

PHẦN I  
THIẾT KẾ SƠ BỘ

\*\*\*\*\*

**CHƯƠNG I: THIẾT KẾ SƠ BỘ PAI**  
**CẦU DẦM 3 NHỊP LIÊN TỤC ĐÚC HẰNG + DẦM DẪN**

**I. CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THỦY VĂN**

**I.1 Thủy văn:**

- Mức nước cao nhất  $MNCN = - 1.220 \text{ m}$
- Mức nước thông thuyền  $MNTT = - 12.00 \text{ m}$
- Mức nước thấp nhất  $MNTN = - 9.00 \text{ m}$
- Khẩu độ thoát nước  $\Sigma L_0 = 240 \text{ m}$
- Lưu lượng  $Q$

**I.2 Điều kiện địa chất :**

Theo số liệu thiết kế có 4 hố khoan với đặc điểm địa chất như sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan	Hố khoan	Hố khoan	Hố khoan
	1 Km 0	2 Km 0+85	3 Km 0+170	4 Km 0+260
Lớp 1: Sét pha xám đen	12	8	7	10
Lớp 2: Cát nhỏ chặt vừa	13	11	10	14
Lớp 3: Sét xám ghi	6	5	5	6
Lớp 4: Sét lẫn cát	-	-	-	-

**CÁC THÔNG SỐ PHƯƠNG ÁN CẦU**

**CÁC THÔNG SỐ KỸ THUẬT CƠ BẢN**

Lý trình cầu: từ Km 0+15 đến Km 0+262

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật:

- Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT thường
- Khổ thông thuyền ứng với sông cấp III là:  $B = 50\text{m}$ ,  $H = 7\text{m}$
- Khổ cầu:  $B = 10.0 + 2 \times 1,5 \text{ m}$
- Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272-05 của Bộ GTVT
- Tải trọng: xe HL93 và người  $300 \text{ kg/cm}^2$

## **II. PHƯƠNG ÁN DỰ KIẾN:**

### **II.1 Lựa chọn phương án móng .**

Căn cứ vào đặc điểm của các lớp địa chất đã được nghiên cứu, ta đề ra phương án móng như sau:

Phương án móng cọc khoan nhồi (do kết cấu tầng địa chất dùng cọc ma sát ).

#### **a.Ưu điểm:**

- Rút bớt được công đoạn đúc sẵn cọc, do đó không cần phải xây dựng bãi đúc, lắp dựng ván khuôn. Đặc biệt không cần đóng hạ cọc, vận chuyển cọc từ kho, xuống đến công trường.
- Có khả năng thay đổi các kích thước hình học của cọc để phù hợp với các điều kiện thực trạng của đất nền mà được phát hiện trong quá trình thi công.
- Được sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng vượt qua các chướng ngại vật.
- Tính toàn khối cao, khả năng chịu lực lớn với các sơ đồ khác nhau: cọc ma sát, cọc chống, hoặc hỗn hợp.
- Tận dụng hết khả năng chịu lực theo vật liệu, do đó giảm được số lượng cọc. Cốt thép chỉ bố trí theo yêu cầu chịu lực khi khai thác nên không cần bố trí nhiều để phục vụ quá trình thi công.
- Không gây tiếng ồn và chấn động mạnh làm ảnh hưởng môi trường sinh hoạt chung quanh.
- Cho phép có thể trực tiếp kiểm tra các lớp địa tầng bằng mẫu đất lấy lên từ hố đào.

#### **b. Nhược điểm:**

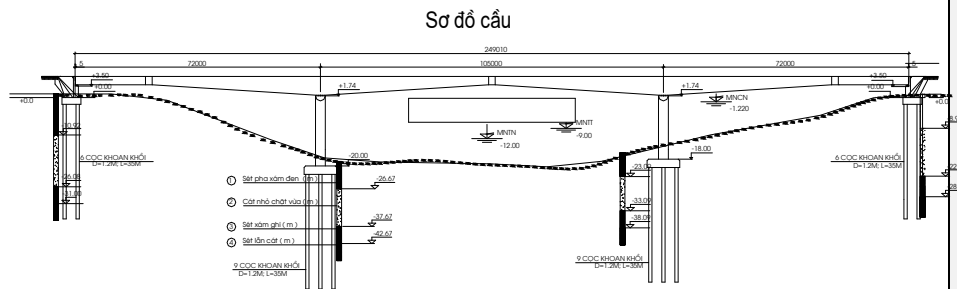
- Sản phẩm trong suốt quá trình thi công đều nằm sâu dưới lòng đất, các khuyết tật dễ xảy ra không thể kiểm tra trực tiếp bằng mắt thường, do vậy khó kiểm tra chất lượng sản phẩm.
- Thành đỉnh cọc phải kết thúc trên mặt đất, khó kéo dài thân cọc lên phía trên, do đó buộc phải làm bộ móng ngập sâu dưới mặt đất hoặc đáy sông, phải làm vòng vây cọc ván tốn kém.
- Quá trình thi công cọc phụ thuộc nhiều vào thời tiết, do đó phải có các phương án khắc phục
- Hiện trường thi công cọc dễ bị lấy lợi, đặc biệt là sử dụng vữa sét.

Chọn giả định cọc khoan nhồi cho tất cả các phương án với các yếu tố kỹ thuật chính như sau:

- Đường kính cọc:  $D = 1200\text{mm}$ .
- Chiều dài cọc tại móng là 35m.
- Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 35m.

## II.2 Lựa chọn kết cấu phân trên.

- Sơ đồ kết cấu: 72 + 105 + 72 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đui 2 dầm là 249.1 m.



dầm liên tục 3 nhịp.

- Chiều cao dầm:

- Tại vị trí trụ đ-ợc chọn theo  $H_i = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l_{nhịp}$ , trong đó  $l_1 = 72m$ ,  $l_2 = 105 m$  chiều dài nhịp giữa.

Vậy ta lấy  $H_1 = (7.0 \div 5.25)m \Rightarrow$  Vậy chọn  $H = 5.8m$

- Tại vị trí giữa nhịp đ-ợc chọn theo công thức kinh nghiệm

$$h = \left( \frac{1}{40} \div \frac{1}{60} \right) l_{nhịp} \text{ và } h \geq 1.8m \Rightarrow \text{Chọn } h = 2.5 m$$

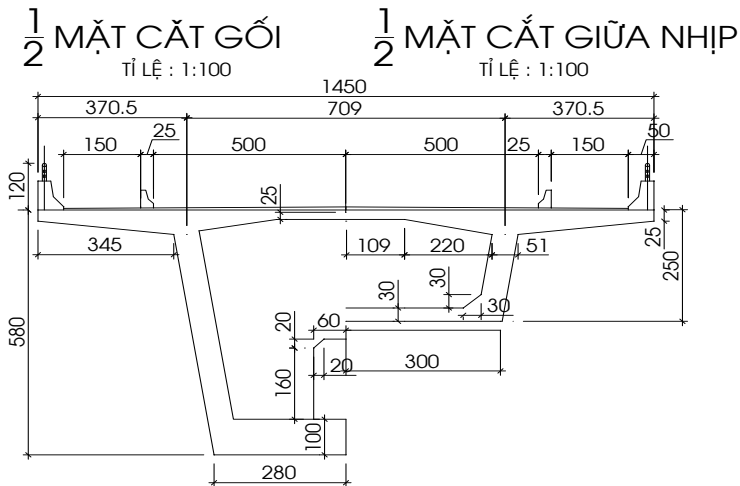
Phần đáy dầm có dạng đ-ờng cong parabol:  $y = \frac{(H-h)}{L^2} x^2 + h$  với  $L$  là chiều dài cánh hẫng cong .

- Phần mặt cầu là phần đ-ờng thẳng dọc theo chiều dài cầu.

- Lựa chọn mặt cắt ngang:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph-ong thẳng đứng, tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 70 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s-ờn 160 cm
- Chiều dày s-ờn dầm: tại gối: 50 cm
- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ là 80 cm, tại giữa nhịp là 30cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đ-ờng parabol nh- mặt mặt đáy nh- ng  $H=0.8 m$ ,  $h=0.3m$
- Phần trên đỉnh trụ đ-ợc thiết kế đặc, bề rộng theo ph-ong ngang là 5.2 m, có để lối đi lại căng kéo cáp và kích th-ớc 1.8x1.6m, đ-ợc tạo vát 20x20cm trên.

### MẶT CẮT NGANG DẦM LIÊN TỤC



Hình 1 : mặt cắt ngang dầm cầu phân đúc hằng.

▪ Cấu tạo mặt cầu:

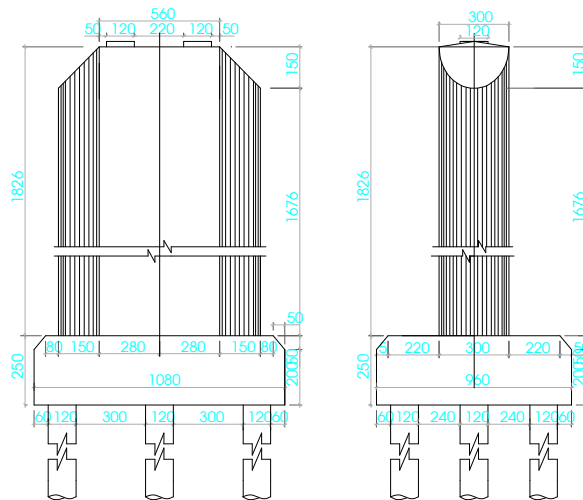
- Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng thẳng theo dọc cầu
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:
  - + Lớp bê tông atfan: 5cm;
  - + Lớp bảo vệ : 4cm;
  - + Lớp phòng n- ớc : 1cm;
  - + Đệm xi măng : 1cm;
  - + Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

### II.3 Lựa chọn kết cấu phần d- ới

▪ Cấu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 3 m theo ph- ơng dọc cầu và 8.2 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính R = 1.5 m.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 9.6 m theo ph- ơng ngang cầu, 11.20 m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, chiều dài cọc giả thiết là 30m.

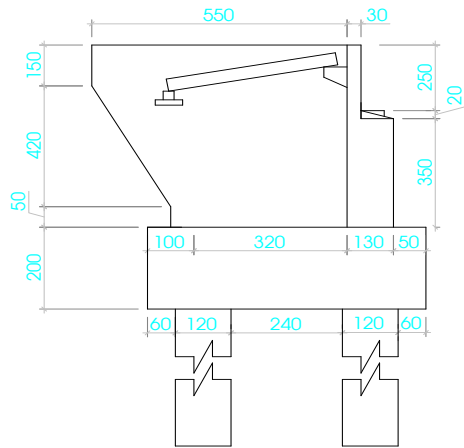
TRỤ T3



Hình 3: Cấu tạo trụ cầu đúc sẵn

▪ Cấu tạo móng:

- Dạng móng có t-ờng cánh ng-ọc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0 m, dài 14.5 m đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120 cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, chiều dài cọc là 35m



Hình 4 : Cấu tạo móng cầu

### III. BIỆN PHÁP THI CÔNG:

#### III.1 Thi công móng cầu.

**B- ớc 1 :** San ủi mặt bằng, định vị tim móng.

**B- ớc 2 :** Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng móng.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dụng cụ khoan .
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng thép, đổ bê tông cọc.
- Thi công t- ờng tự cho các cọc tiếp theo.

**B- ớc 3 :** Đào đất hố móng

- Dùng máy xúc kết hợp với thủ công đào đất hố móng đến cao độ thiết kế.
- Đặt máy bơm hút n- ớc hố móng(nếu có) đồng thời đặt khung chống cọc ván thép.
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi, đập đầu cọc.

**B- ớc 4:** Thi công bệ móng, thân móng, t- ờng cánh .

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hố móng, đổ bê tông lót dày 10cm..

- Dụng ván khuôn,lắp đặt cốt thép,bổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông.
- Lắp đặt cốt thép, dụng ván khuôn, bổ bê tông xà mũ, t-ờng đỉnh, t-ờng cánh.

**B- ớc 5 :** Hoàn thiện móng.

- Đắp đất sau móng, lắp đặt bản dẫn, xây chân khay, tứ nón.
- Hoàn thiện móng cầu.

### **III.2 Thi công trụ .**

**B- ớc 1 :** Xác định chính xác vị trí tim cọc ,tim đài .

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ cầu.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dụng giàn khoan.

**B- ớc 2 :** Thi công cọc khoan nhồi.

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

**B- ớc 3 :** Thi công vòng vây cọc ván.

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài.
- Sờ và đóng cọc đến độ sâu thiết kế.
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế.

**B- ớc 4 :** Thi công bệ móng.

- Đổ bê tông bệ đáy, hút n-ớc hố móng .
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng.

**B- ớc 5:** Thi công thân trụ.

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông thân trụ.

**B- ớc 6:** Hoàn thiện trụ.

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn.
- Giải phóng lòng sông.

### **III.3 Thi công kết cấu nhịp.**

**B- ớc 1 :** Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ

- Tập kết vật t- phục vụ thi công



- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh d- ứng lực
- Khi bê tông đạt c-ờng độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

**B-ớc 2 :** Đúc hẫng cân bằng .

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ c-ờng độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

**B-ớc 3 :** Hợp long nhịp biên.

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trắc dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ c-ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

**B-ớc 4 :** Hợp long nhịp chính.

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trắc dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ c-ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

**B-ớc 5 :** Hoàn thiện cầu.

Hoàn thiện cầu: thi công lan can, đ-ờng bộ hành, cột điện v.v...

## **IV. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI L- ỌNG CÔNG TÁC VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU T-**

### **IV.1 Các căn cứ lập tổng mức đầu t- :**

- Căn cứ vào hồ sơ báo cáo nghiên cứu khả thi cầu Sông H-ơng do Trung tâm T- vấn lập tháng 2 năm 2009
- Căn cứ vào quyết định số 1242/1998/QĐ-BXD ngày 25 tháng 11 năm 1998 của Bộ xây dựng về việc ban hành “Định mức dự toán xây dựng cơ bản”
- Căn cứ vào Quyết định số 1260/1998/QĐ-BXD ngày 28/11/1998 của Bộ xây dựng về việc ban hành “Bảng dự toán ca máy và thiết bị xây dựng”.
- Căn cứ Thông t- số 03/2001/TT-BXD ngày 13 tháng 2 năm 2001 h-ớng dẫn điều chỉnh dự toán công trình xây dựng cơ bản. Căn cứ vào quyết định số 15/200/QĐ-BXD ngày

20/04/2001 của Bộ tr- ởng Bộ xây dựng về việc ban hành Định mức chi phí T- vấn đầu t- và Xây dựng.

- Căn cứ vào quyết định số 12/200/QĐ-BXD ngày 20/07/2001 của Bộ tr- ởng Bộ xây dựng về việc ban hành Định mức chi phí thiết kế công trình xây dựng.

## **Ch- ơng II: PAII -THIẾT KẾ SƠ BỘ CẦU DÀN THÉP**

### **A.CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THỦY VĂN**

#### **I. Thủy văn:**

---

**GVHD: THS. PHẠM VĂN TOÀN**  
**SVTH: NGUYỄN VĂN DUY**

- + Mức n- ớc cao nhất MNCN = -1.220 m
- + Mức n- ớc thông thuyền MNTN = +12.00 m
- + Mức n- ớc thấp nhất MNTN = -9.00 m
- + Khẩu độ thoát n- ớc  $\Sigma L_0 = 240$  m
- + L- u l- ợng Q

**II. Điều kiện địa chất :**

Theo số liệu thiết kế có 4 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1 Km 0	Hố khoan 2 Km 0+120	Hố khoan 3 Km 0+240	Hố khoan 4 Km 0+320
Lớp 1: Sét pha xám đen	12	8	7	10
Lớp 2: Cát nhỏ chặt vừa	13	11	10	14
Lớp 3: Sét xám ghi	6	5	5	6
Lớp 4: Sét lẫn cát	-	-	-	-

**B.Sơ đồ cầu và cách chọn:**

- Sơ đồ kết cấu: 3x 84m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi dầm 2 mớ là 252.4m

Hình vẽ m-c

- Cấu tạo dàn chủ:

- Chọn sơ đồ dàn chủ là loại dàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đ- òng xe chạy d- ới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 10.0m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 10.5m.
- Chiều cao dàn chủ: Chiều cao dàn chủ chọn sơ bộ theo kinh nghiệm với

$$\text{biên song song: } h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}\right) l_{nhpp} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}\right) 65 = (9.3 - 6.5)m$$

$$\text{và } h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$$

$$+ \text{Chiều cao tĩnh không trong cầu : } H = 4.5 \text{ m}$$

$$+ \text{Chiều cao dầm ngang: } h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12}\right) B = (1.95 - 1.14)m \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 1.2 \text{ m}$$

$$+ \text{Chiều dày bản mặt cầu chọn: } h_{mc} = 0.2m$$

$$+ \text{Chiều cao cổng cầu: } h_{cc} = (0.15 \div 0.3)B = 1.35 - 2.70m. \text{ Chọn } h_{cc} = 1.7m$$

Chiều cao cầu tối thiểu là:  $h > 4.5 + 1.2 + 0.2 + 1.7 = 7.6$  m. Chọn chiều cao dàn chủ là  $h=10$  m.

Với nhịp 84m ta chia thành 14 khoang giàn, chiều dài mỗi khoang  $d = 6.0m$

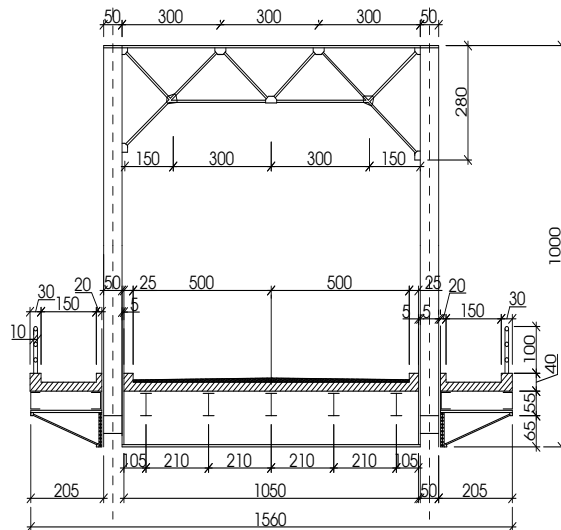
Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với phương ngang  $\alpha = 45^\circ - 60^\circ$ , hợp lý nhất  $\alpha = 50^\circ - 55^\circ$ . Chọn  $h = 10m \Rightarrow \alpha = 54^\circ$  hợp lý.

▪ Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

- Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 2.1m. Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

$$h_{dng} = \left( \frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) l = 0.60 - 0.40m \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 0.5m$$

- Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.
- Đ- ờng ng- ời đi bộ bố trí ở bên ngoài dàn chủ.
- Cấu tạo hệ liên kết gồm có liên kết dọc trên, dọc d- ới, hệ liên kết ngang.



Hình 5: Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

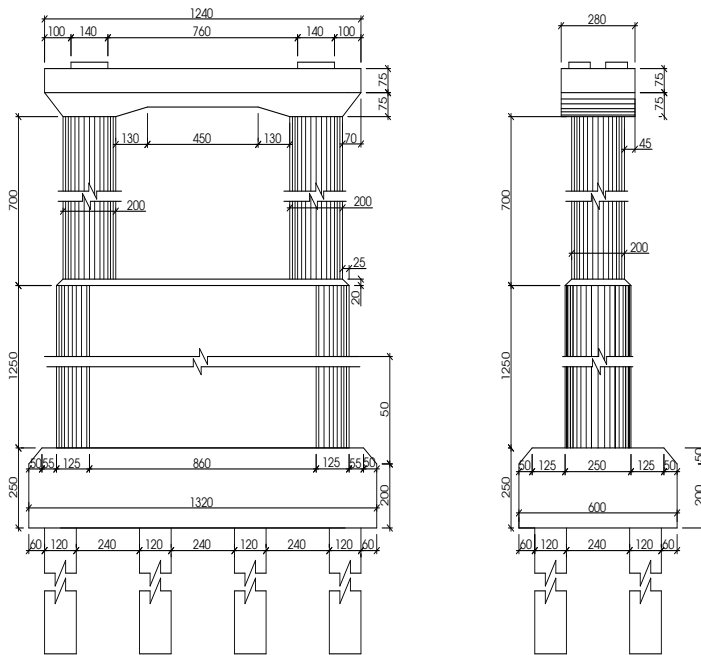
▪ Cấu tạo mặt cầu:

- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfan: 5cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng n- ọc : 1cm; Đệm xi măng : 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

▪ Cấu tạo trụ:

- Phần trên thân trụ gồm 2 cột trụ tròn đ- ờng kính 200cm cách nhau theo phương ngang cầu là 7.7m
- Phần d- ới là trụ đặc chiều dầy 2.5 m, với bán kính 1.25 m ở hai bên trụ.

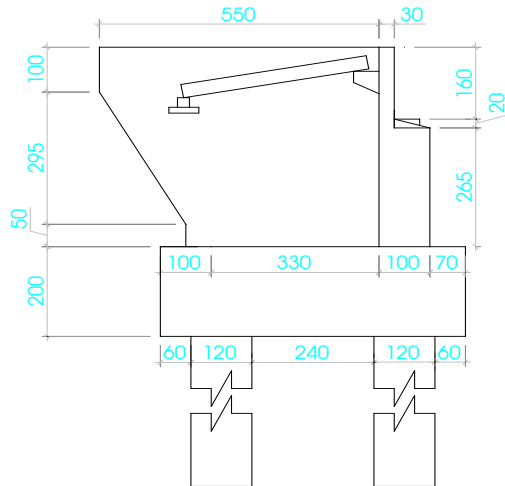
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 13.2m theo phương ngang cầu, 6.0m theo phương dọc cầu và đặt d-ới lớp đất phủ (dự đoán là đ-ờng xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, dự kiến chiều dài cọc là 30 hoặc 35m.



Hình 6 : Cấu tạo trụ cầu phẳng ản cầu dãn thép

▪ Cấu tạo móng:

- Dạng móng có t-ờng cánh ng-ọc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0 m, dài 12.0 m đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, dự kiến chiều dài cọc là 30m



Hình 7: Cấu tạo móng cầu dầm thép

### C. Phương án thi công cầu giàn thép:

#### 1. Thi công móng cầu.

**B- ớc 1 :** San ủi mặt bằng, định vị tim móng.

**B- ớc 2 :** Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng móng.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dụng cụ giàn khoan .
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng thép, đổ bê tông cọc.
- Thi công t- ong tự cho các cọc tiếp theo.

**B- ớc 3 :** Đào đất hố móng

- Dùng máy xúc kết hợp với thủ công đào đất hố móng đến cao độ thiết kế.
- Đặt máy bơm hút n- ớc hố móng(nếu có) đồng thời đặt khung chống cọc ván thép.
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi, đập đầu cọc.

**B- ớc 4:** Thi công bệ móng, thân móng, t- ờng cánh .

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hố móng, đổ bê tông lót dày 10cm..

- Dụng ván khuôn,lắp đặt cốt thép,bổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông.
- Lắp đặt cốt thép, dụng ván khuôn, bổ bê tông xà mũ, t- ờng đỉnh, t- ờng cánh.

**B- ớc 5 :** Hoàn thiện móng.

- Đắp đất sau móng, lắp đặt bản dẫn, xây chân khay, tứ nón.
- Hoàn thiện móng cầu.

## **2.Thi công trụ .**

**B- ớc 1 :** Xác định chính xác vị trí tim cọc ,tim đài .

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ cầu.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dựng giàn khoan.

**B- ớc 2 :** Thi công cọc khoan nhồi.

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

**B- ớc 3 :** Thi công vòng vây cọc ván.

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài.
- Sờ và đóng cọc đến độ sâu thiết kế.
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế.

**B- ớc 4 :** Thi công bệ móng.

- Đổ bê tông bệ móng, hút n- ớc hố móng .
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng.

**B- ớc 5:** Thi công thân trụ.

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông thân trụ.

**B- ớc 6:** Hoàn thiện trụ.

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn.
- Giải phóng lòng sông.

## **3. Thi công kết cấu nhịp**

**B- ớc 1 :** Giai đoạn chuẩn bị

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo, tru tạm phục vụ thi công nhịp gần bờ

**B- ớc 2 :** Lắp dựng các khoang trên dàn giáo, trụ tạm

- Lắp 4 khoang đầu tiên trên dàn giáo làm đối trọng
- Dùng hệ cáp neo kết cấu vào mố
- Chêm, chèn chặt các gối di động
- Dùng cầu chân cứng lắp hẫng các khoang còn lại của nhịp. Các thanh dàn đ- ọc chỡ ra vị trí lắp hẫng bằng hệ ray

**B- ớc 3 :** Lắp hẫng các thanh giàn cho các nhịp tiếp theo

- Dùng hệ cáp neo kết cấu vào trụ
- Chêm, chèn chặt các gối di động trên các trụ
- Dùng các thanh liên kết tạm để kiên tục hoá các nhịp khi thi công
- Dùng cầu chân cứng lắp hẫng các khoang còn lại của nhịp.

**B- ớc 4 :** Hợp long nhịp giữa

**B- ớc 5 :** Hoàn thiện cầu

- Tháo bỏ các thanh liên tục hoá kết cấu nhịp
- Tháo bỏ các nêm chèn các gối di động, các chi tiết neo kết cấu vào mố trụ
- Lắp dựng hệ bản mặt cầu
- Thi công lớp phủ mặt cầu
- Thi công lan can, hệ thống thoát n- ớc, lan can ng- ời đi bộ
- Thi công 10m đ- ờng 2 đầu mố
- Hoàn thiện toàn cầu, thu dọn công tr- ờng, thanh thải lòng sông

**D. Tính toán sơ bộ khối l- ợng công tác và lập tổng mức đầu t- .**

**1 .Sơ bộ khối l- ợng công tác.**

**1.1 Hoạt tải HL93 và ng- ời.**

Tải trọng t- ọng đ- ờng của tất cả các loại hoạt tải bao gồm ô tô HL93 và ng- ời đ- ợc tính theo công thức:

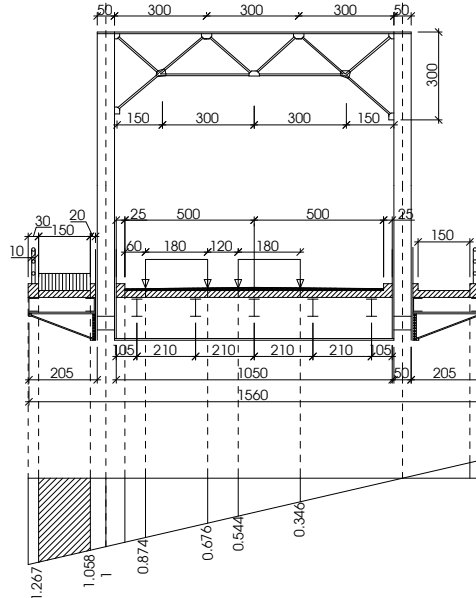
$$k_0 = m \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) q_{tr}(mg_{tr}) + m(mg_{lan})q_{lan} + m(mg_{ng})q_{ng}$$

Trong đó:

- IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%
- m: hệ số làn xe; vì có 2 làn nên m=1
- $mg_{tr}$  : hệ số phân phối ngang của xe tải
- $mg_{lan}$  : hệ số phân phối ngang của làn
- $mg_{ng}$  : hệ số phân phối ngang của ng- ời đi bộ
- $q_{HL93}$  : tải trọng t- ọng đ- ờng của ô tô
- $q_{lan}$ : tải trọng t- ọng đ- ờng của làn
- $q_{ng}$ : tải trọng t- ọng đ- ờng của ng- ời.



