn}$  .

$$p_{dn} = 9.81 \cdot V$$

V ới V : là thể tích trụ bị chìm trong n- ớc –từ mực n- ớc tính toán đến mặt cắt trụ ( $m^3$ ).

Sơ đồ :





Từ hình vẽ  $\Rightarrow$

+Nếu tính nội lực tại mặt cắt II-II:

$$V = V_1 = \left( \frac{3.14 \times 1.8^2}{4} + 4.2 \times 1.8 \right) \times 2.95 = 29.8 m^3$$

+Nếu tính nội lực tại mặt cắt III-III:

$$V = V_1 + V_2 = 29.8 + 2.5 \times 5 \times 8 = 129.8 m^3$$

$$\Rightarrow p_{dn}^{II} = 9.81 \cdot V = 10 \times 29.8 = 292.3 KN$$

$$\Rightarrow p_{dn}^{III} = 9.81 \cdot V = 9.81 \times 129.8 = 1273 KN$$

### 8. Lực ma sát (FR):

Lực do ma sát chung gối cầu phải đ- ọc 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 T3 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.

### II. Tính nội lực:

Để tính thân trụ ,móng nội lực th- ờng tính ít nhất 3 mặt cắt. Yêu cầu đồ án ta đi tính tại mặt cắt II-II và III-III.

#### II.1. Theo ph- ơng dọc cầu :mặt cắt II-II và III-III.

##### 1. Dọc cầu : TTGH CĐ 1:

-các hệ số tải trọng tĩnh :  $\gamma_{DC} = 1.25, \gamma_{DW} = 1.5, \eta = 1$ .

-hoạt tải 2 nhịp +lực hãm ,2 xe tải dọc cầu +làn +ng- ời.

-mức n- ớc cao nhất: +6.7

a. Mặt cắt II-II:

##### • Tổng lực dọc :

$$N_{II} = 1.25(p_{mt} + p_{tr} + V_{DC}^{tr} + V_{DC}^f) + 1.5(V_{DW}^{tr} + V_{DW}^f) + V_{ht}^{tr} \times 1.75 \times 1.25 + 1.75(V_{ht}^{LN} + V_{ht}^{Ng}) - 1.25V_{dn}^{II}$$
$$N_{II} = 1.25(750 + 2679 + 533.2 + 797.3) + 1.5(39.68 + 53.76) + 1809.14 \times 1.75 \times 1.25 + 1.75(2138.54 + 689.85) - 1.25 \times 68$$
$$\Rightarrow N_{II} = 14911.7 KN$$

##### • Tổng mômen : lực hãm tác dụng từ trái sang phải và mômen theo chiều kim đồng hồ là (+) và ng- ược lại là (-)

$$M_{II} = -(1.25V_{DC}^{tr} + 1.5V_{DW}^{tr}) \cdot e_t + (1.25V_{DC}^f + 1.5V_{DW}^f) \cdot e_f + 1.75 \times 1.25 \times W_L \times H_{II}$$
$$M_{II} = -(1.25 \times 665.72 + 1.5 \times 43.52) \times 0.5 + (1.25 \times 822.36 + 1.5 \times 53.76) \times 0.5 + 1.75 \times 1.25 \times 292.50 \times 17.89$$
$$\Rightarrow M_{II} = 116224 KN.m$$

##### • Tổng lực ngang :

$$W_{II} = 1.75 \times 1.25 \times W_L = 1.75 \times 1.25 \times 292.50 = 639.84 KN$$

Trong đó :

$H_{II}$  : là khoảng cách từ điểm đặt lực hãm  $W_L$  đến mặt cắt II-II.

Theo hình vẽ :

$$H_{II} = H_t + H_g + H_{dch} + H_{lp} + 1.8m = 13.34 + 0.6 + 1.950 + 0.2 + 1.8 = 17.89m$$

Với :  $H_{lp}$ : chiều dày lớp phủ mặt cầu (m).

$H_g$ : chiều cao gối + đá tảng (m).