• Tính hệ số phân phối ngang theo phương pháp đòn bẩy:



+ Tính hệ số phân phối ngang của xe tải:

$$m_{gr} = 0.5 \sum y_i = 0.5 \times (0.874 + 0.676 + 0.544 + 0.346) = 1.22$$

+ Tính hệ số phân phối ngang của tải trọng làn:

$$m_{lan} = m_{gr} = 1.22$$

+ Tính hệ số phân phối ngang của tải trọng ng- òi:

$$m_{ng} = \left( \frac{y_{tr} + y_p}{2} \right) B_n = \left( \frac{1.267 + 1.058}{2} \right) 1.5 = 1.744$$

• Tính tải trọng t- ọng đ- ờng của xe tải:  $q_{tr}$



- Trọng lượng của lan can lấy sơ bộ :  $g_{lc} = 0.11$  T/m.
- Trọng lượng của giàn xác định theo công thức N.K.Ktoreletski

$$g_d = \frac{n_h \times a \times k_0 + \sum g_{mc} + n_2 g_{dmc} \frac{b}{l}}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \times (\alpha + \frac{b}{l})} \times l$$

Trong đó:

+ l: nhịp tính toán của giàn lấy bằng 84 m.  
+  $n_h, n_1, n_2$ : các hệ số v-ợt tải của hoạt tải, tĩnh tải lớp mặt cầu, của dầm mặt cầu và hệ liên kết

- +  $\gamma$ : trọng lượng riêng của thép  $\gamma = 7.85$  T/m<sup>3</sup>.
- + R: c-ờng độ tính toán của thép,  $R = 19000$  T/m<sup>2</sup>
- + a, b: đặc tr-ọng trọng lượng tùy theo các loại kết cấu nhịp khác nhau.

Với nhịp giàn đơn  $l = 84$ m thì lấy :  $a = b = 3.5$

- +  $\alpha$ : hệ số xét đến trọng lượng của hệ liên kết giữa các dầm chủ;  $\alpha = 0.12$
- +  $k_0$ : tải trọng t-ong đ-ong của tất cả các loại hoạt tải (ô tô HL93 và ng-ời).

$$k_0 = 3.498 \text{ T/m}$$

Vậy ta có trọng lượng của giàn là:

$$g_d = \frac{1.75 \times 3.5 \times 3.498 + 3.5 \left[ 1.25 \times (0.5 + 0.94 + 0.95 + 0.11) + 1.5 \times 3.675 \right]}{\left\{ \frac{19000}{7.85} - 1.25 \times (0.12 + \frac{3.5}{84}) \right\}} \times 84 = 3.07 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng của hệ liên kết là:

$$g_{lk} = 0.1 \times g_d = 0.1 \times 3.07 = 0.307 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng của 1 giàn chính là:

$$G_d = g_d + g_{lk} = 2.25 + 0.307 = 2.557 \text{ T/m}$$

## 2. Tính toán khối lượng móng mố và trụ cầu

### 2.1 Móng mố $M_1$



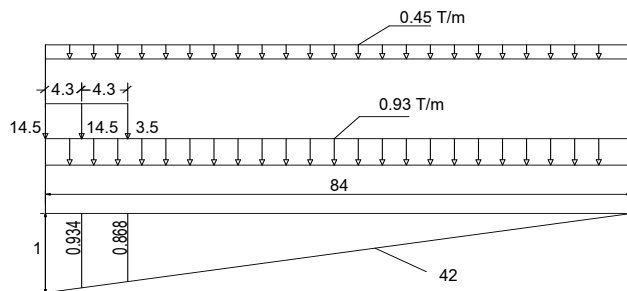
$$DC = P_{m\ddot{o}} + (2xg_{gian} + g_{bmc} + g_{lan\ can} + g_{\ddot{e}\ mc} + g_{g\ddot{o}\ ch\ddot{a}n}) \times \omega$$

$$= 566.933 + (2 \times 1.782 + 5.5 + 0.11 + 0.95 + 0.94) \times 0.5 \times 84 = 1031.621 \text{ T}$$

$$DW = g_{l\ddot{o}p\ h\ddot{u}} \times \omega = 3.675 \times 0.5 \times 84 = 154.35 \text{ T}$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố nh- sau
  - + Xe tải 3 trục và tải trọng làn ( $A_1$ )
  - + Xe tải 2 trục và tải trọng làn ( $A_2$ )

- Xét tổ hợp tải trọng  $A_1$



- Với tổ hợp  $A_1$  (xe tải thiết kế + tải trọng làn + ng- òi đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng- \ddot{o}i} \times \omega$$

Trong đó : số làn xe  $n=2$

$m$  : hệ số làn xe  $m=1$

$IM$ : lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì  $(1+IM/100)=1.25$

$P_i$  : tải trọng trục xe,  $y_i$ : tung độ đ- òng ảnh h- ởng

$\omega$ : diện tích đ- ởng ảnh h- ởng

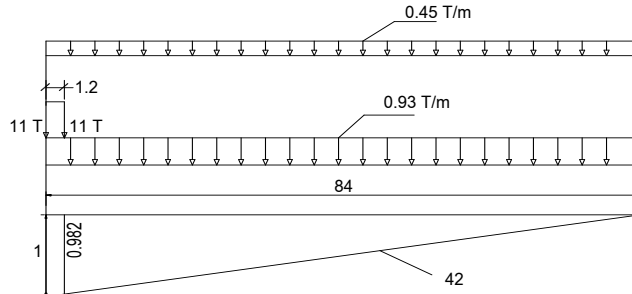
$W_{lan}, P_{ng- \ddot{o}i}$ : tải trọng làn và tải trọng ng- òi

$W_{lan}=0.93 \text{ T/m}, P_{ng- \ddot{o}i}=0.45 \text{ T/m}$

$$LL_{x\ddot{e}t\ddot{a}i+l\ddot{a}n} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.934 + 3.5 \times 0.868) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 42 = 155.822 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 42 = 37.80 \text{ T}$$

- Xét tổ hợp tải trọng  $A_2$



$$LL_{\text{xe tải 2 trục+lần}} = (2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.982)) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 42 = 132.625 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 42 = 37.80 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

Vậy toàn bộ hoạt tải và tính tải tính toán tác dụng lên bộ mố là:

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ( $\gamma_D=1.25$ )	DW ( $\gamma_W=1.5$ )	LL ( $\gamma_{LL}=1.75$ )	PL ( $\gamma_{PL}=1.75$ )	
P(T)	1031.621	154.35	155.822	37.80	C- ờng độ I 1379.593

• **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c[ường độ đất nền:**

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

- $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$
- $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$
- $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc
- $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc
- $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (T/m<sup>2</sup>)
- $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m<sup>2</sup>)
- $A_p$  : Diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)
- $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc (m<sup>2</sup>)

- Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét lẫn cát (có  $N = 30$ ). Theo Reese và O’Niel (1998) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT,  $N$ .

Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.095 \times 30 = 2.86$  (Mpa) = 286 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 286 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 193.298 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :

+  $S_u$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

+  $\alpha$  : hệ số dính bám

+ Lớp 2 – Cát nhỏ chặt vừa  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa) =>

$$\alpha = 0.55$$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.018 = 9.9 \cdot 10^{-3} \text{ (Mpa)} = 0.99 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc được xác định theo công thức :

+  $q_s = 0.0028 N$  với  $N \leq 53$  (Mpa)

+ Lớp 1 - Sét pha xám đen  $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0784$  (Mpa) = 7.84 (T/m<sup>2</sup>)

+ Lớp 3 - Sét xám ghi  $q_s = 0.0014 \times 30 = 0.0424$  (Mpa) = 4.24 (T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
1	12	7.84	56.26	441.078
2	13	9.9	58.228	576.46
3	6	4.24	30.94	131.19
4	4	2.86	22.54	64.46
Tổng	35			1213.188

Từ đó ta có Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền  $Q_r$

$$Q_r = 0.55 \times 193.298 + 0.65 \times 1213.18 = 764.881 \text{ (T)}$$

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

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí như trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với  $P_n$  = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm<sup>2</sup>).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 27654.18 \times 10^3 \text{ (N)}.$$

$$\text{Hay } P_v = 2765.418 \text{ (T)}.$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là  $[N] = \min (P_v ; Q_r) = 764.881 \text{ (T)}$

**Xác định số lượng cọc trong móng:**

Công thức tính toán:

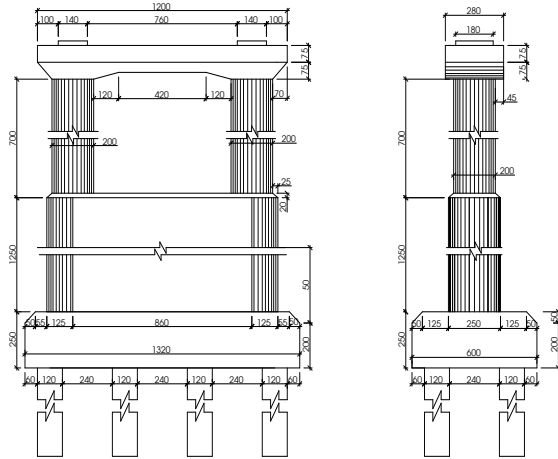
$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{1379.593}{764.881} = 3.61 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 6 cọc (2 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

## 2.2. Móng trụ cầu:

- **Khối lượng trụ cầu:**

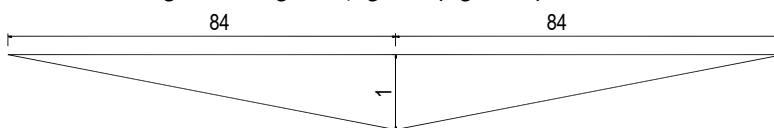




- Thể tích đỉnh trụ:  $V_d = 12 \times 0.75 \times 2.8 + 0.6 \times 11.3 \times 2.8 = 44.184 \text{ m}^3$
- Thể tích thân trụ trên:  $V_{th} = 2 \times 3.14 \times \frac{2^2}{4} \times 6.05 = 37.994 \text{ m}^3$
- Thể tích thân trụ d-ới:  $V_{thd} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.25^2}{4} \times 10 + 8.6 \times 2.5 \times 12.5 = 281.016 \text{ m}^3$
- Thể tích phần vút :  $V_{vut} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.25^2}{4} \times 0.2 + 8.6 \times 2.25 \times 0.2 = 4.07 \text{ m}^3$
- Thể tích bệ trụ:  $V_{be} = 2 \times 13.2 \times 6 + 0.5 \times 12.70 \times 5.5 = 193.325 \text{ m}^3$
- Thể tích đá tảng :  $V_{dt} = 0.2 \times 0.5 \times 0.6 = 0.06 \text{ m}^3$
- Tổng thể tích trụ:  $V_{tr} = 44.184 + 37.994 + 281.016 + 4.07 + 193.325 = 560.589 \text{ m}^3$
- Khối l- ợng trụ:  $G_{tr} = 560.589 \times 2.5 = 1401.472 \text{ T}$

• **Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:**

- Đ- ờng ảnh h- ợng tải trọng tác dụng lên trụ:



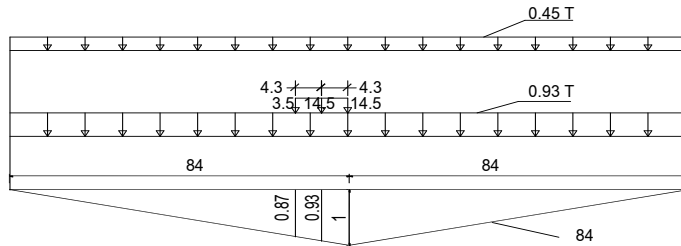
- Tính tải:

$$DC = P_{m\ddot{o}} + (2 \times g_{gian} + g_{bmc} + g_{lan\ can} + g_{\ddot{e}\ mc} + g_{g\ddot{o}\ ch\ddot{a}n}) \times \omega$$

$$= 1401.472 + 2 \times (2 \times 1.782 + 5.5 + 0.11 + 0.95 + 0.94) \times 0.5 \times 168 = 3260.224 \text{ T}$$

$$DW = g_{l\ddot{o}p\ddot{h}\ddot{u}} \times \omega = 2 \times 3.675 \times 0.5 \times 168 = 617.40 \text{ T}$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mỗi nhịp sau
  - + Xe tải 3 trục và tải trọng làn ( $A_1$ )
  - + Xe tải 2 trục và tải trọng làn ( $A_2$ )
  - + 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng làn ( $A_3$ )
- Xét tổ hợp tải trọng  $A_1$



- Với tổ hợp  $A_1$  (xe tải thiết kế+tải trọng làn+ng- ời đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng- ời} \times \omega$$

Trong đó

$n$  : số làn xe  $n=2$

$m$  : hệ số làn xe  $m=1$

IM:lực xung kích của xe, khi tính mỗi trục đặc thì  $(1+IM/100)=1.25$

$P_i$  : tải trọng trục xe,  $y_i$ : tung độ đ- ờng ảnh h- ưởng

$\omega$ :diện tích đ- ờng ảnh h- ưởng

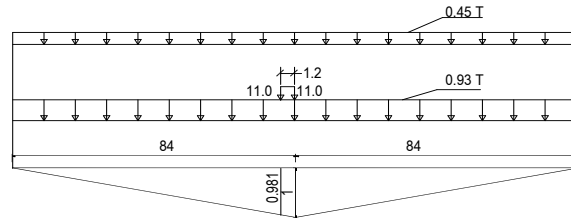
$W_{lan}$ ,  $P_{ng- ời}$ : tải trọng làn và tải trọng ng- ời

$W_{lan}=0.93$  T/m,  $P_{ng- ời}=0.45$  T/m

$$LL_{xct\grave{a}+l\grave{a}n} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.93 + 3.5 \times 0.87) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 84 = 233.815$$
 T

$$PL = 2 \times 0.45 \times 84 = 75.6$$
 T

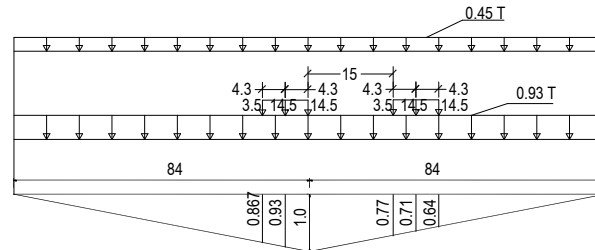
- Xét tổ hợp tải trọng  $A_2$



$$LL_{\text{xe tải 2 trục+làn}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 + 11 \times 0.981) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 84 = 210.72 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 65 = 58.5 \text{ T}$$

- Xét tổ hợp tải trọng  $A_3$



$$LL = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.93 + 3.5 \times 0.867 + 14.5 \times 0.71 + 14.5 \times 0.64 + 3.5 \times 0.77) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 84 = 289.46 \text{ T}$$

$$LL_{A_3} = 0.9 \times LL = 0.9 \times 289.46 = 260.514 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 84 = 75.6 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

Vậy toàn bộ hoạt tải và tĩnh tải tính toán tác dụng lên bộ mố là:

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ( $\gamma_D=1.25$ )	DW ( $\gamma_W=1.5$ )	LL ( $\gamma_{LL}=1.75$ )	PL ( $\gamma_{PL}=1.75$ )	
P(T)	3260.224	617.40	260.514	75.6	C- ờng độ I

- Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

- $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$
- $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$
- $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc
- $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc
- $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (T/m<sup>2</sup>)
- $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m<sup>2</sup>)
- $A_p$  : Diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)
- $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc (m<sup>2</sup>)

- Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét lẫn cát (có N = 30). Theo Reese và O’Neil (1998) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N.

Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.0141 \times 30 = 4.24$  (Mpa) = 424 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 171 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 193.298 \text{ (T)}$$

- Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :

+  $S_u$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

+  $\alpha$  : hệ số dính bám

+ Lớp 2 – Cát nhỏ chặt vừa  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa) =>  $\alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.518 \times 0.018 = 0.0932 \text{ (Mpa)} = 9.32 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc được xác định theo công thức :

- $q_s = 0.0028 N$  với  $N \leq 53$  (Mpa)
- Lớp 1 – Sét pha xám đen  $q_s = 0.00255 \times 28 = 0.0714$  (Mpa) = 7.14(T/m<sup>2</sup>)
- Lớp 3 - Sét xám ghi  $q_s = 0.00115 \times 30 = 0.0346$  (Mpa) = 3.46(T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
1	8	7.14	48.26	334.576
2	11.0	9.32	54.228	505.405
3	5.0	3.46	24.94	86.292
4	6.0	4.24	32.68	138.563
Tổng	30			1074.837

Từ đó ta có Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền  $Q_r$

$$Q_r = 0.55 \times 193.298 + 0.65 \times 1074.837 = 997.926$$

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

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí như trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với  $P_n$  = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm<sup>2</sup>).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 27654.18 \times 10^3 \text{ (N)}$$

$$\text{Hay } P_v = 2765.418 \text{ (T)}$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là  $[N] = \min(P_v; Q_r) = 986.112$  (T)

• **Xác định số lượng cọc trong trụ:**

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{4239.28}{997.926} = 6.372 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 8 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

4239.28

**III. Lập tổng mức đầu tư**

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
	<b>Tổng mức đầu tư</b>	đ	<b>(A+B+C+D)</b>		<b>87,234,098,696</b>
<b>A</b>	Giá trị dự toán xây lắp	đ	<b>AI+AII</b>		73,079,744,658
<b>AI</b>	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	<b>I+II+III</b>		63,547,604,050
<b>I</b>	<b>Kết cấu phần trên</b>				<b>46,902,316,000</b>
1	Ba nhịp dầm thép	T	1427.625	30,000,000	42,828,750,000
2	Bê tông át phan mặt cầu	m <sup>3</sup>	180.18	2,200,000	396,396,000
3	Bê tông gờ chắn, lan can	m <sup>3</sup>	238.735	2,000,000	477,470,000
4	Thép làm lan can	T	34.1	23,000,000	784,300,000
5	Gối dầm thép	Cái	12	140,000,000	1,680,000,000
6	Khe co giãn	m	48	3,000,000	144,000,000
7	Lớp phòng n-ớc	m <sup>2</sup>	3255	120,000	390,600,000
8	ống thoát nước	ống	32	150,000	4,800,000
9	Đèn chiếu sáng	Cột	14	14,000,000	196,000,000
<b>II</b>	<b>Kết cấu phần d-ới</b>				<b>16,500,904,050</b>
1	Bê tông mố	m <sup>3</sup>	453.546	2,000,000	907,092,000

2	Bê tông trụ	m <sup>3</sup>	1461.21	2,000,000	2,922,420,000
3	Cốt thép mố	T	33.072	15,000,000	496,080,000
4	Cốt thép trụ	T	116.897	15,000,000	1,753,455,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	1902	5,000,000	9,510,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	911,857,050
<b>III</b>	<b>Đường hai đầu cầu</b>				<b>144,384,000</b>
1	Đắp đất	m <sup>3</sup>	1482	62,000	91,884,000
2	Móng + mặt đường	m <sup>2</sup>	350	150,000	52,500,000
<b>AII</b>	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,532,140,608
B	Chi phí khác	%	10	A	7,307,974,466
C	Trượt giá	%	3	A	2,192,392,340
D	Dự phòng	%	5	A+B	3,653,987,233
<b>Đơn giá trên 1m2 cầu</b>		<b>đ</b>	<b>Tổng mức đầu tư /L</b>		<b>24,422,004</b>

## **CHƯƠNG II: TÍNH TOÁN PHƯƠNG ÁN CẦU LIÊN TỤC.**

### **I. TÍNH TẢI G<sub>1</sub> VÀ G<sub>2</sub>.**

- Khối lượng các lớp phủ mặt cầu, lấy  $g_{md} = 0.35 \text{ T/m}^2$
- Khối lượng của gờ chắn, tính như sau:

$$V = 2x(0.2 + 0.25) \times \frac{0.3}{2} \times 1 = 0.135 \text{ (m}^3/\text{m)}$$

$$g_{gc} = 0.135 \times 2.5 = 0.338 \text{ T/m}$$

⇒ Khối lượng tính tải  $g_2$

$$g_2 = 0.338 + 0.35 \times 12.5 = 4.763 \text{ T/m}$$

- Hợp lực tính toán được theo công thức:

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

Trong đó:

$Q_i$  = tải trọng tiêu chuẩn

$\gamma_i$  = hệ số tải trọng

$\eta_i = 1$  hệ số điều chỉnh

hệ số tải trọng được lấy như sau:

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất

Tải trọng thông xuyên		
DC:cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.9
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải:Hệ số làn m=1, hệ số xung kích (1+IM)=1.25	1.75	1.0

## 2 Tính tải

- Gồm trọng lượng bản thân móng và trọng lượng kết cấu nhịp.

### a. Tính trọng lượng phân nhịp liên tục.

#### ❖ Phân đốt dầm thi công

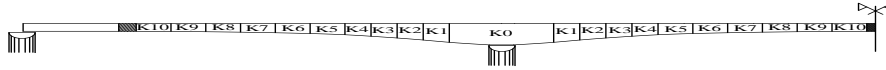
Việc tính toán khối lượng kết cấu nhịp sẽ được thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách tương đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài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

Phân chia các đốt dầm như sau:

- + Khối K<sub>0</sub> trên đỉnh trụ dài 11 m
- + Đốt hợp long Kc dài 2,0m
- + Số đốt trung gian n = 6x3m + 7x4m
- + Khối đúc trên dàn giáo l = 72 - 51.5 - 2 = 18.5m

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

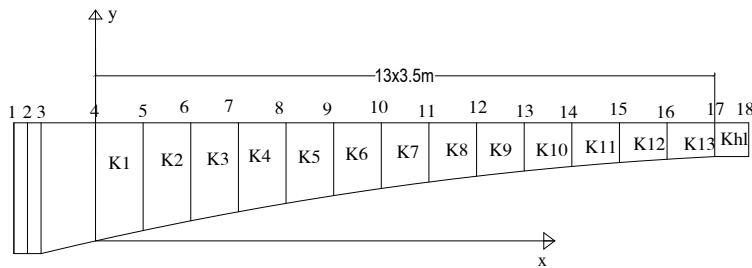




❖ **Xác định ph-ong trình thay đổi cao độ đáy dầm.**

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo ph-ong trình parabol , đỉnh đ-ờng parabol tại mặt cắt giữa nhịp.
- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành .
- Ph-ong trình có dạng:

$$y = \left( \frac{H - h}{L^2} \right) x^2 + h$$



**Sơ đồ phân chia dúc đốt dầm**

- Với L là chiều dài cánh hẫng cong L = 45.5 m .Vậy ph-ong trình đ-ờng cong biên d-ới đáy dầm hộp:

$$Y = \frac{5.8 - 2.5}{45.5^2} X^2 + 2.5 \quad ,m$$

- ❖ Chiều dày bản đáy tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một đoạn X đ-ọc tính theo công thức sau:

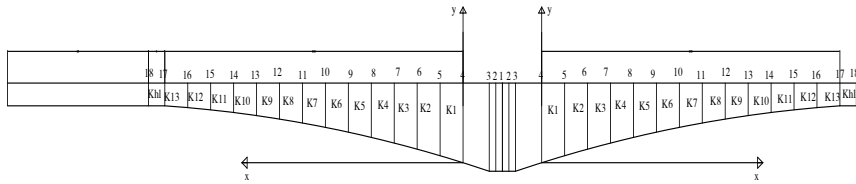
$$y_1 = 0.0016x^2$$

❖ **Xác định ph-ong trình thay đổi chiều dày đáy dầm**

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

$$Y_1 = a_1 X^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{5.8 - 2.5}{50^2} = 1.32 \times 10^{-3} m$$



$$a_1 = \frac{5.8 - 2.5}{50^2} = 1.32 \times 10^{-3} m$$

Bảng 2.1

Thứ tự	Tiết diện	$a_1$	$b_1(m)$	$x(m)$	$h(m)$
1	S0 <sub>a</sub>	0.00132	2.5	50.75	5.8
2	S0 <sub>b</sub>	0.00132	2.5	48	5.5413
3	S1	0.00132	2.5	44.5	5.1139
4	S2	0.00132	2.5	41.5	4.7734
5	S3	0.00132	2.5	38.5	4.4566
6	S4	0.00132	2.5	35.5	4.1635
7	S5	0.00132	2.5	32.5	3.8943
8	S6	0.00132	2.5	29.5	3.6487
9	S7	0.00132	2.5	26	3.3923
10	S8	0.00132	2.5	22	3.1389
11	S9	0.00132	2.5	18	2.9277
12	S10	0.00132	2.5	14	2.7587
13	S11	0.00132	2.5	10	2.632
14	S12	0.00132	2.5	6	2.5475
15	S13	0.00132	2.5	2	2.5053

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

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

- + Với  $b_{d0}$  là bề rộng đáy dầm tại mặt cắt đầu dầm.
- + Với  $b_{di}$  là bề rộng đáy dầm tại mặt cắt i.
- + Với  $H_o$  là chiều cao dầm tại mặt cắt sát trụ (đầu dầm).
- + Với  $H_i$  là chiều cao dầm tại mặt cắt i.
- + Với  $v$  là độ xiên của thành  $=1/5.1$

Tính khối lượng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối lượng = Thể tích x 2.5 T/m<sup>3</sup> (Trọng lượng riêng của BTCT)

Bảng xác định khối lượng các đốt đúc

Bảng 2.4

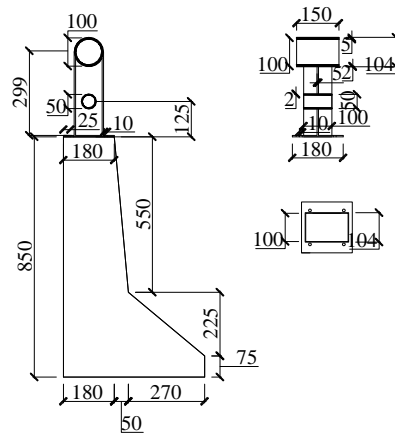
Tên đốt	Tên mặt cắt	X	Chiều cao	Chiều dài	Chiều dày	Chiều rộng	Diện tích	Thể tích	Khối lượng
		(m)	hộp	đốt	bản đáy	bản đáy	mặt cắt tb	V	(T)
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	
1/8K0	S0 <sub>a</sub>	50.75	5.8	1.5	1	5.6	16.76	25.14	62.85
3/8K0	S0 <sub>b</sub>	48	5.5413	4	0.972	5.7015	16.448	65.792	164.48
1/2K1	S1	44.5	5.1139	3	0.923	5.8691	15.918	47.754	119.39
1/2K2	S2	41.5	4.7734	3	0.881	6.0026	15.472	46.416	116.04
1/2K3	S3	38.5	4.4566	3	0.839	6.1268	15.028	45.084	112.71
1/2K4	S4	35.5	4.1635	3	0.797	6.2418	14.594	43.782	109.46
1/2K5	S5	32.5	3.8943	3	0.755	6.3473	14.17	42.51	106.28
1/2K6	S6	29.5	3.6487	3	0.713	6.4436	13.75	41.25	103.13
1/2K7	S7	26	3.3923	4	0.664	6.5442	13.276	53.104	132.76
1/2K8	S8	22	3.1389	4	0.608	6.6436	12.754	51.016	127.54
1/2K9	S9	18	2.9277	4	0.552	6.7264	12.256	49.024	122.56
1/2K10	S10	14	2.7587	4	0.496	6.7927	11.788	47.152	117.88
1/2K11	S11	10	2.632	4	0.44	6.8424	11.348	45.392	113.48
1/2K12	S12	6	2.5475	4	0.384	6.8755	10.938	43.752	109.38
1/2K13	S13	2	2.5053	4	0.328	6.892	10.564	42.256	105.64
KN(hộp long)				2	0.3	6.8941	10.52	21.04	52.6
KT(Đúc trên ĐG)				18.5	0.3	6.8941	10.52	194.62	486.55
Tổng tính cho một nhịp biên				72				905.08	2262.7

Tổng tính cho một nhịp giữa	105				1399.9	3499.7
Tổng tính cho toàn nhịp liên tục	249				3210.1	8025.1

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

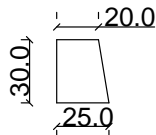
$$V_1 = 3210.2\text{m}^3$$

-Khối lượng lan can, sơ bộ lấy:



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

- $P_{lc} = 0.582(T/m)$   
 $V_{lc} = 0.232375 \times 266 \times 2 = 123.623(\text{m}^3)$   
 $\Rightarrow$  cốt thép lan can:  $m_{lc} = 0.165 \times 123.623 = 20.3978(T)$
- Trọng lượng của gờ chắn :



$$G_{gc} = 0.225 \times 0.3 \times 2.5 = 0.16875T/m.$$

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

$$\Rightarrow$$
 cốt thép gờ chắn :  $m_{gc} = 0.165 \times 17.955 = 2.9625(T)$

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

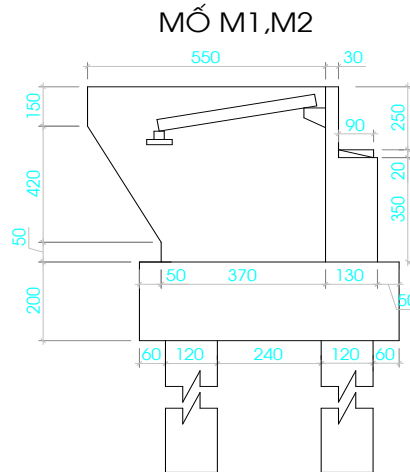
- Bê tông alpha: 5cm;
- Lớp bảo vệ: 3cm;
- Lớp phòng n- ớc: 2cm
- Lớp đệm tạo dốc 2 cm

Trên  $1\text{m}^2$  của kết cấu mặt đ- ờng và phân bố hành lấy sơ bộ :

$$\Rightarrow g_{lp} = 0.12 \times 2.25 \times 11 = 2.97\text{T/m}$$

### I.1 Tính toán khối l- ượng móng mố và trụ cầu

#### a. Móng mố $M_1$ :



- Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh :  $d = 0,5\text{ m}$

$$V_{tc} = 2 \times (3.7 \times 4.45 + 0.5 \times 4.20 \times 1.8 + 1 \times 1.8) \times 0.5 = 20.92\text{ m}^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = 12.5 \times 1.3 \times 2.65 + 0.3 \times 1.8 \times 12.5 = 49.813\text{ m}^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.0 \times 13.0 \times 6.0 = 156\text{ m}^3$$

- Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 0.5 \times 0.4 \times 5 = 0.2\text{ m}^3$$

=> Khối l- ượng 01 mố cầu:

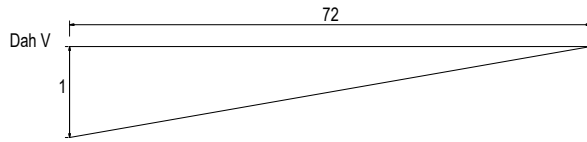
$$V_{mố} = 226.773\text{ m}^3$$

Vậy khối l- ượng của mố  $M_1, M_2$  là :  $V_{mố} = 226.773 \times 2 = 453.546\text{ m}^3$

Trọng l- ượng của mố :  $G_{mố} = 226.773 \times 2.5 = 566.933\text{ T}$

- **Xác định tải trọng tác dụng lên mố:**

Đ- ờng ảnh h- ỡng tải trọng tác dụng lên mố:



- **Tính tải:**

+ Phản lực do kết cấu nhịp+do tải trọng bản thân

$$DC = P_{m\acute{o}} + (6 \times g_{\text{đám}} + g_{\text{bmc}} + g_{\text{lan can}} + g_{\text{dn}} + g_{\text{g\`o ch\`an}}) \times \omega$$

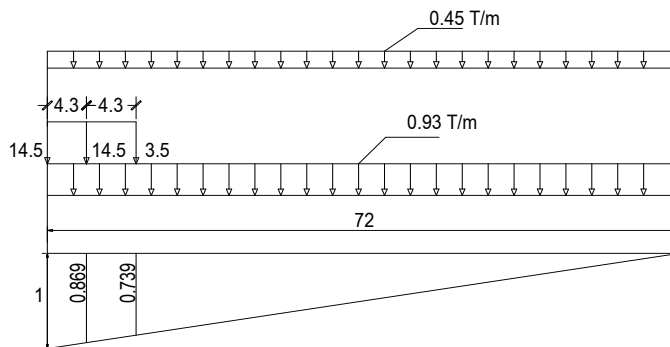
$$= 566.933 + (6 \times 1.831 + 0.65 + 1.14 + 0.302 + 0.595) \times 0.5 \times 72 = 1059.161 \text{ T}$$

+ Phản lực do lớp phủ và lan can.

$$DW = g_{\text{l\`o p ph\`u}} \times \omega = 3.675 \times 0.5 \times 72 = 132.3 \text{ T}$$

- **Hoạt tải:**

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn .



$$LL = n \times m \times \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{\text{lan}} \times \omega$$

$$PL = 2P_{\text{ng-\`oi}} \times \omega$$

Trong đó :

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

IM:lực xung kích của xe, khi tính m\`o tr\`u đ\`ac thì  $(1+IM/100)=1.25$

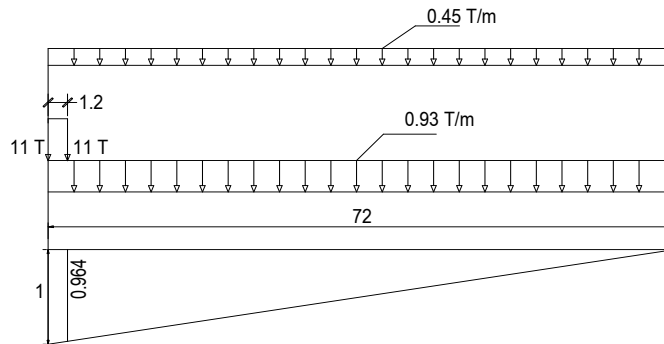
$P_i$  : tải trọng trục xe.

$y_i$ : tung độ đ- ờng ảnh h- ờng.

$\omega$ :diện tích đ- ờng ảnh h- ờng

$W_{\text{lan}}$ ,  $P_{\text{ng-\`oi}}$ : tải trọng làn và tải trọng ng- ời.

$W_{\text{làn}}=0.93 \text{ T/m}$ ,  $P_{\text{ng-ôi}}=0.45 \text{ T/m}$   
 $LL_{\text{xe tải}}=2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.869 + 3.5 \times 0.739) + 2 \times 1.25 \times 0.93 \times 36 = 148.62 \text{ (T)}$   
 $PL = 2 \times 0.45 \times 36 = 32.4 \text{ T}$   
 + Xe tải 2 trục và tải trọng làn .



$LL_{\text{xe tải 2 trục+làn}}=2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.964) + 2 \times 1.25 \times 0.93 \times 16.5 = 92.373 \text{ T}$   
 $PL = 2 \times 0.45 \times 16.5 = 14.85 \text{ T}$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế.

Vậy toàn bộ hoạt tải và tính tải tính toán tác dụng lên bộ mố là:

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ( $\gamma_D=1.25$ )	DW ( $\gamma_W=1.5$ )	LL ( $\gamma_{LL}=1.75$ )	PL ( $\gamma_{PL}=1.75$ )	
P(T)	1059.161	132.3	148.62	32.4	C- ờng độ I 1372.481

• **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:**

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_p = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

- $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$
- $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$
- $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc
- $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc
- $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc ( $\text{T/m}^2$ )

-  $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m<sup>2</sup>)

-  $A_p$  : Diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)

-  $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc (m<sup>2</sup>)

+Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét lẫn cát (có N = 30). Theo Reese và O’Neil (1998) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N.

Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.057 \times 30 = 1.71$  (Mpa) = 171 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 171 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 193.298 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :

+  $S_u$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

+  $\alpha$  : hệ số dính bám

+ Lớp 2 – Sét pha cát  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa)  $\Rightarrow \alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.018 = 9.9 \cdot 10^{-3} \text{ (Mpa)} = 0.99 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc được xác định theo công thức :

+  $q_s = 0.0028 N$  với  $N \leq 53$  (Mpa)

+ Lớp 1 - cát hạt mịn, chặt vừa  $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0784$  (Mpa) = 7.84 (T/m<sup>2</sup>)

+ Lớp 3 - cát pha sét, chặt vừa  $q_s = 0.0014 \times 30 = 0.084$  (Mpa) = 8.4 (T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất:

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
1	12	7.84	56.26	441.078
2	13	9.9	58.228	576.46
3	6	4.24	30.94	131.19
4	4	2.86	22.54	64.46
Tổng	35			1213.188

Từ đó ta có : Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền  $Q_r$



$$Q_r = 0.55 \times 193.298 + 0.65 \times 1213.188 = 894.886 \text{ (T)}$$

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

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí như trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với  $P_n$  = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn.

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \times \{ 0.85 f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 0.85 \times \{ 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \}$$

Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm<sup>2</sup>).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0.85 \times \left( 0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4} \right) = 27654.18 \times 10^3 \text{ (N)}$$

$$\text{Hay } P_v = 2765.418 \text{ (T)}$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là  $[N] = \min (P_v; Q_r) = 746.858 \text{ (T)}$

- **Xác định số lượng cọc trong móng:**

Công thức tính toán:

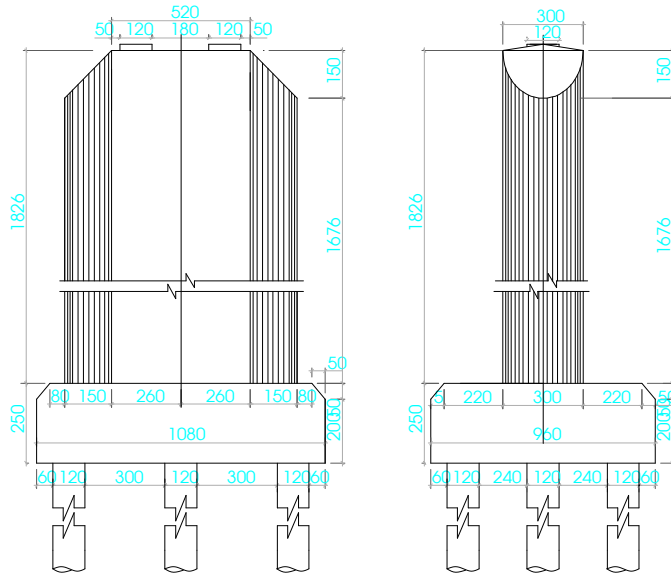
$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{1372.481}{894.886} = 3.08 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 6 cọc (2 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

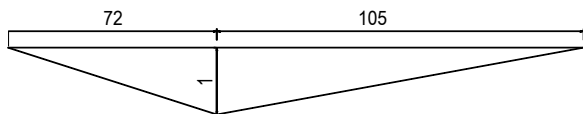
**b. Móng trụ T<sub>1</sub>:**

- **Khối lượng bản thân trụ T<sub>1</sub>:**

TRỤ T3



- Thể tích thân trụ :  $V_{th} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.5^2}{4} \times (16.76 + 0.75) \times 3.0 \times 18.26 \times 5.2 = 315.783 \text{ m}^3$
- Thể tích bệ trụ:  $V_{bệ} = 2 \times 11.2 \times 9.6 + 0.5 \times 10.3 \times 9.1 = 261.905 \text{ m}^3$
- Thể tích đá tảng :  $V_{đt} = 0.5 \times 1 \times 0.2 = 1 \text{ m}^3$
- Tổng thể tích trụ:  $V_{trụ} = 315.783 + 261.905 + 1 = 578.688 \text{ m}^3$
- Khối lượng trụ:  $G_{trụ} = 578.688 \times 2.5 = 1446.720 \text{ T}$
- **Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:**
- Đ- ờng ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên trụ gần đúng có dạng tam giác:



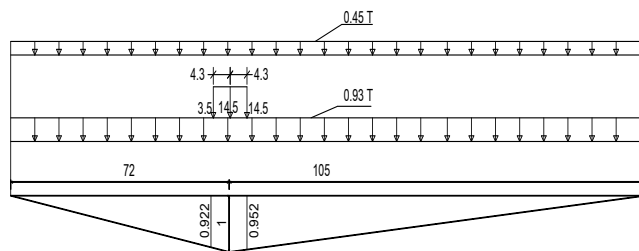
- Tính tải:

$$DC = P_{trụ} + (g_{đam} + g_{lan can} + g_{gờ chân}) \times \omega$$

$$= 1427.520 + (29.589 + 1.14 + 0.669) \times 0.5 \times 177 = 4206.243 \text{ T}$$

$$DW = g_{l\ddot{o}p\text{ph}\ddot{u}} \times \omega = 3.85 \times 0.5 \times 177 = 340.725 \text{ T}$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố nh- sau
  - + Xe tải 3 trục và tải trọng làn ( $A_1$ )
  - + Xe tải 2 trục và tải trọng làn ( $A_2$ )
  - + 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng làn ( $A_3$ )
- Xét tổ hợp tải trọng  $A_1$



- Với tổ hợp  $A_1$  (xe tải thiết kế+tải trọng làn+ng- òi đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng-òì} \times \omega$$

Trong đó

$n$  : số làn xe  $n=2$

$m$  : hệ số làn xe  $m=1$

IM:lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì  $(1+IM/100)=1.25$

$P_i$  : tải trọng trục xe,  $y_i$ : tung độ đ- òng ảnh h- ởng

$\omega$ :diện tích đ- ởng ảnh h- ởng.

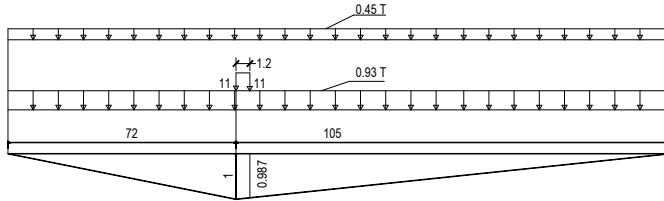
$W_{lan}$ ,  $P_{ng-òì}$ : tải trọng làn và tải trọng ng- òi

$W_{lan}=0.93 \text{ T/m}$ ,  $P_{ng-òì}=0.45 \text{ T/m}$

$$LL_{x\ddot{e}t\ddot{a}i} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.952 + 3.5 \times 0.922) + 2 \times 1 \times 0.93 \times \frac{1}{2} \times 177 = 243.438 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times (177/2) = 79.65 \text{ T}$$

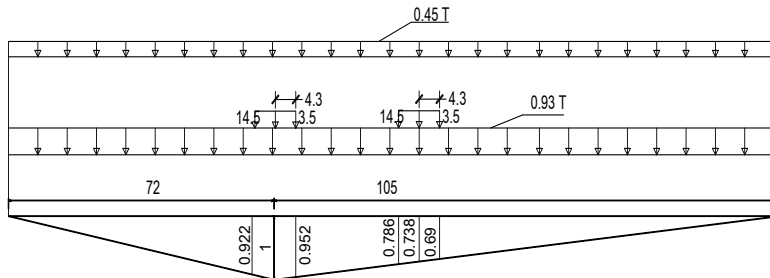
- Xét tổ hợp tải trọng  $A_2$



$$LL_{\text{xe tải 2 trục+lần}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.987) + 2 \times 1 \times 0.93 \times \frac{177}{2} = 219.253 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times (177/2) = 79.65 \text{ T}$$

• Xét tổ hợp tải trọng  $A_3$



$$LL = 0.9x$$

$$x \left[ 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.928 + 3.5 \times 0.952 + 14.5 \times 0.786 + 14.5 \times 0.738 + 3.5 \times 0.69) + 2 \times 1 \times 0.93 \times \frac{177}{2} \right]$$

$$= 304.113 \text{ (T)}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times (177/2) = 79.65 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

Vậy toàn bộ hoạt tải và tĩnh tải tính toán tác dụng lên bộ trụ là:

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ( $\gamma_D=1.25$ )	DW ( $\gamma_W=1.5$ )	LL ( $\gamma_{LL}=1.75$ )	PL ( $\gamma_{PL}=1.75$ )	
P(T)	4206.243	340.725	304.113	79.65	4930.731

• **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:**

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

+  $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$

+  $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$

+  $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc

+  $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc

+  $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (T/m<sup>2</sup>)

+  $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m<sup>2</sup>)

+  $A_p$  : Diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)

+  $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc (m<sup>2</sup>)

- Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét lẫn cát (có N = 30). Theo Reese và O’Neil (1998) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N.

Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.014 \times 30 = 4.16$  (Mpa) = 416 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 416 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 263.298 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :  $S_u$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

•  $\alpha$  : hệ số dính bám

• Lớp 2 – Cát nhỏ chặt vừa  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa)  $\Rightarrow \alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.018 = 9.64 \cdot 10^{-3} \text{ (Mpa)} = 0.964 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc được xác định theo công thức :

▪  $q_s = 0.0028 N$  với  $N \leq 53$  (Mpa)

▪ Lớp 1 - Sét pha xám đen  $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0724$  (Mpa) = 7.24 (T/m<sup>2</sup>)

▪ Lớp 3 - Sét xám ghi  $q_s = 0.0014 \times 30 = 0.0358$  (Mpa) = 3.58 (T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
-----	---------------------------------	---------------------------	-------------------------	-----------

1	8	7.24	56.26	407.322
2	11.0	9.64	58.228	561.318
3	5.0	3.58	30.94	110.765
4	6.0	4.16	22.54	93.766
Tổng	30			1173.172

Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền :

$$Q_r = 0.55 \times 263.298 + 0.65 \times 1173.172 = 907.376 \text{ (kN)}$$

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

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí như trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với  $P_n$  = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm<sup>2</sup>).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 27654.18 \times 10^3 \text{ (N)}.$$

• **Xác định số lượng cọc trong móng:**

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{4930.731}{907.376} = 8.15 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc là 9 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc).

**III. Lập tổng mức đầu tư**

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				(đ)	(đ)
	<b>Tổng mức đầu tư</b>	đ	(A+B+C+D)		<b>85,522,610,297</b>
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		72,476,788,388
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		63,023,294,250
<b>I</b>	<b>Kết cấu phần trên</b>	đ			37,166,655,000
1	Bê tông đầm LT 3 nhịp	m <sup>3</sup>	2367.144	15,000,000	35,507,160,000
2	Bê tông át phan mặt cầu	m <sup>3</sup>	182.875	2,200,000	402,325,000
3	Bê tông lan can	m <sup>3</sup>	238.735	2,000,000	477,470,000
4	Gối dầm liên tục	Cái	4	5,000,000	20,000,000
5	Khe co giãn	khe	40	3,000,000	120,000,000
6	Lớp phòng nước	m <sup>2</sup>	3657.5	120,000	438,900,000
7	ống thoát nước	ống	32	150,000	4,800,000
8	Đèn chiếu sáng	Cột	14	14,000,000	196,000,000
<b>II</b>	<b>Kết cấu phần d- sỏi</b>	đ			18,335,255,250
1	Bê tông mố	m <sup>3</sup>	453.546	2,000,000	907,092,000
2	Bê tông trụ	m <sup>3</sup>	1857.174	2,000,000	3,714,348,000
3	Cốt thép mố	T	33.072	15,000,000	496,080,000
4	Cốt thép trụ	T	170.441	15,000,000	2,556,615,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	1902	5,000,000	9,510,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	1,151,120,250
<b>III</b>	<b>Đ- òng hai đầu cầu</b>				22,643,700,048
1	Đắp đất	m <sup>3</sup>	1482	62,000	91,884,000
2	Móng + mặt đ- òng	m <sup>2</sup>	350	150,000	52,500,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,453,494,138
B	Chi phí khác	%	10	A	7,247,678,839
C	Tr- ợt giá	%	3	A	2,174,303,652
D	Dự phòng	%	5	A+B	3,623,839,419
	<b>Đơn giá trên 1m2 cầu</b>	đ	<b>Tổng mức đầu tư /L</b>		<b>34,332,642</b>

**CH- ONG III:PAIII -THIẾT KẾ SƠ BỘ  
CẦU KHUNG T DẦM ĐEO+ DẦM DẪN**

## I. CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THỦY VĂN

### I.1 Thủy văn:

- Mức n- ớc cao nhất MNCN = -1.220m
- Mức n- ớc thông thuyền MNTN = -12.00 m
- Mức n- ớc thấp nhất MNTN = -900 m
- Khẩu độ thoát n- ớc  $\Sigma L_0 = 240$  m
- L- u l- ợng Q

### I.2 Điều kiện địa chất :

Theo số liệu thiết kế có 4 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan	Hố khoan	Hố khoan	Hố khoan
	1 Km 0	2 Km 0+120	3 Km 0+240	4 Km 0+320
Lớp 1: Sét pha xám đen	12	8	7	10
Lớp 2: Cát nhỏ chặt vừa	13	11	10	14
Lớp 3: Sét xám ghi	6	5	5	6
Lớp 4: Sét lẫn cát	-	-	-	-

## II. CÁC THÔNG SỐ PH- ONG ÁN CẦU

### II.1 Các thông số kỹ thuật cơ bản

Lý trình cầu: từ Km 0+15 đến Km 0+262

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật:

- Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT th- ờng
- Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: B = 50m, H = 7m
- Khổ cầu: B= 10.0 +2x1,5 m
- Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272-05 của Bộ GTVT
- Tải trọng: xe HL93 và ng- ời 300 kg/cm<sup>2</sup>

### II.2 Ph- ơng án dự kiến:

#### II.2.1 Lựa chọn ph- ơng án móng .

Căn cứ vào đặc điểm của các lớp địa chất đ- ợc nghiên cứu, ta đề ra ph- ơng án móng nh- sau:

Ph- ơng án móng cọc khoan nhồi (do kết cấu tầng địa chất dùng cọc ma sát ).

#### a.Ưu điểm:



- Rút bớt đ-ợc công đoạn đúc sẵn cọc, do đó không cần phải xây dựng bãi đúc, lắp dựng ván khuôn. Đặc biệt không cần đóng hạ cọc, vận chuyển cọc từ kho, x-ởng đến công tr-ờng.
- Có khả năng thay đổi các kích th-ớc hình học của cọc để phù hợp với các điều kiện thực trạng của đất nền mà đ-ợc phát hiện trong quá trình thi công.
- Đ-ợc sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng v-ợt qua các ch-ớng ngại vật.
- Tính toàn khối cao, khả năng chịu lực lớn với các sơ đồ khác nhau: cọc ma sát, cọc chống, hoặc hỗn hợp.
- Tận dụng hết khả năng chịu lực theo vật liệu, do đó giảm đ-ợc số l-ợng cọc. Cấu thép chỉ bố trí theo yêu cầu chịu lực khi khai thác nên không cần bố trí nhiều để phục vụ quá trình thi công.
- Không gây tiếng ồn và chấn động mạnh làm ảnh h-ởng môi tr-ờng sinh hoạt chung quanh.
- Cho phép có thể trực tiếp kiểm tra các lớp địa tầng bằng mẫu đất lấy lên từ hố đào.

**b. Nh-ợc điểm:**

- Sản phẩm trong suốt quá trình thi công đều nằm sâu d-ới lòng đất, các khuyết tật dễ xảy ra không thể kiểm tra trực tiếp bằng mắt th-ờng, do vậy khó kiểm tra chất l-ợng sản phẩm.
- Th-ờng đỉnh cọc phải kết thúc trên mặt đất, khó kéo dài thân cọc lên phía trên, do đó buộc phải làm bệ móng ngập sâu d-ới mặt đất hoặc đáy sông, phải làm vòng vây cọc ván tẩm kẽm.
- Quá trình thi công cọc phụ thuộc nhiều vào thời tiết, do đó phải có các ph-ơng án khắc phục
- Hiện tr-ờng thi công cọc dễ bị lấy lợi, đặc biệt là sử dụng vữa sét.

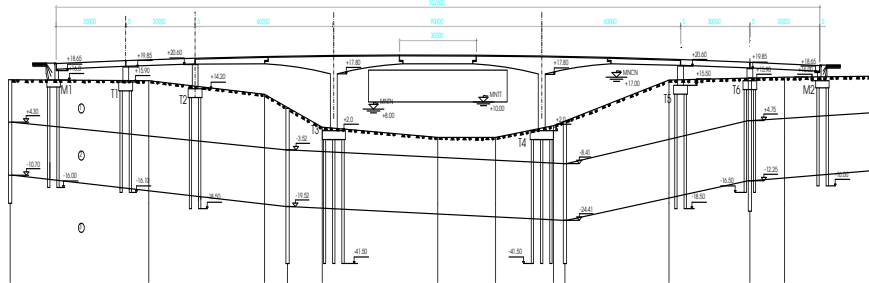
Chọn cọc khoan nhồi giả thiết cho tất cả các ph-ơng án với các yếu tố kỹ thuật chính nh- sau:

- Đường kính cọc:  $D = 1200\text{mm}$ .
- Chiều dài cọc tại mố là 35m.
- Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 30m.

**II.2.2 Lựa chọn kết cấu phần trên.**

**a. Ph-ơng án cầu khung T dầm đeo +dầm dẫn .**

- Sơ đồ kết cấu:  $30 + 55 + 80 + 55 + 30$  m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 dầm là 332.6 m.



Trong đó dầm khung T 3 nhịp ở giữa và dầm dẫn ở hai đầu cầu.

▪ Chiều cao dầm:

- Tại vị trí trụ đ-ợc chọn theo  $H_1 = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l_{nhịp}$ , trong đó  $l_1 = 55$  m,  $l_2 = 80$  m chiều dài

nhịp giữa.  $H_1 = (5.33 \div 4.0) m \Rightarrow$  Vậy chọn  $H = 5.0$  m

- Tại vị trí giữa nhịp đ-ợc chọn theo công thức kinh nghiệm .

$h = \left( \frac{1}{40} \div \frac{1}{60} \right) l_{nhịp}$  và  $h \geq 1.8$  m  $\Rightarrow$  Chọn  $h = 1.8$  m

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

- Chiều cao dầm dẫn và dầm đo  $H_d = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) L_{nhịp}$ . Với chiều dài nhịp là  $L = 30$  m, chọn chiều cao dầm dẫn .

$H_d = 1.6$  m, mặt cắt ngang cầu có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là  $s = 2.6$  m

- Dọc theo nhịp bố trí 5 dầm ngang, 2 dầm ở 2 đầu dầm, 3 dầm ở giữa dầm, khoảng cách giữa các dầm ngang là 6.0 m

▪ Lựa chọn mặt cắt ngang:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph-ong thẳng đứng, tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp

- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm

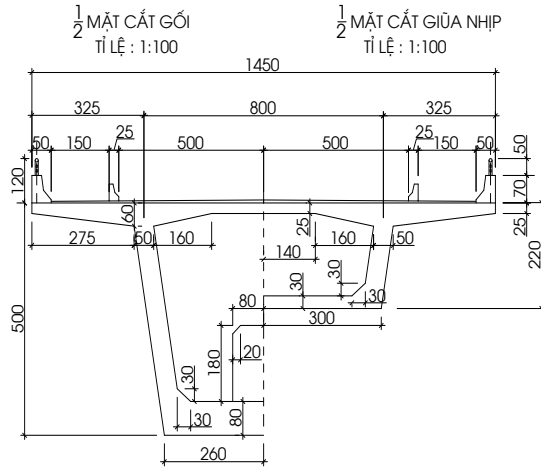
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 60 cm

- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s-ờn 160 cm

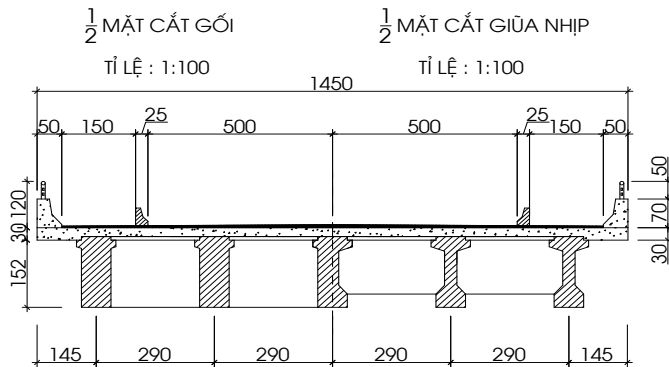
- Chiều dày s-ờn dầm: tại gối: 50 cm

- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ là 80 cm, tại giữa nhịp là 30cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đ-ờng parabol nh- mặt mặt đáy nh- ng  $H=0.8$  m,  $h=0.3$  m

- Phần trên đỉnh trụ đ-ợc thiết kế đặc, bề rộng theo ph-ong ngang là 5.2 m, có để lối đi lại cãng kéo cáp và kích th-ớc 1.8x1.6m, đ-ợc tạo vát 20x20cm trên.



Hình 1 : mặt cắt ngang dầm cầu phân đúc hẫng.