$H_{dch}$ : chiều cao dầm chủ (m)

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III} = N_{II} + 1.25P_m - 1.25V_{dn}^m, \text{ với } V_{dn}^m = V_m = 8 * 2.5 * 5 = 100m^3 \text{ (thể tích bệ móng).}$$

$$\Rightarrow N_{III} = 14911.7 + 1.25 * 2500 - 1.25 * 100 = 17911.7KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{III} = M_{II} + W_L * 1.75 * 1.25 * H_m.$$

$$\Rightarrow M_{III} = 116224 + 292.50 * 1.75 * 1.25 * 2.5 = 132222KN.m$$

- **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III} = W_{II} = 639.84KN.$$

**2. Dọc cầu TTGH sử dụng :**

a. Mặt cắt II-II:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{II}^{SD} = P_{mt} + P_{tr} + V_{DC}^{tr} + V_{DC}^f + V_{DW}^{tr} + V_{DW}^f + 1.25.V_{ht}^{TR} + V_{ht}^{LN} + V_{ht}^{Ng} - V_{dn}^{II}$$

$$N_{II}^{SD} = 750 + 2679 + 665.72 + 822.36 + 43.52 + 53.76 + 1.25 * 1809.14 + 2138.54 + 689.85 - 68$$

$$\Rightarrow N_{II}^{SD} = 9874.8KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{II}^{SD} = -(V_{DC}^{tr} + V_{DW}^{tr}).e_t + (V_{DC}^f + V_{DW}^f).e_f + 1.25.W_L.H_{II}$$

$\Rightarrow$

$$M_{II}^{SD} = -(665.72 + 43.52) * 0.5 + (822.36 + 53.76) * 0.5 + 1.25 * 292.50 * 17.89 = 6680.12KN.m$$

- **Tổng Lực ngang :**

$$W_{II}^{SD} = 1.25.W_L = 1.25 * 292.50 = 365.62KN$$

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III}^{SD} = N_{II}^{SD} + P_m - V_{dn}^m$$

$$\Rightarrow N_{III}^{SD} = 9874.8 + 2500 - 100 = 12274.8KN$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{III}^{SD} = M_{II}^{SD} + 1.25.W_L.H_m$$

$$\Rightarrow M_{III}^{SD} = 6680.12 + 1.25 * 292.50 * 2.5 = 7594.2KN.m$$

- **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III}^{SD} = W_{II}^{SD}$$

$$\Rightarrow W_{III}^{SD} = 365.62 KN$$

**3. Ngang cầu TTGH c- òng độ 1 :**

+hệ số tĩnh tải  $>1$  ,  $\gamma = 1$  .

+hoạt tải 2 nhịp (2 lần xe +1 ng- òi lệch tâm về bên trái .

+mức n- ớc cao nhất .

**a. Mặt cắt II-II:**

T- ơng tự nh- ọc cầu –trừ đi 1 nửa phản lực gối do tải trọng ng- òi.

• **Tổng Lực dọc:**

$$N_{II}^N = N_{II} - 1.75 * \frac{V_{ht}^{Ng}}{2} , \text{ Với } N_{II} : \text{ dọc cầu TTGH CĐ1}$$

$$\Rightarrow N_{II}^N = 14911.7 - 1.75 * \frac{689.85}{2} = 14308.1 KN$$

• **Tổng Mômen :**

$$M_{II}^N = (1.25 * 1.75 * V_{ht}^{TR} + 1.75 * V_{ht}^{LN}) * e_x + 1.75 * \frac{V_{ht}^{Ng}}{2} * e_n$$

$$\Rightarrow M_{II}^N = (1.25 * 1.75 * 1809.14 + 1.75 * 2138.54) * 1 + 1.75 * \frac{689.85}{2} * 4.975 = 8288.5 KN.m$$

• **Tổng Lực ngang :**

$$W_{II}^N = 0$$

**b. Mặt cắt III-III:**

• **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III}^N = N_{II}^N + 1.25 * P_m - 1.25 * V_{dn}^m$$

$$\Rightarrow N_{III}^N = 14308 + 1.25 * 2500 - 1.25 * 100 = 17308 KN$$

• **Tổng Mômen :**

$$M_{III}^N = M_{II}^N = 8288.5 KN.m$$

• **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III}^N = 0$$

**4. Ngang cầu TTGH sử dụng 1 :**

**a. Mặt cắt II-II:**

• **Tổng Lực dọc:**

$$N_{II}^{NSD} = N_{II}^{SD} - \frac{V_{ht}^{Ng}}{2} , \text{ Với } N_{II}^{SD} : \text{ theo dọc cầu TTGH SD.}$$