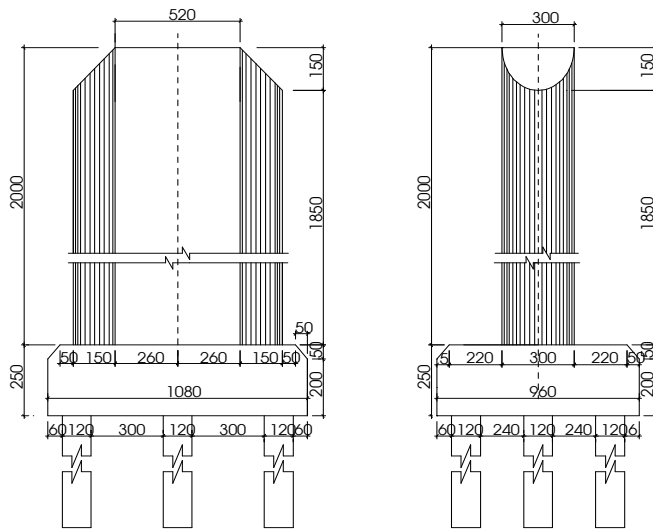
Hình 2 : mặt cắt ngang cầu phân nhịp dẫn

- Cấu tạo mặt cầu:
  - Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
  - Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:
    - + Lớp bê tông atfan: 5cm;
    - + Lớp bảo vệ : 4cm;
    - + Lớp phòng n-ớc : 1cm;
    - + Đệm xi măng : 1cm;
    - + Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

### II.2.3 Lựa chọn kết cấu phần d- ới

▪ Cấu tạo trụ:

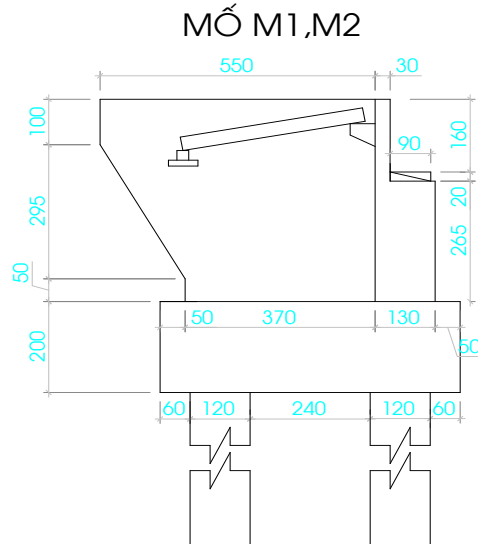
- Thân trụ rộng 3 m theo ph- ơng dọc cầu và 8.2 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính  $R = 1.5$  m.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 9.6 m theo ph- ơng ngang cầu, 10.8 m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, chiều dài cọc giả thiết là 35m.



Hình 3: Cấu tạo trụ cầu đúc hằng

▪ Cấu tạo móng:

- Dạng móng có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0 m, dài 12 m đ- ợc đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120 cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, chiều dài cọc là 30m



### III. BIỆN PHÁP THI CÔNG:

#### III.1.1 Thi công móng cầu.

**B- ớc 1 :** San ủi mặt bằng, định vị tim móng.

**B- ớc 2 :** Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng móng.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dụng cụ giàn khoan .
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng thép, đổ bê tông cọc.
- Thi công t- ờng tự cho các cọc tiếp theo.

**B- ớc 3 :** Đào đất hố móng

- Dùng máy xúc kết hợp với thủ công đào đất hố móng đến cao độ thiết kế.
- Đặt máy bơm hút n- ớc hố móng(nếu có) đồng thời đặt khung chống cọc ván thép.
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi, đập đầu cọc.

**B- ớc 4:** Thi công bệ móng, thân móng, t- ờng cánh .

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hố móng, đổ bê tông lót dày 10cm..

- Dựng ván khuôn,lắp đặt cốt thép,bổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông.
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, bổ bê tông xà mũ, t-ờng đỉnh, t-ờng cánh.

**B- ớc 5 :** Hoàn thiện móng.

- Đắp đất sau móng, lắp đặt bản dẫn, xây chân khay, tứ nón.
- Hoàn thiện móng cầu.

### **III.1.2 Thi công trụ .**

**B- ớc 1 :** Xác định chính xác vị trí tim cọc ,tim đài .

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ cầu.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dựng giàn khoan.

**B- ớc 2 :** Thi công cọc khoan nhồi.

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

**B- ớc 3 :** Thi công vòng vây cọc ván.

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài.
- Sờ và đóng cọc đến độ sâu thiết kế.
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế.

**B- ớc 4 :** Thi công bệ móng.

- Đổ bê tông bịt đáy, hút nước hố móng .
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng.

**B- ớc 5:** Thi công thân trụ.

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông thân trụ.

**B- ớc 6:** Hoàn thiện trụ.

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn.
- Giải phóng lòng sông.

### **III.1.3 Thi công kết cấu nhịp.**

**B- ớc 1 :** T- ơng tự nh- thi công cầu liên tục .

Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ và thi công phân nhịp dẫn hai đầu cầu bằng lao kéo dọc

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Lắp dựng giá 3 chân để lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh d- ứng lực
- Khi bê tông đạt c-ờng độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

**B-ớc 2 :** Đúc hẫng cân bằng .

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ c-ờng độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

**B-ớc 3 :** Thi công dầm đeo biên

- Căn chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trắc dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DUL tạm thời
- Khi bê tông đủ c-ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

**B-ớc 4 :** Thi công dầm đeo nhịp chính.

- Căn chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trắc dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DUL tạm thời
- Khi bê tông đủ c-ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

**B-ớc 5 :** Hoàn thiện cầu.

Hoàn thiện cầu: thi công lan can, đ-ờng bộ hành, cột điệnvv...

## **IV. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI L- ỢNG CÔNG TÁC VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU T-**

### **IV.1 Các căn cứ lập tổng mức đầu t- :**

- Căn cứ vào hồ sơ báo cáo nghiên cứu khả thi cầu Sông H- ợng do Trung tâm T- vấn lập tháng 2 năm 2009.
- Căn cứ vào quyết định số 1242/1998/QĐ-BXD ngày 25 tháng 11 năm 1998 của Bộ xây dựng về việc ban hành “Định mức dự toán xây dựng cơ bản”
- Căn cứ vào Quyết định số 1260/1998/QĐ-BXD ngày 28/11/1998 của Bộ xây dựng về việc ban hành “Bảng dự toán ca máy và thiết bị xây dựng”.

- Căn cứ Thông t- số 03/2001/TT-BXD ngày 13 tháng 2 năm 2001 h- ớng dẫn điều chỉnh dự toán công trình xây dựng cơ bản. Căn cứ vào quyết định số 15/200/QĐ-BXD ngày 20/04/2001 của Bộ tr- ớng Bộ xây dựng về việc ban hành Định mức chi phí T- vấn đầu t- và Xây dựng.
- Căn cứ vào quyết định số 12/200/QĐ-BXD ngày 20/07/2001 của Bộ tr- ớng Bộ xây dựng về việc ban hành Định mức chi phí thiết kế công trình xây dựng.

#### **IV.2 Tình toán ph- ớng án cầu khung T dầm đeo+ dầm dẫn.**

##### **IV.2.1 Tình tải $g_1$ và $g_2$ .**

- Khối l- ợng lớp phủ mặt cầu, lấy  $g_{md} = 0.35 \text{ T/m}^2$
- Khối l- ợng của gờ chắn, tính nh- sau:

$$V = 2 \times (0.2 + 0.25) \times \frac{0.3}{2} \times 1 = 0.135 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

$$g_{gc} = 0.135 \times 2.5 = 0.338 \text{ T/m}$$

⇒ Khối l- ợng tính tải  $g_2$

$$g_2 = 0.338 + 0.35 \times 12.5 = 4.735 \text{ T/m}$$

- Hợp lực tính toán đ- ợc theo công thức:

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

Trong đó:

$Q_i$  = tải trọng tiêu chuẩn

$\gamma_i$  = hệ số tải trọng

$\eta_i = 1$  hệ số điều chỉnh

hệ số tải trọng đ- ợc lấy nh- sau:

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng th- ờng xuyên		
DC:cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.9
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải:Hệ số làn m=1, hệ số xung kích (1+IM)=1.25	1.75	1.0

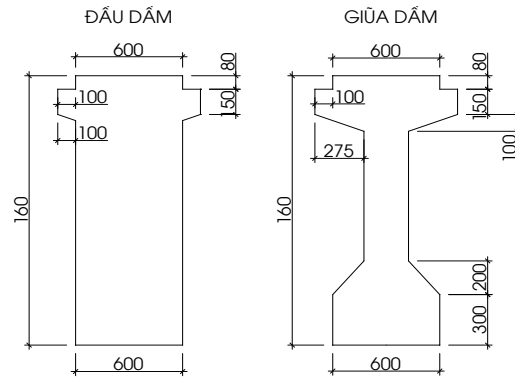
##### **IV.2.2 Tình tải**

Gồm trọng l- ợng bản thân mố và trọng l- ợng kết cấu nhịp.

##### **a. Trọng l- ợng kết cấu nhịp dẫn và dầm đeo:**

- Do trọng l- ợng bản thân dầm đúc tr- ớc:





$$F_{l/2} = 1.6 \times 0.25 + 2 \times (0.175 \times 0.3) + 2 \times 0.5 \times 0.175 \times 0.2 + 2 \times 0.24 \times 0.287 = 0.68 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$F_{goi} = 0.6 \times 1.6 + 2 \times 0.1 \times 0.17 = 0.994 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Thể tích của dầm dẫn:

$$V_{dl} = 2F_{goi} \times 2 + 2 \left( \frac{F_{goi} + F_{l/2}}{2} \right) + 24F_{l/2} = 2 \times 0.994 \times 2 + 2 \times \left( \frac{0.994 + 0.68}{2} \right) + 24 \times 0.68 = 21.97 \text{ m}^3$$

$$g_{dch} = \frac{\left[ F_{l/2} \times (6 - 6) + 2 \times F_{goi} \times 2 + 2 \times \frac{(F_{l/2} + F_{goi})}{2} \times 1 \right] \gamma_c}{L}$$

$$= \frac{\left[ 0.68 \times (6 - 6) + 2 \times 0.994 \times 2 + 2 \times \frac{(0.68 + 0.994)}{2} \times 1 \right] 2.5}{30} = 1.831 \text{ (T/m)}$$

- Do tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$V_{ban+td} = 12 \times 0.2 + 5 \times 0.08 \times 1.8 = 3.12 \text{ m}^3/\text{m}$$

Trọng lượng tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$g_{ban+td} = \frac{3.12 \times 2.5}{12} = 0.65 \text{ T/m}$$

- Do dầm ngang :

$$g_n = (H - H_b - 0.25) \times (s - b_w) \times \left( \frac{b_w}{L_1} \right) \times \gamma_c$$

Trong đó:

$$L_1 = \frac{L}{n} = \frac{30}{5} = 6 \text{ (m)}$$

L1: Khoảng cách giữa 2 dầm ngang.

L : chiều dài dầm chủ.

n : số dầm ngang.

$$\Rightarrow g_n = (1.8 - 0.2 - 0.25) \times (2.4 - 0.25) \times (0.25/6) \times 2.5 = 0.302 \text{ (T/m)}$$

Thể tích của dầm ngang:

$$V_{dn} = (1.8 - 0.2 - 0.25)(2.4 - 0.25)(0.25/6) = 0.121 \text{ m}^3$$

- Khối l- ợng lan can, sơ bộ lấy:

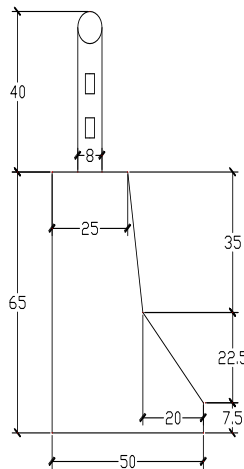
Thể tích của lan can:

$$V_{lc} = 0.25 \times 0.65 + 0.5 \times 0.35 \times 0.05 + 0.05 \times 0.225 + 0.5 \times 0.2 \times 0.225 + 0.25 \times 0.075 \\ = 0.224 \text{ m}^3$$

Trọng l- ợng của lan can:  $g_{blc} = V_{lc} \times 2.5 = 0.224 \times 2.5 = 0.56 \text{ T/m}$

Lấy sơ bộ khối l- ợng của tay vịn trên lan can là :  $0.01 \text{ T/m}$

Vậy khối l- ợng của lan can là:  $g_{lc} = 0.56 + 0.01 = 0.57 \text{ T/m}$



- Trọng l- ợng của gờ chắn :

$$\text{Thể tích của gờ chắn bánh là: } V = 2x \left[ \frac{0.25 + 0.3}{2} \times 0.35 + \frac{0.075 + 0.3}{2} \times 0.2 \right] \times 1 = 0.2675$$

( $\text{m}^3/\text{m}$ )

Trọng l- ợng của gờ chắn bánh là :  $g_{cx} = 0.2675 \times 2.5 = 0.669 \text{ T/m}$ .

- Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp: Bê tông alpha: 5cm;

Lớp bảo vệ: 4cm;

Lớp phòng n- ớc: 1cm

Đệm xi măng : 1cm

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 1.2 cm

Trên  $1\text{m}^2$  của kết cấu mặt đ- ờng và phân bố hành lấy sơ bộ :  $g = 0.35 \text{ T/m}^2$

$$\Rightarrow g_{lp} = 0.35 \times 14.5 = 5.075 \text{ T/m}$$

**b. Tính trọng l- ợng phần khung T.**

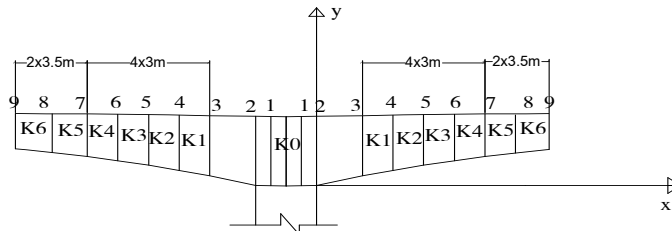
**b.1 Phân đốt dầm thi công**

- Chọn chiều dài đốt  $K_0$  đúc trên đỉnh trụ có chiều dài là 12 m.
- Chia đoạn thi công thành 11 đốt có chiều dài mỗi đốt như sau:  
Chiều dài các đốt  $K_1, K_2, K_3, K_4, K_5$ , có chiều dài là 3 m,  $K_6$  có chiều dài là 4m.

**b.2 Xác định ph-ong trình thay đổi cao độ đáy dầm.**

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo ph-ong trình parabol, đỉnh đ-ờng parabol tại mặt cắt giữa nhịp.
- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành.
- Ph-ong trình có dạng:

$$y = \left(\frac{H-h}{L^2}\right)x^2 + h$$



Với  $H = 5.0 \text{ m}$ ,  $h = 1.8 \text{ m} \Rightarrow$  ta có ph-ong trình sau:

- Với  $L$  là chiều dài cánh hẫng cong  $L = 26 \text{ m}$ . Vậy ph-ong trình đ-ờng cong biên d-ới đáy dầm hộp:

$$Y = \frac{5.0 - 1.8}{26.5^2} X^2 + 1.8 \text{ ,m}$$

- ❖ Chiều dày bản đáy tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một đoạn  $X$  đ-ọc tính theo công thức sau:

$$y_1 = 0.00467 x^2$$

- ❖ **Xác định ph-ong trình thay đổi chiều dày đáy dầm**

- Tính toán t-ong tự ta có ph-ong trình thay đổi chiều dày đáy dầm như sau :

$$y_2 = 0.000615 x^2 + 0.8$$

$$Y = \frac{0.8 - 0.3}{26.5^2} X^2 + 0.3 \text{ ,m}$$

- ❖ Tính chiều cao từng đốt đáy dầm hộp biên ngoài theo đ-ờng cong có ph-ong trình là:

$$h = a_1 X^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{5.5-1.8}{26.5^2} = 4.67 \times 10^{-3}, b_1 = 1.8 \text{ m}$$

❖ Tính chiều dày bản đáy theo đường cong có phương trình là:

$$h = a_2 X^2 + b_2$$

$$a_2 = \frac{0.8-0.3}{26.5^2} = 0.615 \times 10^{-3}, b_2 = 0.3 \text{ m.}$$

**Bảng tính toán các kích thước cơ bản của mặt cắt đầm chủ**

Tên mặt cắt	x (m)	Y1 (m)	Y2 (m)	$h_{\text{đầm}}$ (m)	$t_d$ (m)	b (m)
1	0.0	0.00	0.80	5.00	0.80	5.10
2	1.5	0.00	0.80	5.00	0.80	5.10
3	6.0	0.03	0.83	4.90	0.75	5.16
4	9.0	0.09	0.87	4.60	0.67	5.32
5	12.0	0.17	0.95	4.40	0.55	5.48
6	15.0	0.29	1.04	3.60	0.47	5.64
7	18.0	0.43	1.16	3.40	0.42	5.80
8	21.5	0.63	1.33	2.80	0.35	5.96
9	25.0	0.88	1.53	2.20	0.3	6.0

Trong đó :

- +  $Y_1$  : cao độ đường cong đáy đầm.
- +  $Y_2$  : cao độ đường cong thay đổi chiều dày bản đáy đầm.
- +  $h_{\text{đầm}}$  : Chiều cao của đầm đúc hằng.
- +  $t_d$  : Chiều dày bản đáy.
- +  $b$  : Chiều rộng đáy hộp.

Tính khối lượng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối lượng = Thể tích x  $2.5 \text{ T/m}^3$  (Trọng lượng riêng của BTCT)

Bảng tính toán xác định thể tích các khối đúc hằng

STT	Tên đốt	Tên mặt cắt	Chiều dài đốt(cm)	X(m)	Chiều cao hộp(cm)	Chiều dày bản đáy	Chiều dày s- ờn	Chiều rộng bản đáy	Diện tích mặt cắt	Thể tích V
1	K0	0		0.0	5.00	0.80	0.5	5.10	33.010	0
2	K0	1	1.5	1.5	5.00	0.80	0.5	5.10	12.981	49.515
3	K0	2	4.5	6.0	4.90	0.75	0.5	5.16	12.966	58.379
4	K1	3	3.0	9.0	4.60	0.67	0.5	5.32	12.882	38.772
5	K2	4	3.0	12.0	4.40	0.55	0.5	5.48	12.756	37.458
6	K3	5	3.0	15.0	3.60	0.47	0.5	5.64	12.580	34.004
7	K4	6	3.0	18.0	3.40	0.42	0.5	5.80	12.366	32.419
8	K5	7	3.5	21.5	2.80	0.35	0.5	5.96	12.059	31.743
9	K6	8	3.5	25.0	2.20	0.3	0.5	6.0	11.683	28.548
Tổng cộng thể tích (m <sup>3</sup> )										<b>475.34</b>

+ Thể tích bê tông 1/2 phần nhịp đúc hẫng là:  $V_{lt} = 475.34 \text{ m}^3$

+ Thể tích của toàn bộ phần khung T:  $V_{đh} = 475.34 \times 4 = 1901.36 \text{ m}^3$

=> Tổng thể tích phần khung T + dầm đeo:

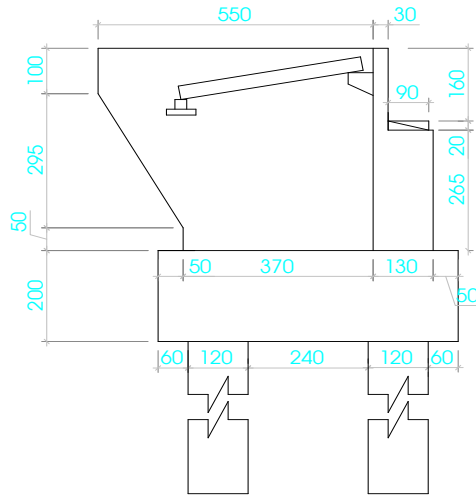
$$V_{lt} = 1901.36 + 21.97 \times 15 = 2230.91 \text{ m}^3$$

Khối l- ượng phần cầu khung T :  $G_{lt} = \frac{2230.9 \times 2.5}{30 + 55 + 80 + 55 + 30} = 22.31 \text{ T/m}$

#### IV.2.3 Tính toán khối l- ượng móng móng và trụ cầu

##### a. Khối l- ượng móng:

MỐ M1,M2



- Thể tích t- òng cánh:

Chiều dày t- òng cánh :  $d = 0,5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2 \times (3,7 \times 4,45 + 0,5 \times 2,95 \times 1,8 + 1 \times 1,8) \times 0,5 = 20,92 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = 14,5 \times 1,3 \times 2,65 + 0,3 \times 1,8 \times 14,5 = 57,783 \text{ m}^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2,0 \times 13,0 \times 6,0 = 156 \text{ m}^3$$

- Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0,2 \times 0,5 \times 0,4 \times 5 = 0,2 \text{ m}^3$$

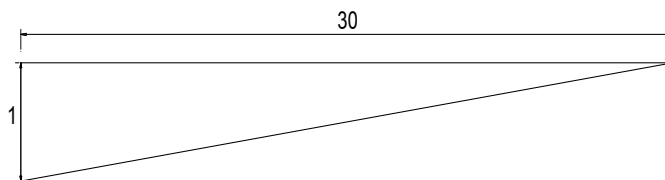
=> Khối l- ợng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = 226,773 \text{ m}^3$$

Vậy khối l- ợng của mố M1,M2 là :  $V_{mố} = 226,773 \times 2 = 453,546 \text{ m}^3$

Trọng l- ợng của mố :  $G_{mố} = 226,773 \times 2,5 = 566,933 \text{ T}$

Đ- òng ảnh h- ớng tải trọng tác dụng lên mố:



- Tính tải:

$$DC = P_{mố} + (6 \times g_{dám} + g_{bmc} + g_{lan \text{ can}} + g_{dn} + g_{gờ \text{ chân}}) \times \omega$$

GVHD: THS. PHẠM VĂN TOÀN

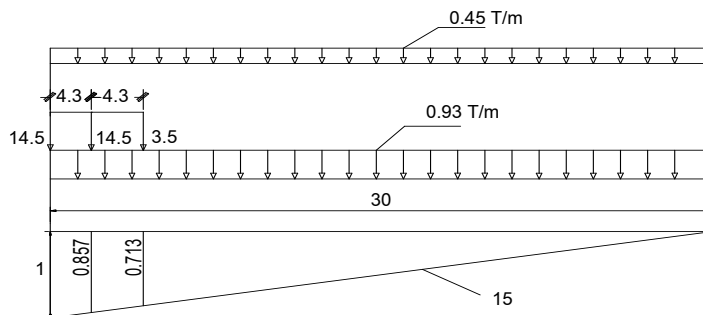
SVTH: NGUYỄN VĂN DUY

$$= 493.163 + (6 \times 1.831 + 0.65 + 1.14 + 0.302 + 0.595) \times 0.5 \times 30 = 698.258 \text{ T}$$

$$DW = g_{\text{lốpphủ}} \times \omega = 3.675 \times 0.5 \times 30 = 55.125 \text{ T}$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mỗi nhịp sau
  - + Xe tải 3 trục và tải trọng làn ( $A_1$ )
  - + Xe tải 2 trục và tải trọng làn ( $A_2$ )

- Xét tổ hợp tải trọng  $A_1$



- Với tổ hợp  $A_1$  (xe tải thiết kế + tải trọng làn + ng- ời đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{\text{làn}} \times \omega$$

$$PL = 2P_{\text{ng- ời}} \times \omega$$

Trong đó

$n$  : số làn xe  $n=2$

$m$  : hệ số làn xe  $m=1$

IM: lực xung kích của xe, khi tính mỗi trục đặc thì  $(1+IM/100)=1.25$

$P_i$  : tải trọng trục xe,  $y_i$ : tung độ đ- ờng ảnh h- ởng

$\omega$ : diện tích đ- ờng ảnh h- ởng

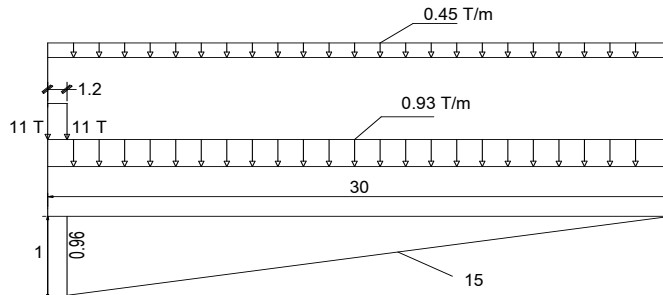
$W_{\text{làn}}, P_{\text{ng- ời}}$ : tải trọng làn và tải trọng ng- ời

$W_{\text{làn}}=0.93 \text{ T/m}, P_{\text{ng- ời}}=0.45 \text{ T/m}$

$$LL_{\text{xet\ tai}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.857 + 3.5 \times 0.713) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 15 = 86.744 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 15 = 13.5 \text{ T}$$

- Xét tổ hợp tải trọng  $A_2$



$$LL_{\text{xe tải 2 trục+làn}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.96) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 15 = 71.02 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 15 = 13.15 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp HL đ- ọc chọn làm thiết kế

Vậy toàn bộ hoạt tải và tính tải tính toán tác dụng lên bộ móng là:

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ( $\gamma_b=1.25$ )	DW ( $\gamma_w=1.5$ )	LL ( $\gamma_{LL}=1.75$ )	PL ( $\gamma_{PL}=1.75$ )	
P(T)	698.258	55.125	86.744	13.15	C- ờng độ I
					1130.325

• **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:**

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

-  $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$

-  $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$

-  $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc

-  $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc

-  $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc ( $T/m^2$ )

-  $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc ( $T/m^2$ )

-  $A_p$  : Diện tích mũi cọc ( $m^2$ )

-  $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc ( $m^2$ )

+Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  ( $T/m^2$ ) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – Sét lẫn cát (có  $N = 30$ ). Theo Reese và O'Neil (1998) có thể

- ớc tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT , N.



Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.057 \times 30 = 1.71$  (Mpa) = 171 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 171 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 193.298 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :

+  $S_u$  : C- ờng độ kháng cắt không thoát n- ớc trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

+  $\alpha$  : hệ số dính bám

+ Lớp 2 – Cát nhỏ chặt vừa  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa) =>  $\alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.018 = 9.9 \cdot 10^{-3} \text{ (Mpa)} = 0.99 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc đ- ọc xác định theo công thức :

+  $q_s = 0.0028 N$  với  $N \leq 53$  (Mpa)

+ Lớp 1 - Sét pha xám đen, chặt vừa  $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0784$  (Mpa) = 7.84 (T/m<sup>2</sup>)

+ Lớp 3 - Sét xám ghi, chặt vừa  $q_s = 0.0028 \times 30 = 0.084$  (Mpa) = 8.4 (T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A^s$ (m <sup>2</sup> )	$Q^s$ (T)
1	12	7.84	56.26	441.078
2	13	9.9	58.228	576.46
3	6	4.24	30.94	131.19
4	4	2.86	22.54	64.46
Tổng	35			1213.188

Từ đó ta có : Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền  $Q_r$

Từ đó ta có : Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền  $Q_r$

$$Q_r = 0.55 \times 193.298 + 0.65 \times 868.679 = 670.955 \text{ (T)}$$

- Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí như trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n .$$

Với  $P_n$  = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn.

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \times \{ 0.85 \times f_c' \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 0.85 \cdot \{ 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \}$$

.Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc ( $\text{mm}^2$ ).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 27654.18 \times 10^3 (\text{N}).$$

$$\text{Hay } P_v = 2765.418 (\text{T}).$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là :

$$[N] = \min ( P_v ; Q_r ) = 670.955 (\text{T})$$

- **Xác định số lượng cọc trong móng:**

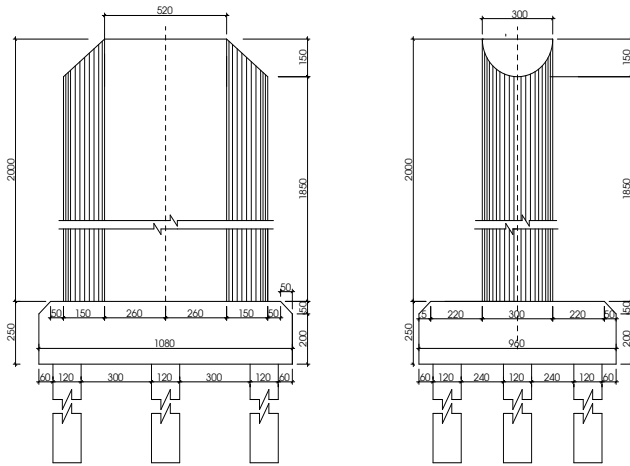
Công thức tính toán:

$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{1213.188}{670.955} = 3.62 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 6 cọc (2 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

**b. Móng trụ T<sub>3</sub>:**

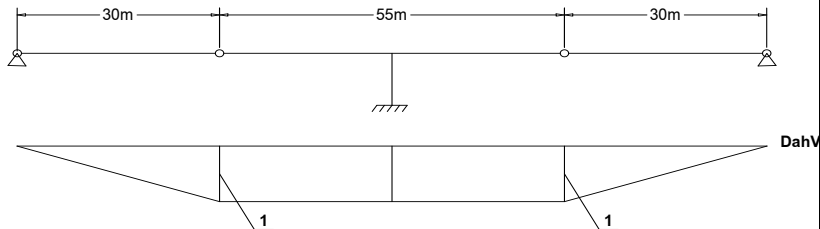
- **Khối lượng bản thân trụ T<sub>3</sub>:**



- Thể tích thân trụ :  $V_{th} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.5^2}{4} \times (18.50 + 0.75) \times 3.0 \times 20.00 \times 5.2 = 346 \text{ m}^3$
- Thể tích bệ trụ:  $V_{bệ} = 2 \times 10.8 \times 9.6 + 0.5 \times 10.3 \times 9.1 = 254.225 \text{ m}^3$
- Tổng thể tích trụ:  $V_{trụ} = 346 + 254.225 = 600.225 \text{ m}^3$
- Khối l- ượng trụ:  $G_{trụ} = 600.225 \times 2.5 = 1500.56 \text{ T}$

• **Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:**

- Đ- ờng ảnh h- ưởng tải trọng tác dụng lên trụ gần đúng có dạng tam giác:



- Tính tải:

$$DC = P_{trụ} + (g_{đam} + g_{lan can} + g_{gờ chân}) \times \omega$$

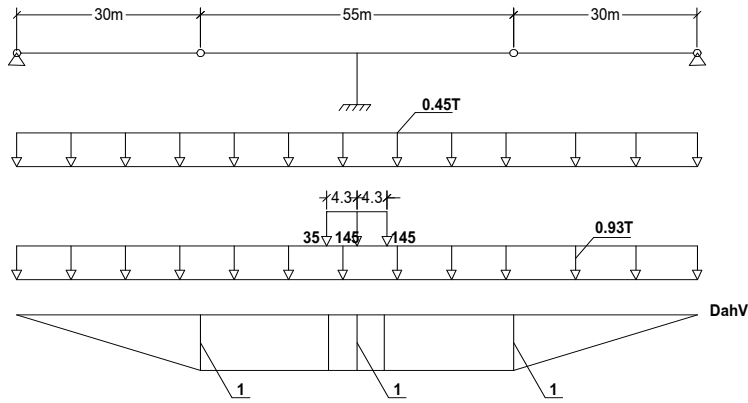
$$= 1500.56 + (29.589 + 1.14 + 0.669) \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 4200.788 \text{ T}$$

$$DW = g_{lốp phũ} \times \omega = 3.85 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 327.25 \text{ T}$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố nh- sau
  - + Xe tải 3 trục và tải trọng làn ( $A_1$ )
  - + Xe tải 2 trục và tải trọng làn ( $A_2$ )

+ 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng làn (A<sub>3</sub>)

• Xét tổ hợp tải trọng A<sub>1</sub>



- Với tổ hợp A<sub>1</sub> (xe tải thiết kế+tải trọng làn+ng- ời đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng- ời} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

IM:lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì  $(1+IM/100)=1.25$

P<sub>i</sub> : tải trọng trục xe, y<sub>i</sub>: tung độ đ- ờng ảnh h- ởng

ω:diện tích đ- ởng ảnh h- ởng.

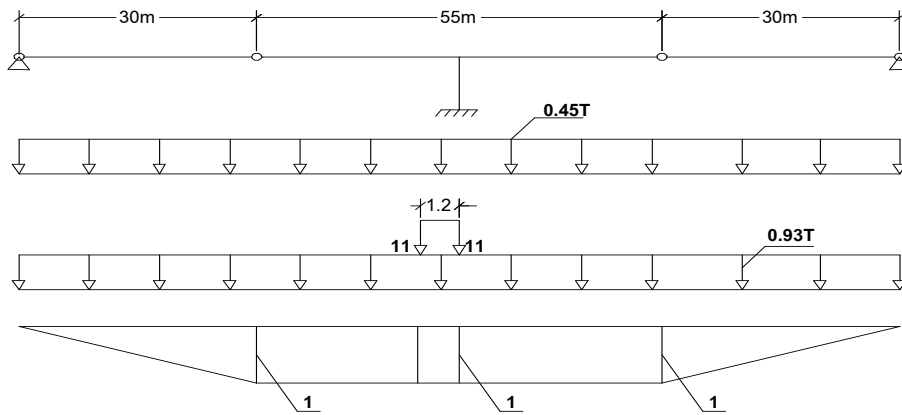
W<sub>lan</sub>, P<sub>ng- ời</sub>: tải trọng làn và tải trọng ng- ời

W<sub>lan</sub>=0.93 T/m, P<sub>ng- ời</sub>=0.45 T/m

$$LL_{xctai} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 1 + 3.5 \times 1) + 2 \times 0.93 \times 1 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 248.65 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 81 \text{ T}$$

• Xét tổ hợp tải trọng A<sub>2</sub>

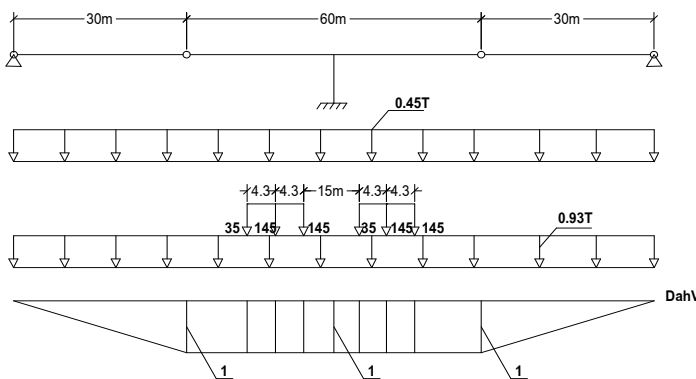


DahV

$$LL_{xe \text{ tải 2 trục+làn}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 1) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 222.4 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 81 \text{ T}$$

- Xét tổ hợp tải trọng  $A_3$



DahV

$$LL_{xet\ai} = 0.9 \times [2 \times 1 \times 1.25 \times \{(14.5 \times 1 + 14.5 \times 1 + 3.5 \times 1) + (14.5 \times 1 + 14.5 \times 1 + 3.5 \times 1)\} + 2 \times 0.93 \times 1 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1)] = 296.91 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times (0.5 \times 30 \times 1 \times 2 + 55 \times 1) = 81 \text{ T}$$

Vậy toàn bộ hoạt tải và tĩnh tải tính toán tác dụng lên bộ trụ là:

Nội lực	Nguyên nhân	Trạng thái giới hạn

	DC ( $\gamma_D=1.25$ )	DW ( $\gamma_W=1.5$ )	LL ( $\gamma_{LL}=1.75$ )	PL ( $\gamma_{PL}=1.75$ )	C-ờng độ I
P(T)	4200.788	327.25	296.91	81	4905.948

• **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c-ờng độ đất nền:**

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

+  $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$

+  $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$

+  $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc

+  $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc

+  $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (T/m<sup>2</sup>)

+  $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m<sup>2</sup>)

+  $A_p$  : Diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)

+  $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc (m<sup>2</sup>)

- Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – cát pha sét (có  $N = 30$ ). Theo Reese và O’Niel (1998) có thể

-ớc tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT,  $N$ .

Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.057 \times 30 = 1.71$  (Mpa) = 171 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 171 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 193.298 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :  $S_u$  : C-ờng độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

•  $\alpha$  : hệ số dính bám

• Lớp 2 – Sét pha cát  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa)  $\Rightarrow \alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.535 \times 0.018 = 0.0964 \text{ (Mpa)} = 9.64 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc đ-ợc xác định theo công thức :

$$\blacksquare q_s = 0.0028 N \text{ với } N \leq 53 \text{ (Mpa)}$$

- Lớp 1 - cát hạt mịn, chặt vừa  $q_s = 0.00258 \times 28 = 0.0724$  (Mpa) = 7.24 (T/m<sup>2</sup>)
- Lớp 3 - cát pha sét, chặt vừa  $q_s = 0.0028 \times 30 = 0.0358$  (Mpa) = 3.58 (T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A_s$ (m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
1	8	7.24	56.26	407.322
2	11.0	9.64	58.228	561.318
3	5.0	3.58	30.94	110.765
4	6.0	4.16	22.54	93.766
Tổng	30			1173.172

Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền :

$$Q_r = 0.55 \times 193.298 + 0.65 \times 1173.172 = 868.876 \text{ (T)}$$

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

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đ- ợc bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì c- ờng độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với  $P_n$  = C- ờng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : C- ờng độ quy định của bê tông và c- ờng độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm<sup>2</sup>).

Với vật liệu và kích th- ớc đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 27654.18 \times 10^3 \text{ (N)}.$$

Hay  $P_v = 2765.418$  (T).

- **Xác định số lượng cọc trong móng:**

Công thức tính toán:

$$n = 1.5x \frac{P_r}{N_c} = 1.5x \frac{4905.948}{868.876} = 8.47 \text{ cọc} \Rightarrow \text{Vậy ta chọn số lượng cọc trong một trụ}$$

là 9 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc).

### III. Lập tổng mức đầu tư

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				(đ)	(đ)
	<b>Tổng mức đầu tư</b>	đ	(A+B+C+D)		<b>88,166,924,593</b>
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		72,714,704,298
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		63,230,177,650
<b>I</b>	<b>Kết cấu phần trên</b>	đ			<b>41,123,995,000</b>
1	Bê tông dầm khung T	m <sup>3</sup>	1821.35	15,000,000	27,320,250,000
2	Bê tông dầm dẫn+dầm đeo	m <sup>3</sup>	786.95	15,000,000	11,804,250,000
3	Bê tông át phan mặt cầu	m <sup>3</sup>	182.875	2,200,000	402,325,000
4	Bê tông lan can	m <sup>3</sup>	238.735	2,000,000	477,470,000
5	Gối dầm giản đơn	Cái	30	5,000,000	150,000,000
6	Khe co giãn	m	110	3,000,000	330,000,000
7	Lớp phòng n-ớc	m <sup>2</sup>	3657.5	120,000	438,900,000
8	ống thoát n-ớc	ống	32	150,000	4,800,000
9	Đèn chiếu sáng	Cột	14	14,000,000	196,000,000
<b>II</b>	<b>Kết cấu phần d-ới</b>	đ			<b>21,961,798,650</b>
1	Bê tông móng	m <sup>3</sup>	453.546	2,000,000	907,092,000
2	Bê tông trụ	m <sup>3</sup>	2946.432	2,000,000	5,892,864,000
3	Cốt thép móng	T	33.072	15,000,000	496,080,000
4	Cốt thép trụ	T	235.441	15,000,000	3,531,615,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	1902	5,000,000	9,510,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	1,624,147,650
<b>III</b>	<b>Đường hai đầu cầu</b>				<b>144,384,000</b>
1	Đắp đất	m <sup>3</sup>	1482	62,000	91,884,000
2	Móng + mặt đường	m <sup>2</sup>	350	150,000	52,500,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,484,526,648
B	Chi phí khác	%	10	A	7,271,470,430
C	Trượt giá	%	3	A	2,181,441,129



D	Dự phòng	%	5	A+B	3,999,308,736
Đơn giá trên 1m <sup>2</sup> cầu		đ	Tổng mức đầu tư /L		<b>24,402,980</b>

#### IV. SO SÁNH CÁC PHƯƠNG ÁN VÀ LỰA CHỌN

##### 1 Phương án cầu liên tục

###### a. Ưu điểm

- Công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh hưởng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- Đã được đúc rút kinh nghiệm qua nhiều cầu lớn liên tục thi công trước nên cán bộ, công nhân có nhiều kinh nghiệm và trình độ thực tiễn cao.
- Hình dạng đẹp, phù hợp với cảnh quan, kiến trúc.
- Giá thành xây dựng thấp nhất trong 3 phương án đưa ra so sánh

###### b. Nhược điểm

- Dùng vật liệu bê tông nên trọng lượng bản thân lớn.
- Khi vượt nhịp lớn chiều cao kiến trúc cao, chiều cao đắp đất lớn
- Có nhiều khe co giãn, đường đàn hồi không liên tục dẫn tới xe chạy không êm thuận (do có nhiều nhịp là nhịp đơn giản)

##### 2 Phương án cầu giàn thép

###### a. Ưu điểm

- Tiến độ thi công nhanh do khối lượng công việc đơn giản.
- Kết cấu cầu và công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh hưởng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- Giá thành xây dựng tương đối thấp.
- Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc nửa hẫng tại chỗ.

###### b. Nhược điểm

- Nhiều khe biến dạng, đường đàn hồi gãy khúc nên mặt cầu kém êm thuận.
- Có nhiều trụ trên sông, hạn chế thông thoáng dòng chảy và giao thông đường thủy.
- Công tác duy tu bảo dưỡng phải thường xuyên liên tục, tốn kém do khí hậu của Việt Nam có độ ẩm cao.
- Khi thông xe gây nhiều tiếng ồn.

##### 3 Phương án khung T dầm đeo +dầm dẫn

###### a. Ưu điểm.

- Do có nhiều khe co giãn không liên tục xe chạy không êm thuận.
- Nhịp chính có chiều dài lớn, ít trụ trên dòng chủ của sông, do đó tạo thuận lợi cho giao thông đường thủy, thông thoáng dòng chảy.
- Sử dụng bê tông dự ứng lực nên có điều kiện tận dụng bê tông mác cao

- Thi công nhanh vì dầm đeo đỡ đỡ đúc sẵn.
- Hình dạng cầu đẹp, chiều cao kiến trúc của dầm cầu nhỏ.

**b. Nhược điểm**

- Giá thành xây dựng công trình cao  
Xe chạy không êm thuận do có nhiều khe biến dạng.  
Sử dụng nhiều kết cấu vật liệu, do khung T mảnh trụ cao  
Thi công nhiều công đoạn hơn.

**4 Lựa chọn ph-ong án và kiến nghị**

Qua so sánh, phân tích - u, nh-ợc điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các ph-ong án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật t- thiết bị của các đơn vị xây lắp trong n-ớc, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và t-ong lai phát triển của khu kinh tế.

Dựa trên nhiệm vụ của đồ án tốt nghiệp.

**Kiến nghị: Xây dựng cầu theo ph-ong án cầu liên tục với các nội dung sau**

**a. Vị trí xây dựng**

Lý trình: Km 0+15 đến Km 0+355

**b. Qui mô và tiêu chuẩn**

- Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT th-ờng
- Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: B = 60 m, H = 9 m
- Khổ cầu: B= 10+2x1,5 m
- Tải trọng: xe HL93 và ng-ời 300 kg/cm<sup>2</sup>
- Tần suất lũ thiết kế: P=1%
- Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

**c. Tiến độ thi công**

Khởi công xây dựng dự kiến vào cuối năm 20.., thời gian thi công dự kiến ... năm

**d. Kinh phí xây dựng**

Theo kết quả tính toán trong phần tính tổng mức đầu t- ta dự kiến kinh phí xây dựng cầu Sông H-ong theo ph-ong án kiến nghị vào khoảng .... đồng

**d. Nguồn vốn**

Toàn bộ nguồn vốn xây dựng do Chính phủ cấp và quản lý.

**Phần II**

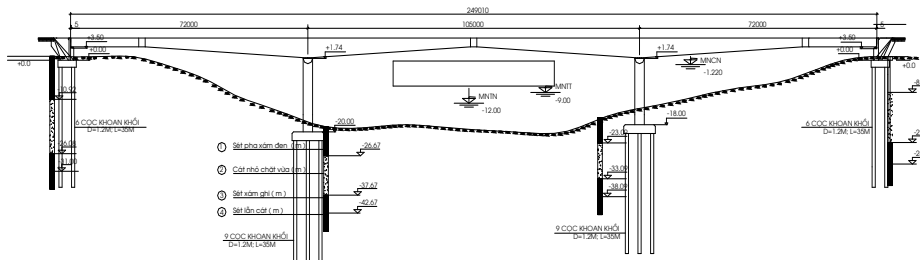
# THIẾT KẾ KỸ THUẬT

\*\*\*\*\*

Formatted: Bullets and Numbering

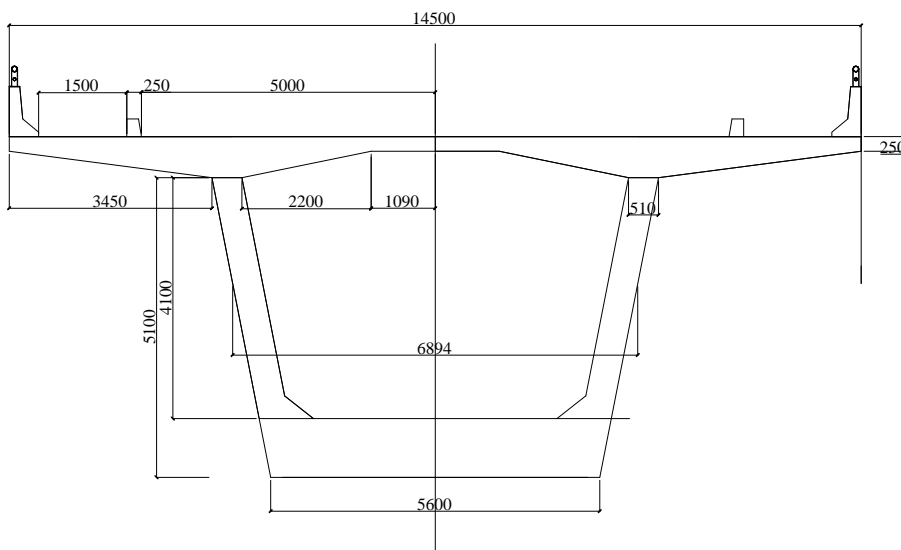
## **CHƯƠNG I: CH-ƯƠNG IV: GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PH-ƯƠNG ÁN THIẾT KẾ**

- Sơ đồ kết cấu: 72+105+72 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đui 2 m là 260.6 m

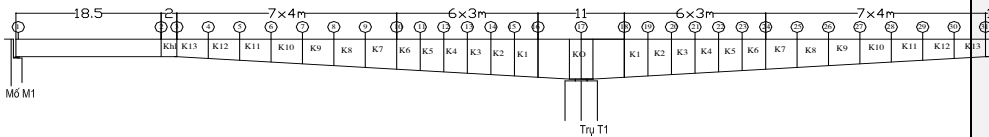


- Chiều cao dầm chính:

- Tại vị trí đỉnh trụ H = 5.8m.



- Tại vị trí giữa nhịp h = 2.5 m
- Sơ đồ phân chia đốt dầm.



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

\* Tiết diện ngang của dầm hộp:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph-ong thẳng đứng một góc  $1/10$  , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 70 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s-ườn 150 cm

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

● Cấu tạo mặt cầu:

- Mặt cầu đ-ợc thiết kế theo đ-ờng thẳng.
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía.
- Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:
  - + Bê tông asphan 5 cm
  - + Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 3 cm
  - + Lớp phòng n-ớc 2cm
  - +Lớp đệm tạo dốc 2 cm

● Cấu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 2-3 m theo ph-ong dọc cầu và 7-9 m theo ph-ong ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính  $R = 1-1.5$  m.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 9.6 m theo ph-ong ngang cầu, 11.2m theo ph-ong dọc cầu và đặt d-ới lớp đất phủ.

- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp sét lẫn cát.
- Cấu tạo móng:
  - Dạng móng có t-ờng cánh ng-ọc bê tông cốt thép
  - Bệ móng móng dày 2.5m, rộng 6.7m, dài 15.5m đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ
  - Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá, chiều dài cọc là 35 m

Formatted: Bullets and Numbering

## CHƯƠNG II: TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

### I.1 Vật liệu:

#### I.1.1 Bê tông:

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

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng thường .....  $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  (5.4.2.2)

Hệ số Poisson ..... 0.2 (5.4.2.5)

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

Trong đó:

$\gamma_c$  = tỷ trọng của bê tông ( $\text{kg/m}^3$ )

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

Cường độ chịu nén của bê tông đầm dõp, nhịp cầu dõp, qui định ở tuổi 28 ngày là:  $f'_c = 50 \text{MPa}$

Cường độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dõp, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày:  $f'_c = 40 \text{MPa}$

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

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

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

Trong đó:

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

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

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

- Giới hạn ứng suất nén của bê tông sử dụng ở TTGHSD sau mất mát:  $0.45 f'_c$  (MPa)
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông:  $0.50 \sqrt{f'_c}$  (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều trong dõng dõng giả định ở trạng thái GH cường độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: H = 80%

### I.1.2 Thép th- ờng (A5.5.3)

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

### I.1.3 Thép ứng suất tr- ớc

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

- Mô đun đàn hồi của tao thép  $E_p = 197000 \text{ Mpa}$
- Giới hạn ứng suất cho bó thép UST ở trạng thái giới hạn sử dụng [A5.9.3-1 AASHTO]
- $f_{pt}$  = ứng suất trong thép - st ngay sau khi truyền lực (MPa)
- Cáp sử dụng là loại có độ trùng đảo thấp của hãng VSL – tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270
- Loại tao 12.7mm và 15.2mm
- Hệ số ma sát của tao thép với ống bọc (ống thép mạ cứng)  $\mu = 0.2$  (5.9.5.2.2b-1)
- Hệ số ma sát lác (trên mm của bó thép):  $K = 6.6 \times 10^{-7}$
- Chiều dài tụt neo, lấy trung bình:  $\Delta L = 0.006 \text{ m/neo}$

### I.2 Hoạt tải thiết kế(3.6.1.2)

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

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

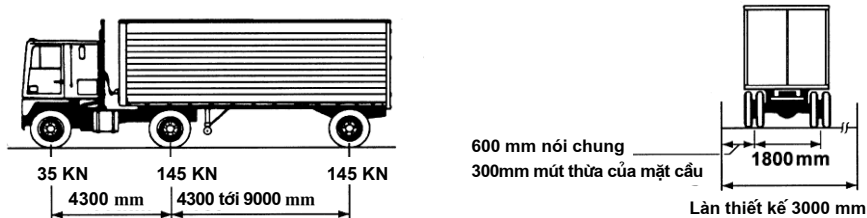


Trường hợp qui định trong điều (3.6.1.3.1), mỗi làn thiết kế được xem xét phải được bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục (Tandem) chồng với tải trọng làn khi áp dụng được. Tải trọng được giả thiết chiếm 3000mm theo chiều ngang một làn thiết kế.

### I.2.1 Xe tải thiết kế

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

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



### I.2.2 Xe hai trục thiết kế

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

### I.2.3 Tải trọng làn thiết kế

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

Formatted: Bullets and Numbering

## CHƯƠNG III: II. TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

### II.1 Thiết kế cấu tạo mặt cầu

#### II.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu

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

(9.7.1.1)

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

$$h_{\min} = 0.027L = 0.027 \cdot 7090 = 191.43\text{mm}$$

Chọn chiều dày bản phải thỏa mãn các điều kiện sau:

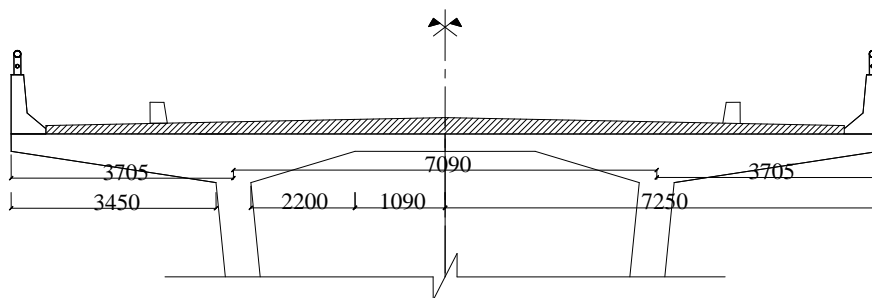
- Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men dương chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
- Độ dày cần thiết được coi là phần bản chịu hoạt tải trực tiếp.
- Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - thép căng ngang, dọc và thép thường) (FCC)

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

Bản mặt cầu được thiết kế với kích thước như sau:

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

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



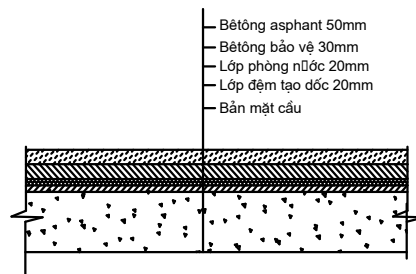
Mặt cắt ngang tính toán bản

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

### II.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu

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

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



+Bản mặt cầu

Cấu tạo chung lớp mặt cầu

## II.2 Phương pháp tính toán nội lực

Do bản mặt cầu được cấu tạo liền khối với sườn dầm không bố trí bản chắn ngang nên chỉ tồn tại liên kết theo phương dọc cầu áp dụng phương pháp tính toán gần đúng.

Phương pháp phân tích gần đúng trong đó bản mặt cầu được chia thành những dải nhỏ vuông góc với cấu kiện đỡ. Khi áp dụng phương pháp dải thì phải lấy mô men dọc cực trị trong bất cứ panen sàn giữa các dầm để đặt tải cho tất cả các vùng có mô men dọc, đồng tự phải lấy mômen âm cực trị trên bất cứ dầm nào để đặt tải cho tất cả các vùng có mômen âm.

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

### II.2.1 Sơ đồ tính:

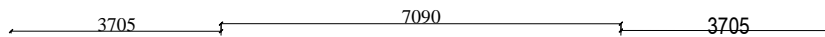
Ta có thể có sơ đồ tính như sau:

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

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

- Đối với mômen giữa nhịp: Khi chiều cao bản / chiều cao dầm  $\leq 0.25$  thì hệ số là 0.5
- Đối với mômen trên gối hệ số đó là -0.7

Lực cắt xác định như dầm giản đơn tương ứng.



*Sơ đồ tính*

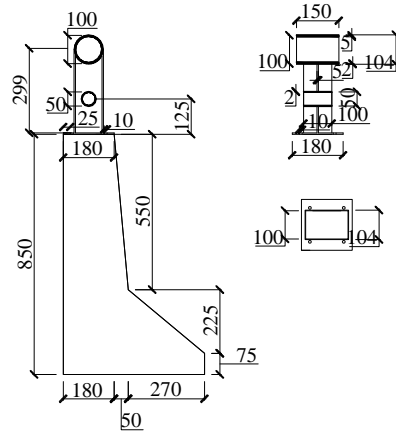
### **III. TÍNH TOÁN NỘI LỰC**

#### **III.1.1 Tính toán tải trọng tác dụng lên bản**

- Bản bê tông phân hẫng (DC1)
- Lan can (DC2)
- Lớp mặt cầu (DW)

#### **1. Do lan can (Hình 1)**

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



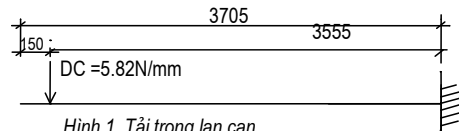
$$P_b = 0.582 \text{ (T/m)} = 5.82 \text{ N/mm}$$

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

$$3705 - 150 = 3555 \text{ (mm)}$$

$$M_{DC2} = -5.82 \times 3555 = -20690.1 \text{ (N.mm/mm)} = -20.6901 \text{ KN.m/m}$$

$$V_{DC2} = -P_b = -5.82 \text{ N/mm} = -5.82 \text{ KN/m}$$



Hình 1. Tải trọng lan can

## 2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

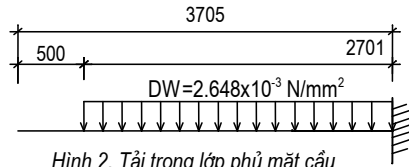
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp ( $2250 \text{ Kg/m}^3$ )

$$w_{DW} = 2250 \times 9.81 \times 0.12 = 2648.7 \text{ N/m}^2 = 2.6487 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Lớp mặt cầu là tải trọng phân bố tác dụng lên phần hẫng trên chiều dài kể từ mép trong của lan can đến vị trí ngàm  $L = 3705 - 500 = 3205 \text{ (mm)}$ .

$$M_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 3205^2 / 2 = -13603.756 \text{ (N.mm/mm)} = -13.604 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 3205 = -8.4890 \text{ (N/mm)} = -8.489 \text{ KN/m}$$



Hình 2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu

### 3. Do bản bê tông (Hình 3)

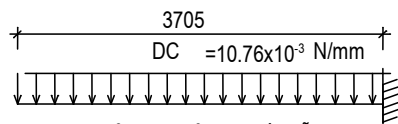
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình  $(250+700)/2 = 475(\text{mm})$

$$DC_1 = 2400 \times 9.81 \times 0.475 = 11183.4 \text{ N/m}^2 = 11.18 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_{DC1} = -11.18 \times 10^{-3} \times 3705^2 / 2 = -76734.07 \text{ (Nmm/mm)} = -76.734 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC1} = -11.18 \times 10^{-3} \times 3705 = -41.4219 \text{ (N.mm/mm)} = -41.4219 \text{ (KN/m)}$$



Hình 3. Tải trọng bản bt phần hẫng

### 4. Do hoạt tải xe tác dụng:

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

- Phần hẫng :  $1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 1155 = 2102.115 \text{ mm}$

- Mômen d-ong:  $660 + 0.55S$  (đối với bản kê 2 cạnh)

$$\Rightarrow 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 7090 = 4559.5 \text{ mm}$$

- Mômen âm:  $1220 + 0.25S$  (đối với bản kê 2 cạnh)

$$\Rightarrow 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 7090 = 2992.5 \text{ mm}$$

Trong đó:

+  $X = 1155$  (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+  $S = 7090$  (mm) khoảng cách của các cấu kiện đỡ

▪ Trong thiết kế này, hiệu ứng lực sẽ tính toán bằng cách sử dụng tải trọng bánh xe tập trung.