$$\Rightarrow N_{II}^{NSD} = 9874.8 - \frac{689.85}{2} = 9529.88 KN$$

• **Tổng Mômen :**

$$M_{II}^{NSD} = M_{II}^N = 8288.5 KN.m$$

• **Tổng Lực ngang :**

$$W^{NSD} = 0$$

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$$N_{III}^{NSD} = N_{II}^{NSD} + P_m - V_{dn}^m$$

$$\Rightarrow N_{III}^{NSD} = 9529.88 + 2500 - 100 = 11929.88 \text{ KN}$$

- **Tổng Mômen :**

$$M_{III}^{NSD} = M_{II}^{NSD} = 8288.5 \text{ KN.m}$$

- **Tổng Lực ngang :**

$$W_{III}^{NSD} = 0$$

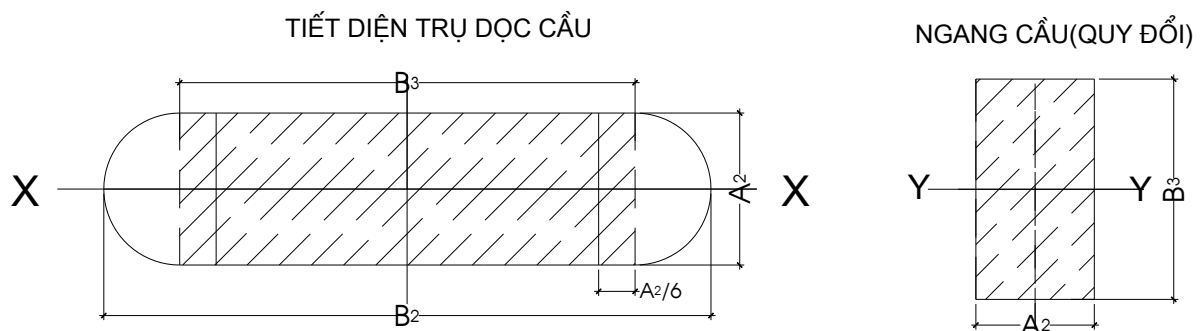
**BẢNG TỔNG HỢP NỘI LỰC**

Mặt cắt	Ph- ơng dọc cầu			Ph- ơng ngang cầu		
	TTGH CĐ1			TTGH CĐ1		
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
II-II	14911.7	11622.4	639.84	14308.1	8288.5	0
III-III	17911.7	13222	639.84	17308	8288.5	0
Mặt cắt	TTGH SD			TTGH SD		
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
II-II	9874.8	6680.12	365.62	9529.88	8288.5	0
III-III	12274.8	7594.2	365.62	11929.88	8288.5	0

### III.Kiểm tra tiết diện thân trụ theo TTGH:

#### 1.Kiểm tra sức kháng tiết diện trụ MC II-II (TTGH CĐ1):

##### 1.1.Xét hiệu ứng độ mảnh của trụ : $\frac{K.L_u}{r}$



Gần đúng quy đổi tiết diện trụ về hình chữ nhật có chiều rộng là  $A_2$  ,chiều dài là  $B_3$  .

$$\text{Với } B_3 = B_2 - A_2 + \frac{A_2}{3} .$$

a.Theo dọc cầu :

+K :hệ số =1.

+  $L_u$  :chiều dài chịu nén =  $H_t$  .

+  $r_x$  : bán kính quán tính  $r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}}$  .

+  $J_x$  : Mômen quán tính  $J_x = B_3 x \frac{A_2^3}{12}$  .

+  $F = B_3 x A_2$  .

Nếu tỷ số :  $\frac{K.L_u}{r} < 22 \rightarrow$  bỏ qua hiệu ứng về độ mảnh .

Số liệu :  $B_2 = 6m$  ,  $A_2 = 1.8m$  , trụ cao  $H_t = 11.00m$  .

Suy ra :

$$B_3 = 6 - 1.8 + \frac{1.8}{3} = 4.8m$$

$$F = B_3 * A_2 = 4.8 * 1.8 = 8.64m^2$$

$$J_x = B_3 * \frac{A_2^3}{12} = 4.8 * \frac{1.8^3}{12} = 2.333m^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \frac{2.333}{8.64} = 0.52m$$

$$\Rightarrow \frac{K.L_u}{r} = \frac{1 * 11.00}{0.52} = 21.15 < 22 \rightarrow \text{Xét đến hiệu ứng về độ mảnh .}$$

**b.Theo ph- ơng ngang cầu :**

$$\frac{K.L_u}{r} < < < 22$$

Ta có :

$$J_y = A_2 * \frac{B_3^3}{12} = 1.8 * \frac{4.8^3}{12} = 16.6m^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \frac{16.6}{8.64} = 1.92m$$

$$\Rightarrow \frac{K.L_u}{r} = \frac{1 * 11.00}{1.92} = 5.73 < < < 22 \Rightarrow \text{thoả mãn.}$$

## **2. Kiểm tra ứng suất đáy trụ tại mặt cắt II – II**

$$N_{\max} = 14911.7KN, M_{\max} = 11622.4 (KN.m)$$

$$\text{-Công thức kiểm tra: } \sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \leq R_n$$

Trong đó:  $R_n$  là c- ờng độ của bê tông M300 ( $R_n = 15000 KN/m^2$ )

$F$  – Diện tích đáy móng ( $F_m = 7.89( m^2)$ )

$W$  – Mô men chống uốn của tiết diện

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{4.8 \cdot 1.8^2}{6} = 2.6 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{14911.7}{7.89} + \frac{11622.4}{2.6} = 6360 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$
$$= 6360 \text{ KN/m}^2 < R_n = 15000 \text{ (KN/m}^2\text{)} \text{ đạt}$$

Vậy kích thước đáy móng chọn đạt yêu cầu .

### **3. Kiểm tra ứng suất đáy trụ tại mặt cắt III – III**

$$N_{\max} = 17911.7 \text{ KN}, M_{\max} = 13222 \text{ (KN.m)}$$

$$\text{- Công thức kiểm tra: } \sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \leq R_n$$

Trong đó:  $R_n$  là cường độ của Bê tông ( $R_n = 15000 \text{ KN/m}^2$ )

$F$  – Diện tích đáy móng ( $F_m = 8 \times 5 = 40 \text{ m}^2$ )

$W$  – Mô men chống uốn của tiết diện

$$W = \frac{a \cdot b^2}{6} = \frac{8 \cdot 5^2}{6} = 33.33 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{17911.7}{40} + \frac{13222}{33.33} = 844.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$
$$= 844.5 \text{ KN/m}^2 < R_n = 15000 \text{ (KN/m}^2\text{)} \text{ đạt}$$

Vậy kích thước đáy móng chọn đạt yêu cầu .

### **4. 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  $\rho_t$  là từ 1-2%, trong đó  $\rho_t$  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- ượng cốt thép trong trụ lấy  $\rho_t = 0.015$

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 7.89 \times 10^6 = 118350 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph- ơng ta chọn đ- ường kính cốt thép là  $\phi 25$

$$\text{Số l- ượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = 241 \text{ thanh}$$