- Bề rộng của phần đ- ờng dành cho ng- ời đi bộ là 1500mm ,gờ chắn bánh rộng 250mm, tải trọng xe tải tác dụng lên là 600mm

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

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 1155 = 2102.115\text{mm} \text{ và hệ số làn } m = 1.2$$

$$M_{Tr}^1 = -1.2 \times \left( \frac{72.5 \times 10^3}{2102.115} \times 1155 \right) = -47801.86 \text{ Nmm/mm} = -47.81 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr}^1 = -1.2 \times \left( \frac{72.5 \times 10^3}{2102.115} \right) = -41.39 \text{ (N/mm)} = -41.39 \text{ (KN/m)}$$

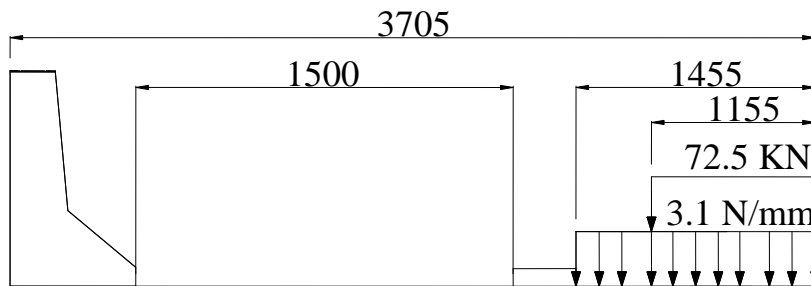
$$M_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 1455^2 / 2 = -3937.67 \text{ (Nmm/mm)} = -3.938 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 1455 = -5412.6 \text{ (Nmm/mm)} = -5.413 \text{ (KN/m)}$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr} \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{Ln} = -1.25 \times 47.81 - 3.938 = -55.825 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr} \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) + V_{Ln} = -1.25 \times 42.39 - 5.413 = -47.575 \text{ (KN/m)}$$



Hình 5: Hoạt tải tác dụng lên phần hẫng khi có ng- ời đi bộ

##### 5. Do tải trong ng- ời đi bộ (hình 6)

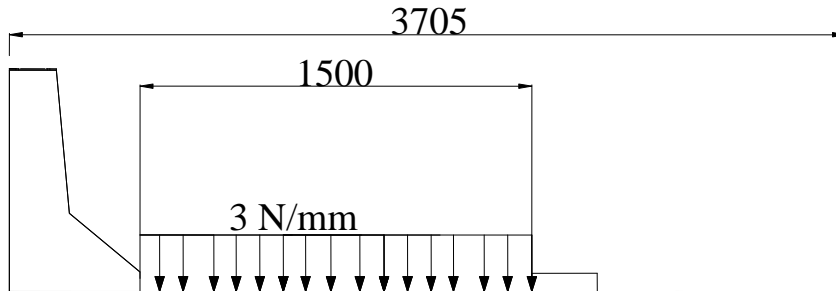
Theo điều [A3.6.1.5] Đối với tất cả đ- ờng bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng ng- ời đi bộ bằng  $3 \times 10^{-3} \text{ Mpa} = 3 \times 10^{-4} \text{ Kg/mm}^2$  và phải tính đồng thời cùng hoạt tải thiết kế.

$$PL = 3 \times 10^{-4} \text{ Kg/mm}^2 \times 9.81 \text{ N/kg} = 29.43 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$$

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1500 \times (1500/2 + 250 + 1155) = -9513.25 \text{ N.mm/mm}$$

$$= -9.5133 \text{ KNm/m}$$

$$V_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1500 = -4.414 \text{ N/mm} = -4.414 \text{ KN/m}$$



Hình 6: Hoạt tải người đi bộ

### III.2 Tính toán nội lực của bản ngàm hai đầu

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

#### 1. Do tải trong phân bố của lớp mặt cầu (hình 7)

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích Dah}M_{0,5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 6.28 \times 10^6 = 16633.836 \text{ Nmm/m}$$
$$= 16.633 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích Dah}V_{\text{gối}}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 3.545 \times 10^3 = 9.3896 \text{ KN/m}$$

#### 2. Do tải trong của bản bê tông (hình 8)

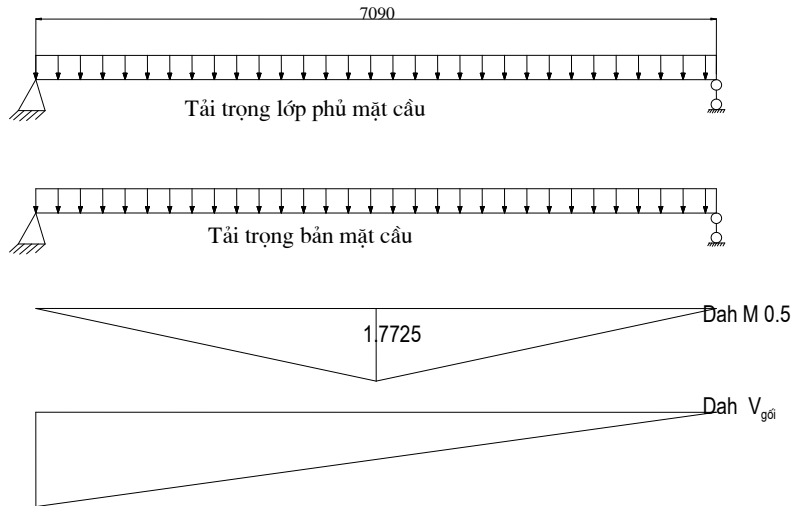
Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dày trung bình là  $\approx 0.398 \text{ m}$

$$DC1 = 2400 \times 9.81 \times 0.398 = 9370.51 \text{ N/m}^2 = 9.37 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$M_{DC1} = w_s(\text{Diện tích Dah}M_{0,5}) = 9.37 \times 10^{-3} \times 6.28 \times 10^6 = 58843.6 \text{ Nmm/mm}$$
$$= 58.84 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC1} = w_s(\text{Diện tích Dah}V_{\text{gối}}) = 9.37 \times 10^{-3} \times 3.545 \times 10^3 = 33.217 \text{ Nmm/mm}$$
$$= 33.217 \text{ KN/m}$$





### 3. Do hoạt tải xe thiết kế (LL)

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

$660 + 0.55S = 660 + 0.55 \cdot 7090 = 4559.5 \text{ mm} < \text{khoảng cách giữa hai trục bánh xe (4300)} \Rightarrow$  chỉ xếp đ-ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh-ng có thể xếp đ-ợc hai bánh của xe theo ph-ong dọc cầu.

Bề rộng dải t-ong đ-ong với mômen âm:

$1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \cdot 7090 = 2992.5 \text{ mm} < \text{khoảng cách giữa hai trục bánh xe (4300)} \Rightarrow$  chỉ xếp đ-ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh-ng có thể xếp đ-ợc hai bánh của xe theo ph-ong dọc cầu.

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

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

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

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

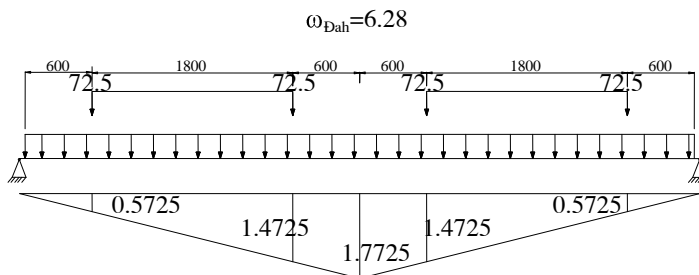
$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i \quad V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahlựccắt}$$

Trong đó

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

**b. Tính toán Mômen:** ( hình 9)

$$\sum y_i = 0.5725 + 1.4725 + 1.4725 + 0.5725 = 4.09$$



Hình 9: Xếp hoạt tải lên d- ờng ảnh hưởng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.555S} \sum y_i = \frac{72.5}{S_w} \sum y_i$$

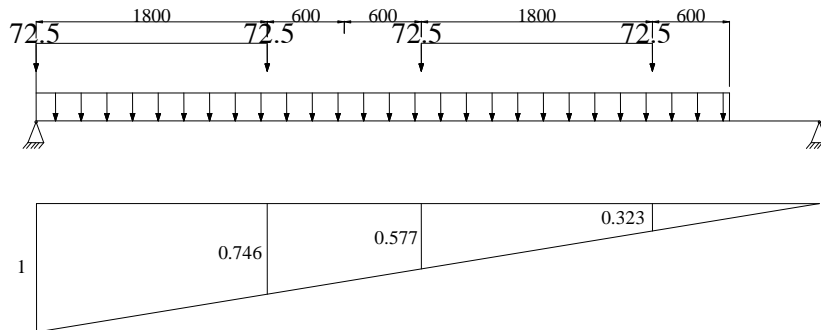
(Hệ số làn xe  $m=1$ )

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

$$\sum y_i = 1 + 0.746 + 0.577 + 0.323 = 2.646$$

$$\omega_{Đah} = 3.545 \text{ (m}^2\text{)}$$

Sơ đồ tính toán:



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

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

### III.3 Tổ hợp nội lực

#### III.3.1 \* Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.

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

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

Trong đó:

- $\gamma_i$  = Hệ số tải trọng bằng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]

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

- $Q_i$  = Tải trọng qui định ở đây.

- $\eta_i$  = Hệ số điều chỉnh tải trọng

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

ở trạng thái giới hạn c- òng độ:

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

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

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

▣ Đối với trạng thái GHCD1

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

▣ Đối với trạng thái GH sử dụng I

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

▣ Giá trị mô men uốn vừa tính ở trên là của sơ đồ bản kê tự do lên gối. Để kể đến ảnh hưởng của liên kết của bản với dầm ngang, ta đưa vào hệ số ngàm k. Khi đó, mô men dùng để tính toán sẽ bằng mô men đã tính ở trên nhân với hệ số ngàm k:

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

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

k : Là hệ số ngàm.

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

$$M_{Tr} = \frac{72.5}{S_w} \sum y_i = \frac{72.5}{4559.5} \times 4.09 = 0.065 = 65 \text{ KNm/m}$$

(Hệ số làn xe m=1)

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đahmomen}} = 3.1 * 6.28 = 19.468 \text{ KN/m}$$

$$M_{LL+IM} = m(1.25 M_{Tr} + M_{Ln}) = 1.0 * (1.25 * 65 + 19.468) = 100.718 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr} = \frac{72.5}{2992.5} \times 2.646 = 0.064 \text{ KN/mm} = 64 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đahlycát}} = 3.1 * 3.545 = 10.9895 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{LL+IM} = m(1.25 V_{Tr} + V_{Ln}) = 1(1.25 * 64 + 10.9895) = 90.9895 \text{ (KN/m)}$$

Bảng tổng hợp nội lực

	$M_{DC2}$	$V_{DC2}$	$M_{DC1}$	$V_{DC1}$	$M_{DW}$	$V_{DW}$	$M_{PL}$	$V_{PL}$	$M_{LL+IM}$	$V_{LL+IM}$
Phần hằng	-20.69	-5.82	-76.73	-41.42	-13.604	-8.489	-9.513	-4.414	-43.77	-67.5
Phần giữa			58.84	33.217	16.633	9.3896			100.718	90.99

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

	TTGHCDI		TTGHSDI	
	$M_u$	$V_u$	$M_u$	$V_u$
Hằng	-225.330	-240.550	-164.307	-127.643
Ngàm	-157.731	240.550	-115.015	-127.643
Giữa nhịp	134.68	223.47	149.558	124.207

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

Chọn  $\max(M_{Hằng}; M_{Ngàm}) = 225.330$

### III.4 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu

#### III.4.1 Tính toán diện tích cốt thép

- Ứng suất giới hạn cho cấp ứng suất tr-óc ở các TTGH (theo bảng 5.9.3.1-22TCN 272-05) với loại thép đã đ- ọc khử ứng suất đ- .

Trạng thái ứng suất	Ký hiệu	Giá trị(MPa)
Giới hạn ứng ứng suất kéo	$f_{pu}$	1860
Giới hạn chảy : tr-óc khi đệm neo	$f_{py} = 0,90 f_{pu}$	1674
Ứng suất lúc kích	$f_{pj} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất lúc truyền	$f_{pt} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất sau toàn bộ mất mát	$f_{pe} = 0,80 f_{py}$	1339

Từ kết quả tính nội lực ở trên, ta có cặp mômen để thiết kế là:

Mômen âm tại gối:  $M^- = -225.330 \text{ KNm/m}$

Mômen dương tại giữa nhịp:  $M^+ = 134.68 \text{ KNm/m}$

Các đặc trưng vật liệu thiết kế

Cường độ chịu nén của bê tông quy định ở tuổi 28 ngày là  $f'_c = 50 \text{ Mpa}$

Cường độ bê tông khi căng cáp  $0.9 f'_c$

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng thường lấy như sau:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 35750 \text{ Mpa}$$

Lớp bảo vệ

- Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50 mm
- Lớp bê tông bảo vệ phía dưới: 50 mm

Khoảng cách từ trọng tâm bó cáp đến mép ngoài chịu kéo là 60mm → Chiều cao làm việc của bê tông là:

- Vùng chịu mômen âm:  $z = 700 - 60 = 640 \text{ mm}$
- Vùng chịu mômen dương:  $z = 250 - 60 = 190 \text{ mm}$

Diện tích cốt thép UST được chọn sơ bộ theo công thức:  $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}}$

Trong đó:

- $M_u$  = Mômen tính toán Nmm/mm
- $A_{ps}$  = Diện tích cốt thép ứng suất trước ( $\text{mm}^2$ )
- $f_{pj}$  = Cường độ kéo quy định của thép - st trong giai đoạn khai thác ( $\text{N/mm}^2$ )

$$f_{pj} = 1302 \text{ N/mm}^2$$

Tại tiết diện chịu mômen âm:  $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{225.330 \cdot 10^6}{640 \cdot 1302} = 270.4 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen dương:  $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{134.68 \cdot 10^6}{190 \cdot 1302} = 544.426 \text{ (mm}^2\text{)}$

Chọn số lượng bó cáp trên 1m bản:

$$n = A_{ps} / A_{1bó}$$

Trong đó:

$A_{1bó}$  = diện tích một bó cáp.

Bó cáp sử dụng của hãng VSL có dạng dẹt, mỗi bó 4 tao  $\phi 12.7$  diện tích mỗi tao là  $98.7\text{mm}^2$

$$\rightarrow A_{1bó} = 4 \cdot 98.7 = 394.8 \text{ mm}^2$$

Bảng chọn cáp

Tiết diện	$M_u$	$h$	$z$	$0.7f_{pu}$	$A_{1bó}$	$A_{ps}$	$n_{inh}$	$n$ chọn	$A_{ps}$ Thực
	(Nmm/m)	mm	mm	N/mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>		bó	mm <sup>2</sup>
Gối	225330	700	640	1302	394.8	270.4	0.685	2	798.6
Giữa nhịp	134680	250	190	1302	394.8	544.426	1.38	2	798.6

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

Kích thước ống Gen t- ống ứng là: cao x rộng =  $25 \times 80 = 2000\text{mm}^2$

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

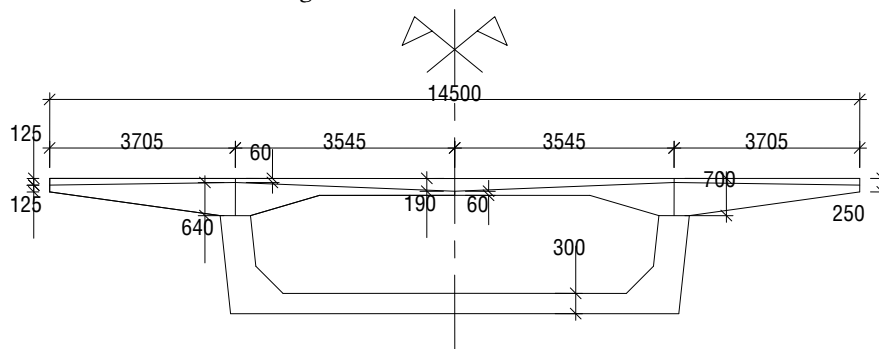
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

Các bó thép kéo sau của bản không đ- ợc đặt xa nhau, từ tim đến tim không quá 4 lần chiều dầy tối thiểu của bản.

[A5.10.3.4]

Khoảng cách giữa các bó cáp là  $500\text{mm} < 4 \times 200 = 800 \text{ mm}$

### III.4.2 Tính toán mặt cắt ứng suất tr- ớc



Hình 11: Đường đi của cáp ngang qua bản mặt cầu

Cáp - st của bản mặt cầu là cáp có một đầu neo cố định, căng một đầu. Trong đồ án này sẽ trình bày tính mất mát tại các tiết diện: gối 1 (là gối gần vị trí kích căng nhất), giữa nhịp, gối 2 (gối gần neo chết). Các bó thép trong 1m tính toán đặt tên là B1, B2.

Trong tính toán mất mát - st coi nh- bó cáp đ- ợc căng một lúc (không kể đến căng từng tạo)

Các mất mát ứng suất tr- ớc trong các cấu kiện đ- ợc xây dựng và đ- ợc tạo ứng suất tr- ớc trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

(5.9.5.1-2)

ở đây:

- $\Delta f_{PT}$  = Tổng mất mát (MPa)
- $\Delta f_{pF}$  = Mất mát do ma sát (MPa)
- $\Delta f_{pA}$  = Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- $\Delta f_{pES}$  = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- $\Delta f_{pSR}$  = Mất mát do co ngót (MPa)
- $\Delta f_{pCR}$  = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- $\Delta f_{pR}$  = Mất mát do trùng đảo cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

### 1. Mất mát do ma sát

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

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

(5.9.5.2b-1)

Trong đó:



- $f_{pj}$  : ứng suất trong thép - st khi kích  $f_{pj}=0.8 f_u=0.8 \times 1860=1488(\text{Mpa})$
- $x$  : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xem xét (mm)
- $K$  : hệ số ma sát lác;  $K = 6.6 \times 10^{-7}/\text{mm}^{-1}$
- $\mu$  : Là hệ số ma sát;  $\mu = 0.2$
- $\alpha$  : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ-ờng cáp thép UST từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- $e$  : cơ số logarit tự nhiên

**Bảng tính mất mát do ma sát**

Tiết diện	Tên bó thép	$\alpha(\text{rad})$	$X(\text{mm})$	$Kx+\mu\alpha$	$f_{pj}(\text{MPa})$	$\Delta f_{pF}(\text{MPa})$
Gối 1	B1, B2	0.07	3705	0.016	1302	20.67
Giữa nhịp	B1, B2	0.087	7250	0.0216	1302	27.82
Gối 2	B1, B2	0.07	10975	0.02	1302	25.78

## 2. Mất mát do tr-ợt neo.

Công thức tính toán:

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

Trong đó:

- $\Delta_L$  : biến dạng do tụt neo ;  $\Delta_L = 6\text{mm/neo}$
- $E_p$  : môđun đàn hồi của thép;  $E_p = 197000\text{Mpa}$
- $L$  : chiều dài của bó cáp;  $L=14.508 \text{ m}$

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{14.508} \times 197000 = 81.47 \text{ Mpa}$$

### 3. Mất mát do co ngấn đàn hồi

Mất mát do co ngấn đàn hồi trong hệ bản đối với cốt thép UST đ- ợc lấy bằng 25% giá trị tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

- $f_{cgp}$  : tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc khi truyền và tự trọng của bộ phận ở mặt cắt có mômen max (MPa)
- $E_p$  : môđun đàn hồi của thép - st (MPa);  $E_p = 197000$  MPa
- $E_{ci}$  : môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$E_{ci} = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_{ci}'} = 0.043 \times 2400^{1.5} \sqrt{0.9 \times 50} = 33915 \text{ MPa}$$

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}) A_{ps}$$

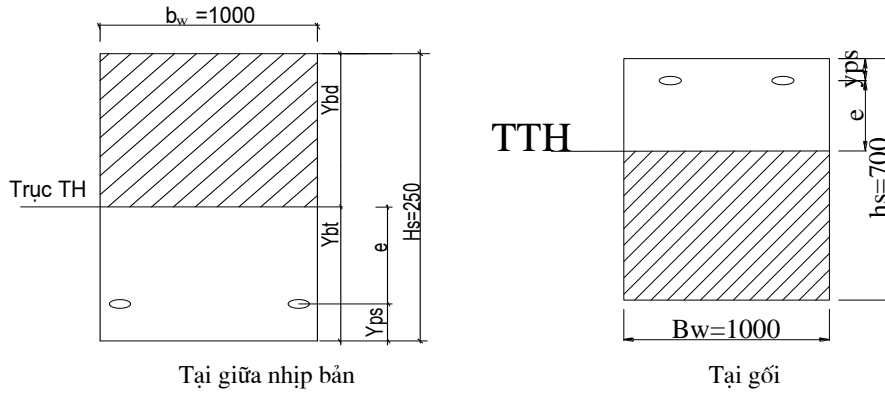
- $e$  = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà (mm)  $e = \frac{S_g}{A_g} - Y_{ps}$
- $A_g$  = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm<sup>2</sup>) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)  $A_g = H_g x b_w + n A_{ps}$
- $S_g = \frac{H_g^2 * b_w}{2} + n A_{ps} Y_{ps}$
- $n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{E_{ps}}{0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{50}} = 5.51$

-  $I_g$  = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm<sup>4</sup>)

$$I_g = \frac{H_g^3 x b_w}{12} + H_g x b_w \left( y_t - \frac{H_g}{2} \right)^2 + n A_{ps} x e^2$$

-  $M_g$  = mômen do trọng l- ợng bản thân của bản (Nmm)

❖ *Tính toán lại độ lệch tâm e và mômen quán tính I của tiết diện tính toán :*



➤ Tại gối:  $A_g = 700 \cdot 1000 + 5.51 \cdot 789.6 = 704351 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$S_g = \frac{700^2 \cdot 1000}{2} + 5.51 \cdot 789.6 \cdot 640 = 247784445 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow Y_{bd} = \frac{247784445}{704351} = 351.79 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = 640 - Y_{bd} = 640 - 351.79 = 288.21 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{700^3 \cdot 1000}{12} + 700 \cdot 1000 \left( 411.79 - \frac{700}{2} \right)^2 + 5.51 \cdot 789.6 \cdot 288.21^2 = 3.16 \cdot 10^{10}$$

➤ Tại giữa nhịp bản:  $A_g = 250 \cdot 1000 + 5.51 \cdot 789.6 = 254351 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$S_g = \frac{250^2 \cdot 1000}{2} + 5.51 \cdot 789.6 \cdot 60 = 31511041 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow e = \frac{31511041}{254351} - 60 = 63.88 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow Y_{td} = e + Y_{ps} = 63.88 + 60 = 123.88 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{250^3 \cdot 1000}{12} + 250 \cdot 1000 \left( 123.88 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51 \cdot 789.6 \cdot 63.88^2 = 1.32 \cdot 10^9$$

Thấy rằng diện tích tiết diện và mômen quán tính của tiết diện nguyên trừ lỗ và tiết diện nguyên tính toán của bản mặt cầu là gần bằng nhau, nên trong tính toán sử dụng tiết diện nguyên.

Bảng tính mất mát do co ngắn đàn hồi

Tiết diện	Tên bố thép	$M_g$ (Nmm)	$e$ (mm)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$I_g$ (mm <sup>4</sup> )	$F_i$ KN	$f_{cgp}$ (MPa)	$\Delta f_{pES}$ (MPa)	$0.25\Delta f_{pES}$ (MPa)
Gối 1	B1, B2	43570000	288.21	704351	3.16E+10	937120	-3.4	-19.73	-4.93
Giữa nhịp	B1, B2	57295000	63.88	254351	1.32E+09	931475	-3.77	-21.9	-5.47
Gối 2	B1, B2	43570000	288.21	704351	3.75E+10	933086	-3.06	-17.76	-4.44

**4. Mất mát do co ngắn**

Mất mát ứng suất trước do co ngắn 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 tương đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm (%) = 80%

**5. Mất mát do từ biến của bê tông**

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

Trong đó:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA})A_{ps}$$

- $e$  = độ lệch tâm của bố cáp so với trục trung hoà (mm)
- $A_g$  = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm<sup>2</sup>) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- $I_g$  = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm<sup>4</sup>)
- $M_g$  = mômen do trọng lượng bản thân của bản (Nmm)

-  $\Delta f_{cdp}$  = 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  $\Delta f_{cdp}$  cần đ- ợc tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt đ- ợc tính  $f_{cgp}$  (MPa)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC} + M_{DW})}{I_g} e$$

- $M_{DC}$  = mômen do tải trọng tĩnh thêm sau khi bê tông đông cứng ( $M_{DC2} = M_b$ ) Nmm
- $M_{DW}$  = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)

**Bảng tính mất mát do từ biến**

Tiết diện	Tên bố thép	$M_g$ (Nmm)	$e$ (mm)	$A_g$ (mm <sup>2</sup> )	$I_g$ (mm <sup>4</sup> )	$-f_{cgp}$ (MPa)	$M_{DC2}+M_{DW}$ Nmm	$\Delta f_{cdp}$ (MPa)	$\Delta f_{pCR}$ (MPa)
Gối 1	B1,B2	43570000	288.21	704351	3.16E+10	3.4	27422000	0.25	39
Giữa nhịp	B1,B2	57295000	63.88	254351	1.32E+09	3.77	12320000	0.6	41
Gối 2	B1,B2	43570000	288.21	704351	3.75E+10	3.06	27422000	0.21	35

**6. Mất mát do trũng đảo cốt thép**

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

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (5.9.5.4.4c-2)$$

ở đây:

- $\Delta f_{pF}$  : Mất mát do ma sát d- ới mức  $0,70f_{pu}$  ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2.(Mpa)
- $\Delta f_{pES}$  : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- $\Delta f_{pSR}$  : Mất mát do co ngót (Mpa)
- $\Delta f_{pCR}$  : Mất mát do từ biến (Mpa)

*Bảng tính mất mát do trũng đảo cốt thép*

Tiết diện	Tên bó thép	$\Delta f_{pF}$ MPa	$\Delta f_{pES}$ MPa	$\Delta f_{pSR}$ MPa	$\Delta f_{pCR}$ MPa	$\Delta f_{pR}$ MPa
Gối 1	B1, B2	20.67	-19.73	25	39	38.07
Giữa nhịp	B1,B2	27.82	-21.9	25	41	37.56
Gối 2	B1,B2	25.78	-17.76	25	35	37.61

### 7. Tổng mất mát ứng suất tr- ớc

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bó thép	$\Delta f_{pA}$ MPa	$\Delta f_{pF}$ MPa	$\Delta f_{pES}$ MPa	$\Delta f_{pSR}$ MPa	$\Delta f_{pCR}$ MPa	$\Delta f_{pR}$ MPa	$\Delta f_{pT}$ MPa
Gối 1	B1,B2	81.47	20.67	-19.73	25	39	38.07	184.48
Giữa nhịp	B1,B2	81.47	27.82	-21.9	25	41	37.56	190.95
Gối 2	B1,B2	81.47	25.78	-17.76	25	35	37.61	187.1

### III.5 Kiểm tra tiết diện theo các trạng thái giới hạn

Trong bản mặt cầu kiểm tra các trạng thái giới hạn sau:

- Trạng thái giới hạn sử dụng: Kiểm tra ứng suất, nứt.
- Trạng thái giới hạn c- ờng độ: Kiểm tra sức kháng uốn, kháng cắt của tiết diện.