Vậy bố trí 250 thanh cốt thép D25

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 10cm

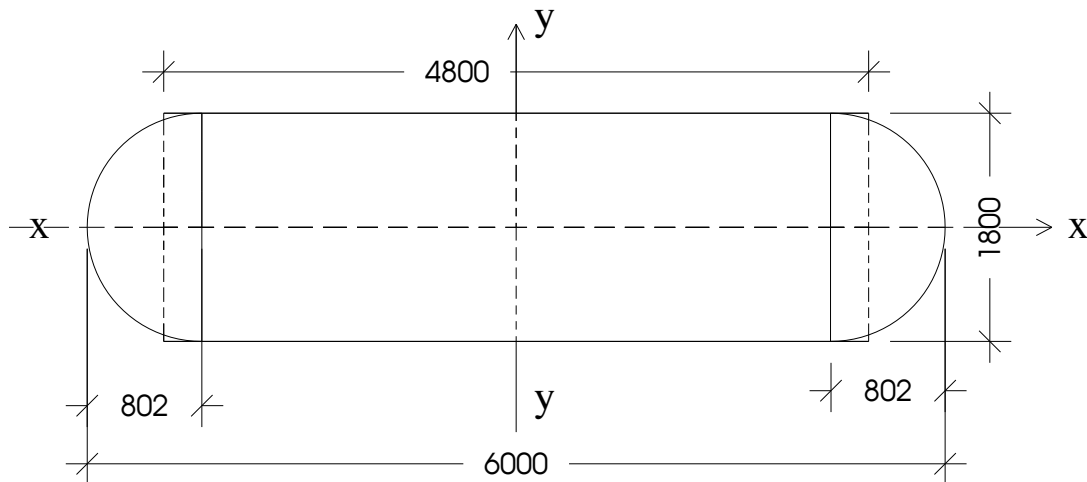
Bố trí cốt thép chịu lực theo 2 hàng

Chọn cốt đai có đ- ường kính  $\phi 16$ .

### **5. Quy đổi tiết diện tính toán:**

+ Tiết diện trụ chọn đ- ọc bo tròn theo một bán kính bằng 0.8m, 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.



#### **6.Kiểm tra sức kháng uốn theo 2 ph-ơng MC II-II:**

Xác định tỷ số khoảng cách giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột.

Chọn cốt đai có đường kính  $\Phi 16$

Chọn lớp bảo vệ cốt thép từ mép đến tim của cốt thép chịu lực là 100mm

Cốt thép chịu lực chọn  $\Phi 25$  khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 100mm

Tính toán tỉ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài :

Thay cho việc tính dựa trên cơ sở cân bằng và t-ơng thích biến dạng cho tr-ờng hợp uốn hai chiều, các kết cấu không tròn chịu uốn hai chiều và chịu nén có thể tính theo các biểu thức gần đúng sau :

So sánh :

+Nếu lực dọc :  $N < 0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$  thì kiểm tra :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1$$

+Nếu lực dọc :  $N \geq 0.1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$  thì kiểm tra :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_{rxy} = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} + \frac{1}{P_0}} \geq P_u$$

Trong đó :

+  $\phi$  : hệ số sức kháng ck chịu nén dọc trục :  $\phi = 0.9$ .

+  $A_g$  : diện tích tiết diện trụ .

+  $M_{ux}$  : mômen uốn theo trục x (N.mm).

+  $M_{uy}$  : mômen uốn theo trục y (N.mm).

+  $M_{rx}$  : sức kháng uốn tiết diện theo trục x

- +  $M_{ry}$  : sức kháng uốn tiết diện theo trục y.
- +  $P_{rxy}$  : sức kháng dọc trục khi uốn theo 2 ph-ơng ( lực dọc tiết diện chịu đ-ợc ).
- +  $P_{rx}$  : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm  $e_y$  (N)
- +  $P_{ry}$  : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm  $e_x$  (N)
- +  $e_x$  : độ lệch tâm theo ph-ơng x  $\rightarrow e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$  (mm)
- +  $e_y$  : độ lệch tâm theo ph-ơng y  $\rightarrow e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$  (mm)
- +  $P_u$  : lực dọc tính theo TTGH CĐ1 (lực dọc N)
- +  $P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$  (N)
- +  $M_{rx} = \phi * A_s f_y (d_s - \frac{a}{2})$ .

Ta có :  $0,10 \phi f'_c A_g = 0,1 * 0,75 * 30 * 7.89 * 1000 = 21303 \text{KN}$

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 :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$$

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:

+ $d_s$ : 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.

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

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0,1100 * 420}{0,85 * 0,85 * 30 * 4.8} = 0.48$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0,1100 * 420}{0,85 * 0,85 * 30 * 1.8} = 0.92$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0.48 * 0.85 = 0.408$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0.92 * 0.85 = 0.8$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 * 0.118 * 420 \cdot 10^3 \left( 4.8 - 0.132 - \frac{0.408}{2} \right) = 199112.3 \text{KNm}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 * 0.118 * 420 \cdot 10^3 \left( 1.8 - 0.132 - \frac{0.92}{2} \right) = 53881.6 \text{KNm}$$



$$+\beta_1 = 0,85$$

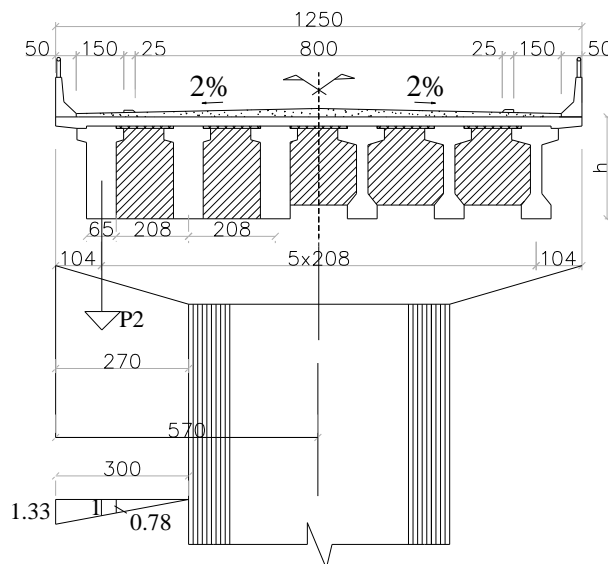
+b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi ph- ơng là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều:

Tổ hợp Tải trọng	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>rx</sub>	M <sub>ry</sub>	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
CD1	14911.7	11622.4	8288.5	199112.3	53881.6	0.2122	đạt
TTSD	9874.8	6680.12	8288.5	199112.3	53881.6	0.1874	đạt

### **Tính Toán Mũ Trụ:**

Sơ đồ:



- Mũ trụ làm việc nh- ngầm công xôn

$$l_{tt} = 2.7 + \frac{R}{3} = 2.7 + \frac{0,9}{3} = 3 \text{ (m)}$$

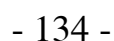
- Tải trọng tác dụng lên phần công xôn là:

$$+ \text{Do trọng l- ợng bản thân: } g_1 = 2.5 * (0.75 + 0.375) * 25 = 70.3125 \text{ (KN/m)}$$

$$+ \text{Do tính tải phân kết cấu nhịp: } P_1 = \frac{P_{DW} + P_{dc+dn}}{6} = \frac{43.52 + 533.2}{6} = 95.48 \text{ (KN)}$$

+P2 là hoạt tải tác dụng lên dầm biên (dầm 1)

+Xác định theo nguyên tắc đòn bẩy.



$$A = \frac{M}{R_u * b * h_0^2} = \frac{657.3 * 10^4}{150 * 160 * 145^2} = 0.013$$

$$\rightarrow \gamma = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2A}) = 0.5 * (1 + \sqrt{1 - 2 * 0.013}) = 0.99$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a * \gamma * h_0} = \frac{726.352 * 10^4}{2400 * 0.99 * 145} = 21.1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 7 thanh  $\phi 22$  có  $F_a = 26.61 \text{ cm}^2$  với  $a = 15 \text{ cm}$ .

Để an toàn ta chọn 10 thanh  $\phi 22$

#### **IV. Tính toán móng cọc khoan nhồi.:**

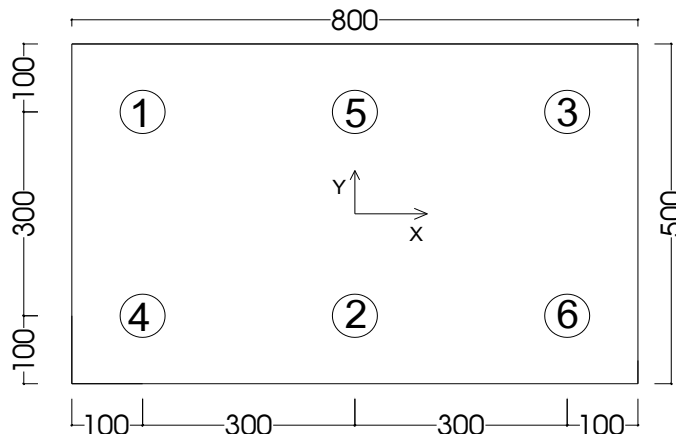
Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn c-ờng độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định đ-ợc, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

Số liệu tính toán:

Đ- ờng kính thân cọc	1000	mm
Cao độ đỉnh bệ cọc	-1.072	m
Cao độ đáy bệ cọc	-3.572	m
Cao độ mũi cọc (dự kiến)	-30.7	m
Chiều dài cọc (dự kiến)	25	m
Đ- ờng kính thanh cốt thép cọc	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



**1.Xác định sức chịu tải cọc:**

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính  $D = 1,0\text{m}$ , khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát  $(\varphi)_i$  và lớp cát sỏi cuội có góc ma sát  $\varphi = 45^\circ$ .