#### III.5.1 Trạng thái giới hạn sử dụng

➤ Giới hạn ứng suất cho cấp - st:

$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$ , với loại tạo thép đã đ- ược khử ứng suất đ- 12.70, tạo 3 sợi

$A_{ps} = 592.2 \text{ mm}^2$ ,  $E_p = 197000 \text{ Mpa}$

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực:  $f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ Mpa}$
- C- ờng độ chảy qui định:  $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674 \text{ Mpa}$
- Sau toàn bộ mất mát:  $f_{pc} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

- Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng trước mất mát:

$$f'_c = 50 \text{ Mpa, sau 28 ngày}$$

$$f'_{ci} = 0.9 \times 50 = 45 \text{ Mpa c- ứng độ bê tông lúc truyền lực.}$$

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

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

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

$$\text{Giới hạn ứng suất nén: } -0.45f'_c = -22.5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Giới hạn ứng suất kéo: } 0.5\sqrt{f'_c} = 3.535 \text{ Mpa}$$

### 1. Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

Công thức kiểm tra:

- Tại vị trí gối:

☒ Thứ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bg} - \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

☒ Thứ trên:

$$f_{tg} = \frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{tg} + \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$$

- Tại vị trí giữa nhịp:

☒ Thứ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bg} + \frac{M_s}{I} y_{bg} \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677$$

☒ Thứ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{tg} - \frac{M_s}{I} y_{tg} \geq -0.6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

-  $F$  = lực căng của cáp ứng suất trước lúc truyền lực (MPa)

$$F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}) \text{ Mpa}$$

- $e$  = độ lệch tâm của lực  $F$  so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- $M_s$  = mômen do tải trọng bản thân của bản tại tiết diện lúc truyền lực (Nmm)
- $y_t, y_b$  = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- $A$  = diện tích tiết diện ( $\text{mm}^2$ )
- $I$  = mômen quán tính tiết diện ( $\text{mm}^4$ )

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	A $\text{mm}^2$	I $\text{mm}^4$	c mm	$M_s$ Nm	$y_t$ mm	$y_b$ mm	F N	$f_{bg}$ MPa	$f_{tg}$ MPa	Duyệt
Gối 1	703263	3.16E+10	288.21	43570000	348.21	351.79	952700	-1.83	-0.89	Ok
Giữa nhịp	253263	1.32E+09	63.88	57295000	123.88	126.12	948768	1.6	-9.03	Ok
Gối 2	703263	3.75E+10	288.21	43570000	348.21	351.79	947109	-1.75	-0.95	Ok

## 2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

...Tại vị trí gối:

☒Thớ d-ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bg} - \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.45 f_{ci} = -22.5 \text{ Mpa}$$

☒Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{tg} + \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.5 \sqrt{f_{ci}} = 3.535 \text{ Mpa}$$

...Tại vị trí giữa nhịp:

☒Thớ d-ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bg} + \frac{M_s}{I} y_{bg} \leq 0.5 \sqrt{f_{ci}} = 3.535 \text{ Mpa}$$

☒Thớ trên:

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering



$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{tg} - \frac{M_s}{I} y_{tg} \geq -0.45 f_{ct}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất trước sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)

$$F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pT}) \text{ Mpa}$$

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)

- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)

-  $y_t, y_b$  = khoảng cách từ trục ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)

- A = diện tích tiết diện (mm<sup>2</sup>)

- I = mômen quán tính tiết diện (mm<sup>4</sup>)

*Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSDI*

Tiết diện	A mm <sup>2</sup>	I mm <sup>4</sup>	e mm	M Nmm	$y_t$ mm	$y_b$ mm	F KN	$f_{bg}$ MPa	$f_{tg}$ MPa	Duyệt
Gối 1	703263	3.16E+10	288.2	43570000	348.21	351.79	872105	-1.71	-0.77	Ok
Giữa nhịp	253263	1.32E+09	63.88	57295000	123.88	126.12	866997	1.97	-8.7	Ok
Gối 2	703263	3.75E+10	288.2	43570000	348.21	351.79	870037	-1.64	-0.84	Ok

**3. Kiểm tra nứt: kiểm tra ứng suất nh- trên đã đảm bảo chống nứt.**

**Trạng thái giới hạn c- ờng độ 1.**

**1. Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện.**

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)
- $\phi$  = 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:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left( d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- $A_{ps}$  : Diện tích thép ứng suất tr-ớc ( $\text{mm}^2$ )
- $a$  : chiều dày của khối ứng suất t-ong đ-ong (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

- $\beta_1$  : 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)

$$d_p = 640 \text{ mm tại gối}$$

$$d_p = 190 \text{ mm tại giữa bản}$$

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

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

$$\text{Tại gối : } c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{640}} = 36.8$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{190}} = 35.46$$

- $f'_c$  : 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 <sup>2</sup>	$f_{ps}$ MPa	$d_p$ mm	$\phi M_n$ KNm	$M_u$ KNm	Duyệt
Gối 1	25.5	592.2	1816	640	674.56	234.07	Đạt
Giữa bản	24.56	592.2	1763	190	185.5	135.24	Đạt
Gối 2	25.5	592.2	1816	640	674.56	234.07	Đạt

## 2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép

### 2.1 Hàm lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

Hàm lượng cốt thép - st và không ứng suất trước phải được 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 dụng 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	640	36.8	0.0575	Đạt

Giữa nhịp	190	35.46	0.19	Đạt
Gối 2	640	36.8	0.0575	Đạt

### 2.2 Lượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán  $M_r$  phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

- 1,2 lần sức kháng nứt  $M_{cr}$  xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông

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

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

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

- $f_d$  : ứng suất do tải trọng bản thân M tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thời điểm ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- $f_{pe}$  : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén trước có hiệu (Mpa)

$f_r$  : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông (Mpa)

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50} = 4.454 \text{ Mpa}$$

- $A_{ps}$  : Diện tích thép ứng suất trước ( $\text{mm}^2$ )
- $f_{ps}$  : ứng suất trung bình trong thép UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

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

- $A_g, I$  : diện tích và mô men quán tính của tiết diện ( $\text{mm}^2, \text{mm}^4$ )
- $A_{ps}$  : diện tích cốt thép ứng suất trước ( $\text{mm}^2$ )
- $y_t, y_b$  : khoảng cách từ trục nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà. (mm)
- $\phi$  : hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2;  $\phi=1.0$

- 1,33 lần momen tính toán cần thiết để tổ hợp tải trọng- cường độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u \quad (3.4.1.1)$$

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 <sup>2</sup>	I mm <sup>4</sup>	M Nmm	e mm	y <sub>t</sub> mm	y <sub>b</sub> mm	f <sub>pc</sub> Mpa	f <sub>d</sub> Mpa	1.2M <sub>cr</sub> kNm
Gối 1	703263	3.75E+10	43570000	288.7	348.66	351.34	-7.04	0.408	386.45
Giữa nhịp	253263	1.30E+09	57295000	64.16	124.16	125.84	-10.52	5.46	145.9
Gối 2	703263	3.75E+10	43570000	288.7	348.66	351.34	-7.04	0.408	386.5

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	φM <sub>n</sub> kNm	1.2M <sub>cr</sub> kNm	1.33M <sub>u</sub> kNm	Duyệt
Gối 1	674.56	386.45	311.31	Đạt
Giữa nhịp	185.5	145.9	179.86	Đạt
Gối 2	674.56	386.5	311.31	Đạt

### 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<sub>u</sub> : Lực cắt tính toán lấy theo TTGHCD1
- φ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt φ = 0.9
- V<sub>n</sub> : Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3-1) \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p & (5.8.3.3-2) \end{cases}$$

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

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

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)
- $\beta$  : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ- ợc qui định trong điều 5.8.3.4
- $\theta$  : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ)
- $\alpha$  : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)
- $A_v$  : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự li  $s$  ( $\text{mm}^2$ )
- $V_p$  : Thành phần lực ứng suất tr- ợc có hiệu trên h- ớng lực cắt tác dụng, là d- ồng nếu ng- ợc chiều lực cắt(N)
- $V_c$  : Sức kháng cắt danh định của bê tông(N).
- $V_s$  : Sức kháng cắt danh định của cốt thép(N).

Kiểm toán lực cắt có thể kiểm tra tại mặt của cấu kiện đỡ, trong đồ án này sẽ kiểm tra tại tim cấu kiện đỡ (có lực cắt lớn)

Mômen và lực cắt tính toán theo TTGHCD 1 (tại gối)

$$M_u = 157.31\text{KNm}$$

$$V_u = 240.550\text{KN}$$

~~e~~Xác định  $V_p$

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

~~e~~Xác định  $d_v$  và  $b_v$

-Chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ .

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

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

Ta có  $d_p = 640$  mm tại gối

$$\begin{cases} a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.8 = 25.5 \\ 0.9d_c = 0.9 \times 640 = 576 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 700 = 504 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 640 - \frac{25.5}{2} = 627.25 \text{ mm}$$

$\Rightarrow d_v = 627.25$  mm

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu  $b_v$  :

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

~~Xác định  $\beta$  và  $\theta$~~

Để xác định  $\theta$  và  $\beta$  ta phải thông qua các giá trị sau  $v/f'_c$  và  $\varepsilon_x$ .

Ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{240.550 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 627.25} = 0.41 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.41}{50} = 0.0082$$

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

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

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)

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

- $E_p$  : Môđun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- $A_s$  : Diện tích cốt thép không - st ( $\text{mm}^2$ )
- $f_{po}$  : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c} f_{pc} \quad \text{: ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.}$$

$$f_{pc} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1302 - 190.61 = 1111.39 \text{ MPa}$$

- $f_{pc}$  : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát, để an toàn lấy  $f_{pc} = 0$

$$\Rightarrow f_{po} = 1111.39 \text{ MPa}$$

Giả thiết  $\theta = 30^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{157.731 \cdot 10^6}{627.25} + 0.5 \cdot 240.550 \cdot 10^3 \cdot \cot 30 - 592.2 \cdot 1111.39}{197000 \cdot 592.2} = -1.54 \cdot 10^{-3}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ-ợc  $\theta = 27^\circ$ ,  $\beta = 6.75$

~~✶~~ Xác định  $V_c$  và  $V_s$

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

$$V_c = 0.083 \times 6.75 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 627.25 = 2484892 \text{ N}$$

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

~~✶~~ Tính sức kháng danh định của tiết diện

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 2484892 + 0 + 0 = 2484892 \text{ N} = 2484.9 \text{ KN} \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \cdot 50 \cdot 1000 \cdot 627.25 + 0 = 7840.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 2484.9 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \cdot 2484.9 = 2236.41 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức :  $V_u = 240.550 \text{ KN} \leq \phi V_n$

#### 4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ phải đ-ợc đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra tr-ớc các thay đổi nhiệt độ hàng ngày.

Diện tích cốt thép trong mỗi hướng không đ-ợc 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 ( $\text{mm}^2$ ), ta tính cho 1mm rộng
- $f_y$  = Cường độ chảy qui định của thanh thép (Mpa)

+Tiết diện giữa nhịp

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

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

Chọn  $N_016$  a=300 mm, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi ph- ong trên 1 m dài là  $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2/\text{m}$

+Tại tiết diện gối

$$A_g = 700 \cdot 1000 = 700000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{700000}{400} = 1312.5 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

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

Kết luận :

Phiá đáy bản bố trí cốt dọc theo cốt chính là  $\phi 16$  a=200

Còn lại bố trí cốt cấu tạo theo điều kiện chịu co ngót và nhiệt độ là  $\phi 16$  a = 300

(cốt thép còn đ- ọc tính lại ở phần dầm chủ)

Formatted: Bullets and Numbering

## **CHƯƠNG IV: CHƯƠNG V: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ**

### **I. LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC KÍCH THƯỚC KẾT CẤU VÀ MẶT CẮT NGANG DẦM**

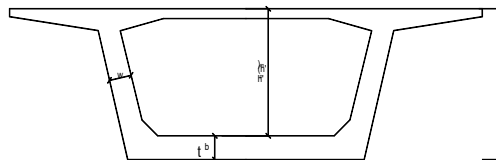
#### **I.1 Thiết kế dầm cong biên dầm:**

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 dầm cong biên dầm có bậc từ 1 ÷ 2. Trong tính toán đặc trưng hình học mặt cắt ngang dầm, lấy dầm cong dạng bậc 2.

$$y_1 = a_1 x^2 + b_1$$



$$a_1 = \frac{h_p - h_m}{L^2}$$

$$b_1 = h_m$$

trong đó :

- $h_p$  : Chiều cao dầm tại mặt cắt sát đỉnh trụ.
- $h_m$  : Chiều cao dầm tại giữa nhịp.
- $L$  : Chiều dài phần cánh hẫng cong.
- $y_1$  : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.

-  $x$  : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

## I.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 thường 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, thường nằm trong khoảng  $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})l_m$ , tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 1000mm

Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gần trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đường cong bậc 2 :

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

$$a_1 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$

$$b_2 = h'_m$$

trong đó :

- $h'_p$  : Khoảng cách tính từ mặt đường xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ
- $h'_m$  : Khoảng cách tính từ mặt đường xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.
- $L$  : Chiều dài phần cánh hẫng cong.
- $y_2$  : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- $x$  : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

Chiều dày đáy hộp được tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

### I.3 Thiết kế sàn hộp

Sàn hộp chịu tải trọng như sau :

- Lực cắt do trọng lượng dầm và hoạt tải.
- Một phần mô men uốn truyền xuống từ bản mặt cầu, mô men xoắn do tải trọng lệch tâm gây ra.

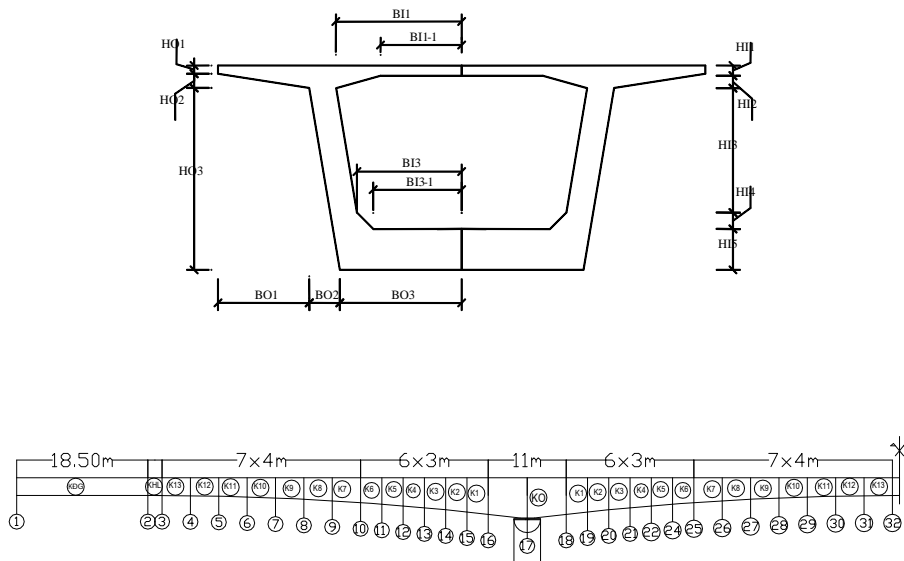
Chiều dày sàn phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Đủ khả năng chịu lực
- Đủ tĩnh không để đổ bê tông.

Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày sàn thay đổi tuyến tính với các đặc trưng như sau :

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 5.6 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ 1.0 ÷ 0.3 m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 14.5m có chiều dày không thay đổi 0.25 m, sàn dầm dày 0.75 m.

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

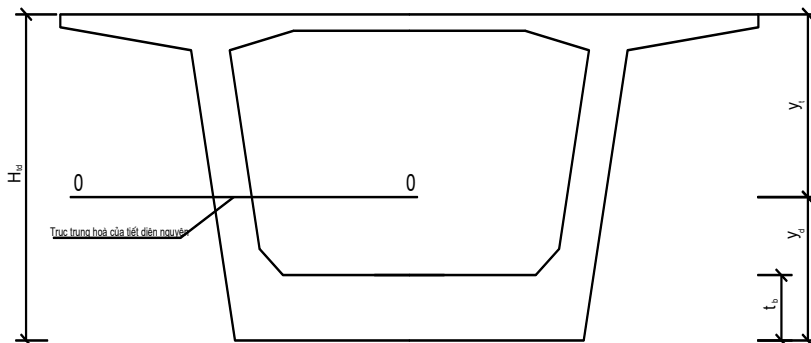


Thứ tự	Tiết diện	HO 1	HO2	HO3	BO 1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI 4	HI5	BI1	BI 1-1	BI3	BI3-1
--------	-----------	------	-----	-----	------	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----	-----	--------	-----	-------

1	1	0.25	0.75	1.3	2.95	0.43	3.17	0.25	0.5	0.58	0.4	0.32	2.8	1.3	3.17	2.77
2	2	0.25	0.75	1.37	2.95	0.35	3.16	0.25	0.5	0.66	0.4	0.37	2.8	1.3	3.16	2.76
3	3	0.25	0.75	1.48	2.95	0.31	3.15	0.25	0.5	0.78	0.4	0.42	2.8	1.3	3.15	2.75
4	4	0.25	0.75	1.65	2.95	0.28	3.13	0.25	0.5	0.93	0.4	0.47	2.8	1.3	3.13	2.73
5	5	0.25	0.75	1.89	2.95	0.25	3.11	0.25	0.5	0.97	0.4	0.52	2.8	1.3	3.11	2.71
6	6	0.25	0.75	2.18	2.95	0.22	3.08	0.25	0.5	1.21	0.4	0.57	2.8	1.3	3.08	2.68
7	7	0.25	0.75	2.49	2.95	0.19	3.05	0.25	0.5	1.48	0.4	0.61	2.8	1.3	3.05	2.65
8	8	0.25	0.75	2.78	2.95	0.17	3.02	0.25	0.5	1.73	0.4	0.65	2.8	1.3	3.02	2.62
9	9	0.25	0.75	3.1	2.95	0.15	2.98	0.25	0.5	2.01	0.4	0.69	2.8	1.3	2.98	2.58
10	10	0.25	0.75	3.47	2.95	0.14	2.87	0.25	0.5	2.34	0.4	0.73	2.8	1.3	2.95	2.55
11	11	0.25	0.75	4.3	2.95	0.13	2.95	0.25	0.5	3.1	0.4	0.8	2.8	1.3	2.87	2.47

#### I.4 Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện

Bằng cách chia nhỏ tiết diện nguyên thành các tam giác và hình chữ nhật, ta lần l- ợt tính diện tích tiết diện, mômen tĩnh, vị trí trục trung hoà và cuối cùng là mômen quán tính của tiết diện. Đặc tr- ng hình học tiết diện đ- ợc tính cho một nửa cầu, các mặt cắt còn lại mang tính chất đối xứng.



Tiết diện	K/c từ gối	A	s	I	$y_t$	$y_d$	$H_d$	$t_b$
	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	m <sup>4</sup>	m	m	m	m
1	0	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
2	14	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
3	16	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
4	20	7.480	10.510	5.262	0.835	1.405	2.24	0.337
5	24	7.742	11.163	6.072	0.898	1.442	2.34	0.375
6	28	7.984	12.047	7.155	0.971	1.509	2.48	0.404
7	32	8.242	13.133	8.567	1.057	1.593	2.65	0.433
8	35	8.520	14.555	10.538	1.162	1.708	2.87	0.46
9	38	8.843	16.349	13.257	1.291	1.849	3.14	0.49
10	41	9.175	18.398	16.670	1.435	2.005	3.44	0.52
11	44	9.534	20.880	21.166	1.600	2.190	3.79	0.55

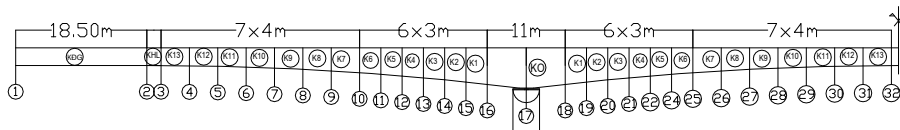
## II. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM

Vì trong quá trình thi công hằng nội lực hình thành dần qua các bậc 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 đợc 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 đợng bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta đợc nội lực thiết kế.

### II.1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



### II.1.1 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

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

Để thực hiện việc đúc hẫng ta phải thi công cốt 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).

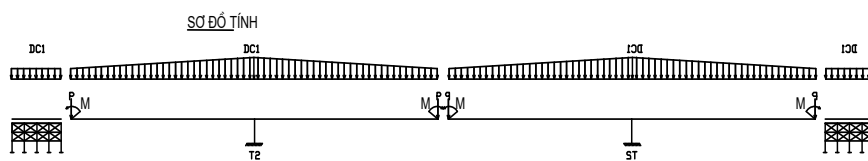
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T1, T2 hai xe đúc đứng ở K13.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là  $P=450\text{KN}$ ,  $M=200\text{KN.m}$  tải trọng do trọng l-ợng bản thân dầm đ-ợc tính là tải trọng phân bố theo hình thang trên mỗi đốt đúc và có giá trị bằng diện tích mặt cắt nhân với trọng l-ợng riêng của bê tông  $\gamma = 2.4\text{ T/m}^3$ .

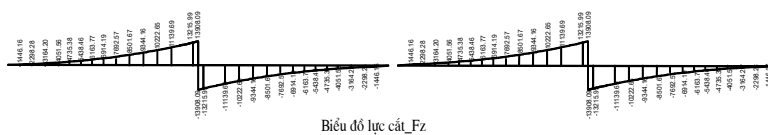
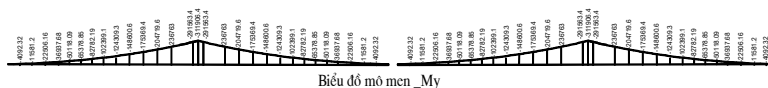
Khi thi công đúc hẫng từng cặp đốt đối xứng, khi bê tông đạt c-ờng độ tiến hành căng cáp - st.

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 mô men thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
-----------	-------------	--------	--------	--------	---------	---------	---------

	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	0.0	0	0	0.0	0	0
2	18.5	0.0	0	0	0.0	0	0
3	20.5	600	540	750	-600	-540	-750
4	24.5	1656.4	1490.8	2070.5	-5112.8	-4601.5	-6391
5	28.5	2750.2	2475.2	3437.8	-13926	-12533	-17408
6	32.5	3885	3496.5	4856.3	-27196	-24476	-33995
7	36.5	5063.8	4557.4	6329.8	-45094	-40585	-56368
8	40.5	6289.4	5660.5	7861.8	-67800	-61020	-84750
9	44.5	7564.8	6808.3	9456	-95509	-85958	-119386
10	48.5	8892.4	8003.2	11116	-128423	-115581	-160529
11	51.5	9923.7	8931.3	12405	-156647	-140982	-195809
12	54.5	10986	9887.4	13733	-188012	-169211	-235015
13	57.5	12081	10873	15101	-222613	-200352	-278266
14	60.5	13208	11887	16510	-260547	-234492	-325684
15	63.5	14368	12931	17960	-301912	-271721	-377390
16	66.5	15562	14006	19453	-346808	-312127	-433510
17T	72	18042	16238	22553	-447621	-402859	-559526
17P	72	-18042	-16238	-22553	-447621	-402859	-559526
18	77.5	-15562	-14006	-19453	-346808	-312127	-433510
19	80.5	-14368	-12931	-17960	-301912	-271721	-377390
20	83.5	-13208	-11887	-16510	-260547	-234492	-325684
21	86.5	-12081	-10873	-15101	-222613	-200352	-278266
22	89.5	-10986	-9887	-13733	-188012	-169211	-235015
23	92.5	-9924	-8932	-12405	-156647	-140982	-195809
24	95.5	-8892	-8003	-11115	-128423	-115581	-160529
25	99.5	-7565	-6809	-9456	-95509	-85958	-119386
26	103.5	-6289	-5660	-7861	-67800	-61020	-84750
27	107.5	-5064	-4558	-6330	-45094	-40585	-56368
28	111.5	-3885	-3497	-4856	-27196	-24476	-33995
29	115.5	-2750	-2475	-3438	-13926	-12533	-17408
30	119.5	-1656	-1490	-2070	-5112.8	-4601.5	-6391
31	123.5	600	540	750	-600	-540	-750

**b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc**

Sau khi thi công xong phần hằng cấp xe đúc trên trụ T1, T2 được tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc tương ứng với việc tác dụng cặp lực ngược trở lại trên 2 cánh hằng.

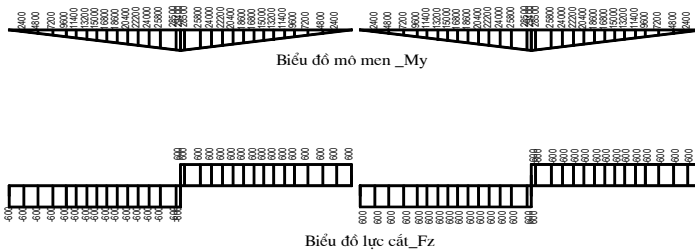


Sơ đồ tính:

SƠ ĐỒ TÍNH



Biểu đồ mô men thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.90	1.25	tc	0.9	1.3
1	0	0	0	0	0.0	0	0
2	18.5	0	0	0	0.0	0	0
3	20.5	-600	-540	-750	600	540	750
4	24.5	-600	-540	-750	3000	2700	3750
5	28.5	-600	-540	-750	5400	4860	6750
6	32.5	-600	-540	-750	7800	7020	9750
7	36.5	-600	-540	-750	10200	9180	12750
8	40.5	-600	-540	-750	12600	11340	15750
9	44.5	-600	-540	-750	15000	13500	18750
10	48.5	-600	-540	-750	17400	15660	21750
11	51.5	-600	-540	-750	19200	17280	24000

12	54.5	-600	-540	-750	21000	18900	26250
13	57.5	-600	-540	-750	22800	20520	28500
14	60.5	-600	-540	-750	24600	22140	30750
15	63.5	-600	-540	-750	26400	23760	33000
16	66.5	-600	-540	-750	28200	25380	35250
17T	72	-600	-540	-750	31800	28620	39750
17P	72	600	540	750	31800	28620	39750
18	77.5	600	540	750	28200	25380	35250
19	80.5	600	540	750	26400	23760	33000
20	83.5	600	540	750	24600	22140	30750
21	86.5	600	540	750	22800	20520	28500
22	89.5	600	540	750	21000	18900	26250
23	92.5	600	540	750	19200	17280	24000
24	95.5	600	540	750	17400	15660	21750
25	99.5	600	540	750	15000	13500	18750
26	103.5	600	540	750	12600	11340	15750
27	107.5	600	540	750	10200	9180	12750
28	111.5	600	540	750	7800	7020	9750
29	115.5	600	540	750	5400	4860	6750
30	119.5	600	540	750	3000	2700	3750
31	123.5	600	540	750	600	540	750

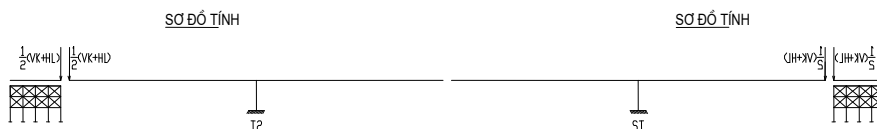
### c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

Sử dụng bộ ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng lượng của ván khuôn và trọng lượng cốt hợp long. Tải trọng trong thời gian bê tông còn ướt tác dụng lên phần cánh hẫng và tác dụng trực tiếp và gián tiếp với giá trị bằng  $\frac{1}{2}(K + HL)$

Với : Tải trọng ván khuôn nặng : VK= 20(T)=200 KN

$$HL=432.7 \text{ KN}$$

Sơ đồ tính:



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



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.90	1.25	tc	0.90	1.25
1	0	0.0	0	0	0.0	0	0
2	18.5	0.0	0	0	0.0	0	0
3	20.5	338	304.2	422.5	0.0	0	0
4	24.5	338	304.2	422.5	-1352	-1216.8	-1690
5	28.5	338	304.2	422.5	-2704	-2433.6	-3380
6	32.5	338	304.2	422.5	-4056	-3650.4	-5070
7	36.5	338	304.2	422.5	-5408	-4867.2	-6760
8	40.5	338	304.2	422.5	-6760	-6084	-8450
9	44.5	338	304.2	422.5	-8112	-7300.8	-10140
10	48.5	338	304.2	422.5	-9464	-8517.6	-11830
11	51.5	338	304.2	422.5	-10478	-9430.2	-13098
12	54.5	338	304.2	422.5	-11492	-10343	-14365
13	57.5	338	304.2	422.5	-12506	-11255	-15633
14	60.5	338	304.2	422.5	-13520	-12168	-16900

15	63.5	338	304.2	422.5	-14534	-13081	-18168
16	66.5	338	304.2	422.5	-15548	-13993	-19435
17T	72	338	304.2	422.5	-17576	-15818	-21970
17P	72	0.0	0	0	0.0	0	0
18	77.5	0.0	0	0	0.0	0	0
19	80.5	0.0	0	0	0.0	0	0
20	83.5	0.0	0	0	0.0	0	0
21	86.5	0.0	0	0	0.0	0	0
22	89.5	0.0	0	0	0.0	0	0
23	92.5	0.0	0	0	0.0	0	0
24	95.5	0.0	0	0	0.0	0	0
25	99.5	0.0	0	0	0.0	0	0
26	103.5	0.0	0	0	0.0	0	0
27	107.5	0.0	0	0	0.0	0	0
28	111.5	0.0	0	0	0.0	0	0
29	115.5	0.0	0	0	0.0	0	0
30	119.5	0.0	0	0	0.0	0	0
31	123.5	0.0	0	0	0.0	0	0

**d. Giai đoạn 4 : Căng cáp, hạ giàn giáo, giáo ván khuôn nhịp biên.**

Sau khi bê tông khối hợp long đạt cường độ, tiến hành căng cáp d-ong tại nhịp biên, bê tông bị tách ra khỏi hệ giàn giáo và toàn bộ trọng lượng của phần đúc trên đà giáo sẽ lên cánh hẫng và gối.