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực  $20\phi 25$  có cường độ  $420\text{MPa}$ . đai tròn  $\phi 10$  a200.

**1.1.Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:**

- Bê tông cấp 30 có  $f_c' = 30\text{kg/cm}^2$

- Cốt thép chịu lực AII có  $R_a = 2400\text{kg/cm}^2$

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

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

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

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

$$P_n = \phi \cdot \{m_1 \cdot m_2 \cdot f_c' \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0,75 \cdot 0,85 \{0,85 \cdot f_c' \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

$\phi$  = 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

$$A_c = 3.14 \times 1000^2 / 4 = 785000\text{mm}^2$$

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

Hàm lượng cốt thép dọc thường hợp lý chiếm vào khoảng 1.5-3%. với hàm lượng 2% ta có:

$$A_{st} = 0.02 \times A_c = 0.02 \times 785000 = 15700\text{mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 15700) + 420 \times 15700) = 16709.6 \times 10^3 (\text{N}).$$

Hay  $P_v = 1670.9 (\text{T})$ .

**1.2.Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền:**

Số liệu địa chất:

-lớp 1 :cuội sỏi sạn

-lớp 2 :sét pha cát

-lớp 3 :sét dẻo cứng

-lớp 4 :Đá vôi

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

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p$$

Với  $Q_p = q_p A_p$ ;

Trong đó:

- $Q_p$  : Sức kháng đỡ mũi cọc  
 $q_p$  : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)  
 $\varphi_{qp}$  : Hệ số sức kháng  $\varphi_{qp}=0.55$  (10.5.5.3)  
 $A_p$  : Diện tích mũi cọc (mm<sup>2</sup>)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

- $K_{sp}$  : khả năng chịu tải không thứ nguyên.  
 $d$  : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

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

$$d = 1 + 0,4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3,4$$

$q_u$  : Cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa),  $q_u = 35$  Mpa

- $K_{sp}$  : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên  
 $S_d$  : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy  $S_d = 400$ mm.  
 $t_d$  : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy  $t_d = 6$ mm.  
 $D$  : Chiều rộng cọc (mm);  $D = 1000$ mm.  
 $H_s$  : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm).  $H_s = 1800$ mm.  
 $D_s$  : Đ-ờng kính hố đá (mm).  $D_s = 1200$ mm.

Tính đ-ợc :  $d = 1.6$

$$K_{sp} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 0,145 \times 1,6 = 20.88 \text{ Mp} = 2088 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.5 \times 2088 \times 3.14 \times 1000^2/4 = 798.7 \times 10^6 \text{ N} = 798.7 \text{ T}$$

Trong đó:

- $Q_R$  : Sức kháng tính toán của các cọc.  
 $\varphi$  : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ-ợc quy định trong bảng 10.5.5-3  
 $A_s$  : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

Từ các kết quả tính đ-ợc chọn sức chịu tải của cọc là  $[P_c] = \min(P_v; Q_v) = 7987 \text{ (KN)}$

## 2. Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi nh- 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 đ-ợc tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc đ-ợc tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó :

- $P$  : tổng lực đứng tại đáy đài .
- $n$  : số cọc,  $n = 6$
- $x_i, y_i$  : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm
- $M_x, M_y$  : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 ph-ơng  $x, y$ .

**Kiểm toán cọc với  $P_c=7987\text{KN}$**

**TRẠNG THÁI GHCD I**

$$N_z = 14911.7\text{KN}$$

$$M_x = 11622.4\text{KNm}$$

$$M_y = 8288.5\text{KNm}$$

Cọc	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$X_i^2$ ( $\text{m}^2$ )	$Y_i^2$ ( $\text{m}^2$ )	$N_i$ (KN)	Yêu cầu
1	-3.0	1.5	9	2.25	5785.14	đạt
2	0	-1.5	0	2.25	7302.47	đạt
3	3	1.5	9	2.25	7619.79	đạt
4	-3	-1.5	9	2.25	5737.32	đạt
5	0	1.5	0	2.25	7302.47	đạt
6	3	-1.5	9	2.25	2702.6	đạt