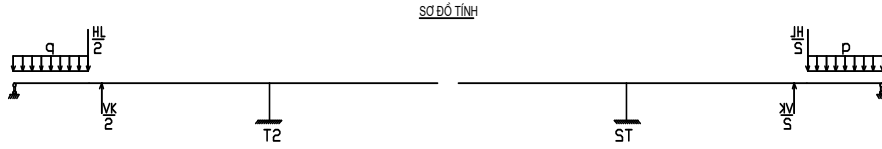
- Tải trọng tác dụng:

+ Lực căng của bó cốt thép d-ong tại nhịp biên.

+ Tải trọng phân bố đều của đoạn đúc trên đà giáo và khối hợp long,tải trọng tập trung của một nửa trọng lượng ván khuôn và khối hợp long .

$$q=HL/2=208.9032(KN/m)$$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mô men thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

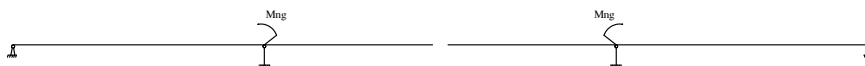
Tiết diện	Khoảng cách m	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
		tc	0.90	1.25	tc	0.90	1.25
1	0	-4058	-3652	-5073	0.0	0	0
2	18.5	1070.2	963.18	1337.8	30072	27065	37590
3	20.5	1070.2	963.18	1337.8	27932	25139	34915
4	24.5	995.23	895.71	1244	23951	21556	29939
5	28.5	995.23	895.71	1244	19970	17973	24963
6	32.5	995.23	895.71	1244	15989	14390	19986
7	36.5	995.23	895.71	1244	12008	10807	15010
8	40.5	995.23	895.71	1244	8027.1	7224.4	10034
9	44.5	995.23	895.71	1244	4046.2	3641.6	5057.8
10	48.5	995.23	895.71	1244	65.29	58.761	81.613
11	51.5	995.23	895.71	1244	-2920.4	-2628.4	-3650.5
12	54.5	995.23	895.71	1244	-5906.1	-5315.5	-7382.6

13	57.5	995.23	895.71	1244	-8891.8	-8002.6	-11115
14	60.5	995.23	895.71	1244	-11877	-10689	-14846
15	63.5	995.23	895.71	1244	-14863	-13377	-18579
16	66.5	995.23	895.71	1244	-17849	-16064	-22311
17T	72	995.23	895.71	1244	-23323	-20991	-29154
17P	72	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	77.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	80.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	83.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	86.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	89.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	92.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	95.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	99.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	103.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	107.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	111.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	115.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	119.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	123.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

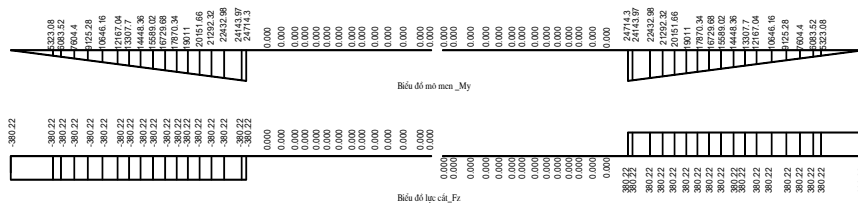
**e. Giai đoạn 5: Tháo giàn**

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T1,T2. Sơ đồ tính t-ong đ-ong với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

Sơ đồ tính:



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



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết	Khoảng	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
------	--------	--------	--------	--------	---------	---------	---------

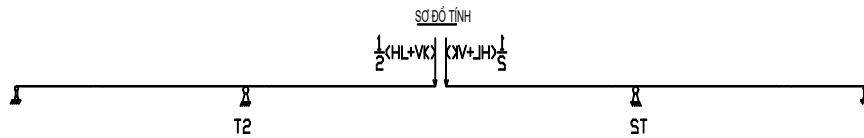
diện	cách		0.90	1.25	tc	0.90	1.25
	m	tc					
1	0	-568	-511.2	-710	0	0	0
2	18.5	-568	-511.2	-710	10509	9458.1	13136
3	20.5	-568	-511.2	-710	11645	10481	14556
4	24.5	-568	-511.2	-710	13917	12525	17396
5	28.5	-568	-511.2	-710	16189	14570	20236
6	32.5	-568	-511.2	-710	18461	16615	23076
7	36.5	-568	-511.2	-710	20734	18661	25918
8	40.5	-568	-511.2	-710	23006	20705	28758
9	44.5	-568	-511.2	-710	25278	22750	31598
10	48.5	-568	-511.2	-710	27550	24795	34438
11	51.5	-568	-511.2	-710	29254	26329	36568
12	54.5	-568	-511.2	-710	30958	27862	38698
13	57.5	-568	-511.2	-710	32662	29396	40828
14	60.5	-568	-511.2	-710	34367	30930	42959
15	63.5	-568	-511.2	-710	36071	32464	45089
16	66.5	-568	-511.2	-710	37775	33998	47219
17T	72	-568	-511.2	-710	40899	36809	51124
17P	72	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	77.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	80.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	83.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
21	86.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	89.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	92.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	95.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	99.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	103.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	107.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	111.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	115.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	119.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
31	123.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

**f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa**

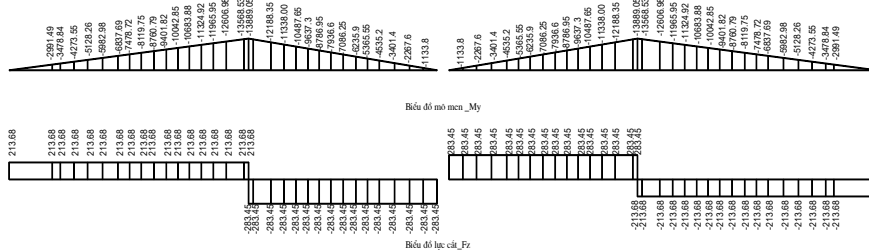
Tiến hành hợp long nhịp T1 – T2: tiến xe đúc trên trụ T1 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối lượng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp

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  $\frac{1}{2}(K + HL)$ .

Sơ đồ tính:



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



Tiết diện	Khoảng cách m	Q (KN)			M(KN.m)		
		tc	0.90	1.25	tc	0.90	1.25
1	0	241.76	241.76	217.58	0	0	0
2	18.5	241.76	241.76	217.58	-4472.6	-4025.3	-5590.8
3	20.5	241.76	241.76	217.58	-4956.2	-4460.6	-6195.3
4	24.5	241.76	241.76	217.58	-5923.2	-5330.9	-7404
5	28.5	241.76	241.76	217.58	-6890.3	-6201.3	-8612.9
6	32.5	241.76	241.76	217.58	-7857.3	-7071.6	-9821.6
7	36.5	241.76	241.76	217.58	-8824.4	-7942	-11031
8	40.5	241.76	241.76	217.58	-9791.4	-8812.3	-12239
9	44.5	241.76	241.76	217.58	-10758	-9682.2	-13448
10	48.5	241.76	241.76	217.58	-11726	-10553	-14658
11	51.5	241.76	241.76	217.58	-12451	-11206	-15564

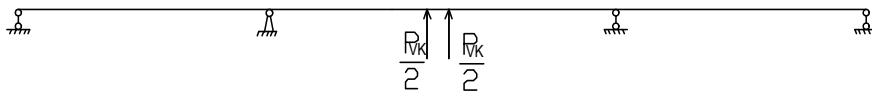


12	54.5	241.76	241.76	217.58	-13176	-11858	-16470
13	57.5	241.76	241.76	217.58	-13901	-12511	-17376
14	60.5	241.76	241.76	217.58	-14627	-13164	-18284
15	63.5	241.76	241.76	217.58	-15352	-13817	-19190
16	66.5	241.76	241.76	217.58	-16077	-14469	-20096
17T	72	241.76	241.76	217.58	-17407	-15666	-21759
17P	72	-338	-338	-304.2	-17407	-15666	-21759
18	77.5	-338	-338	-304.2	-15548	-13993	-19435
19	80.5	-338	-338	-304.2	-14534	-13081	-18168
20	83.5	-338	-338	-304.2	-13520	-12168	-16900
21	86.5	-338	-338	-304.2	-12506	-11255	-15633
22	89.5	-338	-338	-304.2	-11492	-10343	-14365
23	92.5	-338	-338	-304.2	-10478	-9430.2	-13098
24	95.5	-338	-338	-304.2	-9464	-8517.6	-11830
25	99.5	-338	-338	-304.2	-8112	-7300.8	-10140
26	103.5	-338	-338	-304.2	-6760	-6084	-8450
27	107.5	-338	-338	-304.2	-5408	-4867.2	-6760
28	111.5	-338	-338	-304.2	-4056	-3650.4	-5070
29	115.5	-338	-338	-304.2	-2704	-2433.6	-3380
30	119.5	-338	-338	-304.2	-1352	-1216.8	-1690
31	123.5	-338	-338	-304.2	0.0	0	0.0

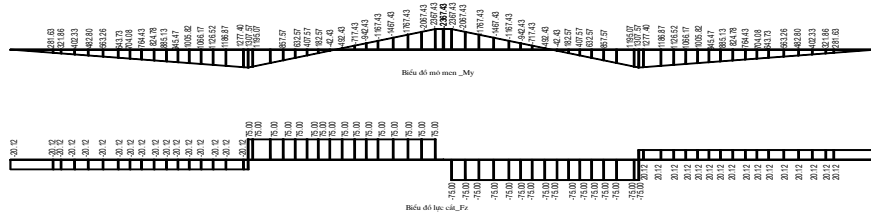
**Giai đoạn 7** : Căng cáp, tháo ván khuôn đốt hợp long.

Sau khi bê tông đạt đủ cường độ, tiến hành căng cáp d-ong và tháo xe đúc đốt hợp long. Việc tháo xe đúc t-ong đ-ong với việc tác dụng ng-ọc trở lại của trọng l-ợng xe đúc, trên sơ đồ liên tục.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.V.10



Tiết diện	Khoảng cách m	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
		tc	0.90	1.25	tc	0.90	1.25
1	0	-18.76	-16.884	-23.45	0	0	0
2	18.5	-18.76	-16.884	-23.45	347.02	312.32	433.78
3	20.5	-18.76	-16.884	-23.45	384.53	346.08	480.66
4	24.5	-18.76	-16.884	-23.45	459.56	413.6	574.45
5	28.5	-18.76	-16.884	-23.45	534.59	481.13	668.24
6	32.5	-18.76	-16.884	-23.45	609.63	548.67	762.04
7	36.5	-18.76	-16.884	-23.45	684.66	616.19	855.83
8	40.5	-18.76	-16.884	-23.45	759.69	683.72	949.61
9	44.5	-18.76	-16.884	-23.45	834.72	751.25	1043.4

10	48.5	-18.76	-16.884	-23.45	909.75	818.78	1137.2
11	51.5	-18.76	-16.884	-23.45	966.02	869.42	1207.5
12	54.5	-18.76	-16.884	-23.45	1022.3	920.07	1277.9
13	57.5	-18.76	-16.884	-23.45	1078.6	970.74	1348.3
14	60.5	-18.76	-16.884	-23.45	1134.8	1021.3	1418.5
15	63.5	-18.76	-16.884	-23.45	1191.1	1072	1488.9
16	66.5	-18.76	-16.884	-23.45	1247.4	1122.7	1559.3
17T	72	-18.76	-16.884	-23.45	1350.6	1215.5	1688.3
17P	72	75	67.5	93.8	1350.6	1215.5	1688.3
18	77.5	75	67.5	93.8	938.05	844.25	1172.6
19	80.5	75	67.5	93.8	713.05	641.75	891.31
20	83.5	75	67.5	93.8	488.05	439.25	610.06
21	86.5	75	67.5	93.8	263.05	236.75	328.81
22	89.5	75	67.5	93.8	38.05	34.245	47.563
23	92.5	75	67.5	93.8	-186.95	-168.26	-233.69
24	95.5	75	67.5	93.8	-411.95	-370.76	-514.94
25	99.5	75	67.5	93.8	-711.95	-640.76	-889.94
26	103.5	75	67.5	93.8	-1012	-910.8	-1265
27	107.5	75	67.5	93.8	-1312	-1180.8	-1640
28	111.5	75	67.5	93.8	-1612	-1450.8	-2015
29	115.5	75	67.5	93.8	-1912	-1720.8	-2390
30	119.5	75	67.5	93.8	-2212	-1990.8	-2765
31	123.5	75	67.5	93.8	-2512	-2260.8	-3140

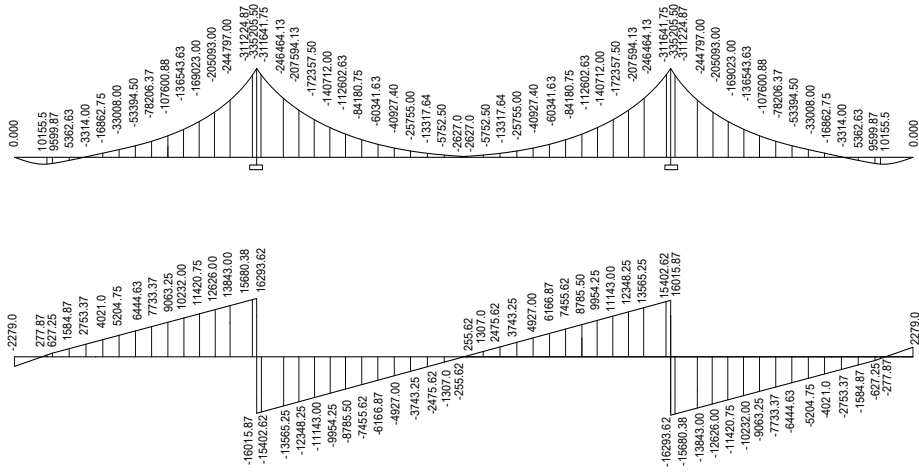
- Tổng hợp của 7 giai đoạn thi công:

Tổng hợp nội lực của 7 giai đoạn thi công:

Tiết diện	Khoảng cách m	Lực cắt		Mômen	
		Q <sub>tc</sub> (KN)	Q <sub>tt</sub> (KN)	M <sub>tc</sub> (KN.m)	M <sub>tt</sub> (KN.m)
1	0	-4403	-5504	0	0
2	18.5	725.2	906.5	36455	45569
3	20.5	1063.2	1329	35005	43757
4	24.5	2044.6	2555.8	28940	36174
5	28.5	3138.4	3923	18573	23217

6	32.5	4273.2	5341.5	3750.3	4687.9
7	36.5	5452	6815	-15700	-19625
8	40.5	6677.6	8347	-39959	-49948
9	44.5	7953	9941.3	-69220	-86525
10	48.5	9280.6	11601	-103688	-129610
11	51.5	10312	12890	-133076	-166345
12	54.5	11374	14218	-165606	-207007
13	57.5	12469	15587	-201371	-251714
14	60.5	13596	16995	-240469	-300587
15	63.5	14756	18445	-282999	-353749
16	66.5	15950	19938	-329060	-411325
17T	72	18430.23	23038	-431877	-539847
17P	72	-17705	-22131	-431877	-539847
18	77.5	-15225	-19031	-333218	-416522
19	80.5	-14031	-17539	-289333	-361666
20	83.5	-12871	-16089	-248979	-311224
21	86.5	-11744	-14680	-212056	-265070
22	89.5	-10649	-13311	-178466	-223082
23	92.5	-9587	-11984	-148112	-185140
24	95.5	-8555	-10694	-120899	-151124
25	99.5	-7228	-9035	-89333	-111666
26	103.5	-5952	-7440	-62972	-78715
27	107.5	-4727	-5909	-41614	-52018
28	111.5	-3548	-4435	-25064	-31330
29	115.5	-2413	-3016	-13142	-16428
30	119.5	-1319	-1649	-5676.8	-7096
31	123.5	937	1171.3	-2512	-3140

Biểu đồ nội lực tích lũy của 7 giai đoạn thi công



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

Thi công lan can, lớp mài luyện, phòng n-ớc, 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)

$$DW=dlp*Blp*\gamma_{lp}$$

Trong đó:

dlp : chiều dày trung bình của lớp mặt đ- ờng,lấy trong thiết kế sơ bộ=12 cm  
=0.12 m

Blp : bề rộng của các lớp mặt đ- ờng,B=13 m .

$\gamma_{lp}$  : tỷ trọng của lớp phủ,lấy trung bình =22.5 KN/m

$$DW=0.12*13*22.5=35.1 \text{ KN/m}$$

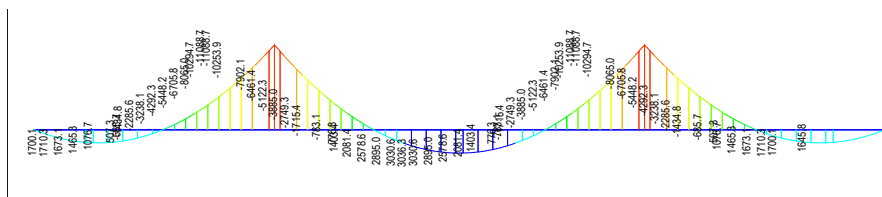
+ Tính tải lan can(DC2) phân bố đều tính cả 2 bên lan can+gờ chắn

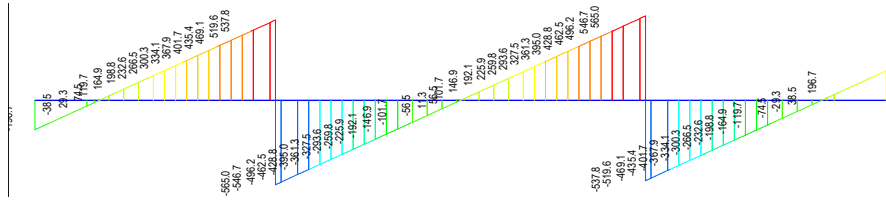
$$DC2 = 7.5(\text{KN/m})$$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mô men thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01





Biểu đồ nội lực do lan can và lớp phủ gây ra

**NỘI LỰC DO LAN CAN GÂY RA**

Tiết diện	Khoảng cách m	QLC(KN)	QLC(KN)	QLC(KN)	MLC(KN.m)	MLC(KN.m)	MLC (KN.m)
		tc	0.65	1.50	tc	0.65	1.50
1	0	-201.91	-131.24	-302.87	0	0	0
2	18.5	-63.16	-41.054	-94.74	2451.83	1593.69	3677.75
3	20.5	-48.16	-31.304	-72.24	2563.14	1666.04	3844.71
4	24.5	-18.16	-11.804	-27.24	2695.77	1752.25	4043.66
5	28.5	11.84	7.696	17.76	2708.39	1760.45	4062.59
6	32.5	41.84	27.196	62.76	2601.02	1690.66	3901.53
7	36.5	71.84	46.696	107.76	2373.65	1542.87	3560.48
8	40.5	101.84	66.196	152.76	2026.27	1317.08	3039.41
9	44.5	131.84	85.696	197.76	1558.9	1013.29	2338.35
10	48.5	161.84	105.196	242.76	971.52	631.488	1457.28
11	51.5	184.34	119.821	276.51	452.24	293.956	678.36
12	54.5	206.84	134.446	310.26	-134.54	-87.451	-201.81
13	57.5	229.34	149.071	344.01	-788.82	-512.733	-1183.23
14	60.5	251.84	163.696	377.76	-1510.6	-981.89	-2265.9
15	63.5	274.34	178.321	411.51	-2299.88	-1494.92	-3449.82
16	66.5	296.84	192.946	445.26	-3156.66	-2051.83	-4734.99
17T	72	338.1	219.765	507.15	-4902.74	-3186.78	-7354.11
17P	72	-318.75	-207.19	-478.13	-4902.74	-3186.78	-7354.11
18	77.5	-277.5	-180.38	-416.25	-3263.05	-2120.98	-4894.58
19	80.5	-255	-165.75	-382.5	-2464.3	-1601.8	-3696.45
20	83.5	-232.5	-151.13	-348.75	-1733.05	-1126.48	-2599.58
21	86.5	-210	-136.5	-315	-1069.3	-695.045	-1603.95
22	89.5	-187.5	-121.88	-281.25	-473.05	-307.483	-709.575
23	92.5	-165	-107.25	-247.5	55.7	36.205	83.55
24	95.5	-142.5	-92.625	-213.75	516.95	336.018	775.425
25	99.5	-112.5	-73.125	-168.75	1026.95	667.518	1540.43
26	103.5	-82.5	-53.625	-123.75	1416.95	921.018	2125.43
27	107.5	-52.5	-34.125	-78.75	1686.95	1096.52	2530.43
28	111.5	-22.5	-14.625	-33.75	1836.95	1194.02	2755.43

29	115.5	7.5	4.875	11.25	1866.95	1213.52	2800.43
30	119.5	37.5	24.375	56.25	1776.95	1155.02	2665.43
31	123.5	-7.5	-4.875	-11.25	1566.95	1018.52	2350.43

**NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA**

Tiết diện	Khoảng cách	QLP(KN)	QLP(KN)	QLP(KN)	MLP(KN.m)	MLP(KN.m)	MLP(KN.m)
	m	tc	0.65	1.50	tc	0.65	1.50
1	0	-859.39	-558.6	-1289.1	0	0	0
2	18.5	-222.54	-144.65	-333.81	10007.83	6505.09	15011.7
3	20.5	-153.69	-99.899	-230.54	10384.07	6749.65	15576.1
4	24.5	-16	-10.4	-24	10723.45	6970.24	16085.2
5	28.5	121.7	79.105	182.55	10512.05	6832.83	15768.1
6	32.5	259.39	168.604	389.085	9749.86	6337.41	14624.8
7	36.5	397.09	258.109	595.635	8436.89	5483.98	12655.3
8	40.5	534.79	347.614	802.185	6573.14	4272.54	9859.71
9	44.5	672.48	437.112	1008.72	4158.61	2703.1	6237.92
10	48.5	810.18	526.617	1215.27	1193.28	775.632	1789.92
11	51.5	913.45	593.743	1370.18	-1392.16	-904.904	-2088.24
12	54.5	1016.72	660.868	1525.08	-4287.42	-2786.82	-6431.13
13	57.5	1119.99	727.994	1679.99	-7492.49	-4870.12	-11238.7
14	60.5	1223.27	795.126	1834.91	-11007.38	-7154.8	-16511.1
15	63.5	1326.54	862.251	1989.81	-14832.09	-9640.86	-22248.1
16	66.5	1429.81	929.377	2144.72	-18966.61	-12328.3	-28449.9
17T	72	1619.1	1052.42	2428.65	-27351.23	-17778.3	-41026.8
17P	72	-1732.26	-1126	-2598.4	-27351.23	-17778.3	-41026.8
18	77.5	-1542.93	-1002.9	-2314.4	-18344.46	-11923.9	-27516.7
19	80.5	-1439.66	-935.78	-2159.5	-13870.59	-9015.88	-20805.9
20	83.5	-1336.38	-868.65	-2004.6	-9706.53	-6309.24	-14559.8
21	86.5	-1233.11	-801.52	-1849.7	-5852.28	-3803.98	-8778.42
22	89.5	-1129.84	-734.4	-1694.8	-2307.86	-1500.11	-3461.79
23	92.5	-1026.57	-667.27	-1539.9	926.76	602.394	1390.14
24	95.5	-923.3	-600.15	-1385	3851.55	2503.51	5777.33
25	99.5	-785.6	-510.64	-1178.4	7269.34	4725.07	10904
26	103.5	-647.9	-421.14	-971.85	10136.35	6588.63	15204.5
27	107.5	-510.21	-331.64	-765.32	12452.58	8094.18	18678.9
28	111.5	-372.51	-242.13	-558.77	14218.02	9241.71	21327
29	115.5	-234.82	-152.63	-352.23	15432.67	10031.2	23149
30	119.5	-97.12	-63.128	-145.68	16096.54	10462.8	24144.8
31	123.5	-34.42	-22.373	-51.63	16209.63	10536.3	24314.4



**1.1. Giai đoạn 9: Đ- a kết cấu vào khai thác sử dụng**

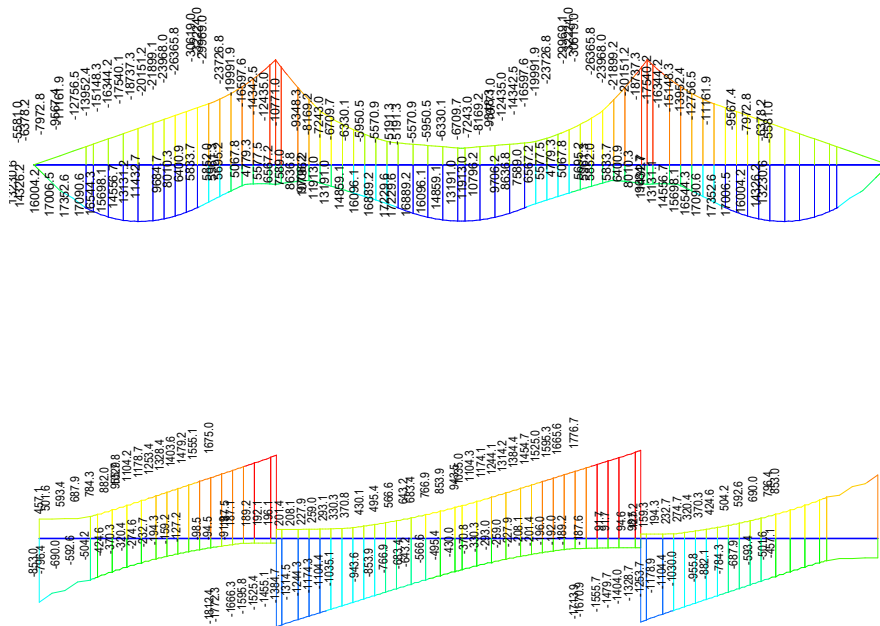
Trong giai đoạn này kết cấu nhịp đ- ọc tính toán với các tải trọng khai thác:

Tải trọng ng- ời (PL=0.3 KN/m<sup>2</sup>), tính trên chiều dài cầu: PL = 0.3 x 1.5 = 4.5 KN/m

Hoạt tải HL93



Biểu đồ mômen và lực cắt thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01

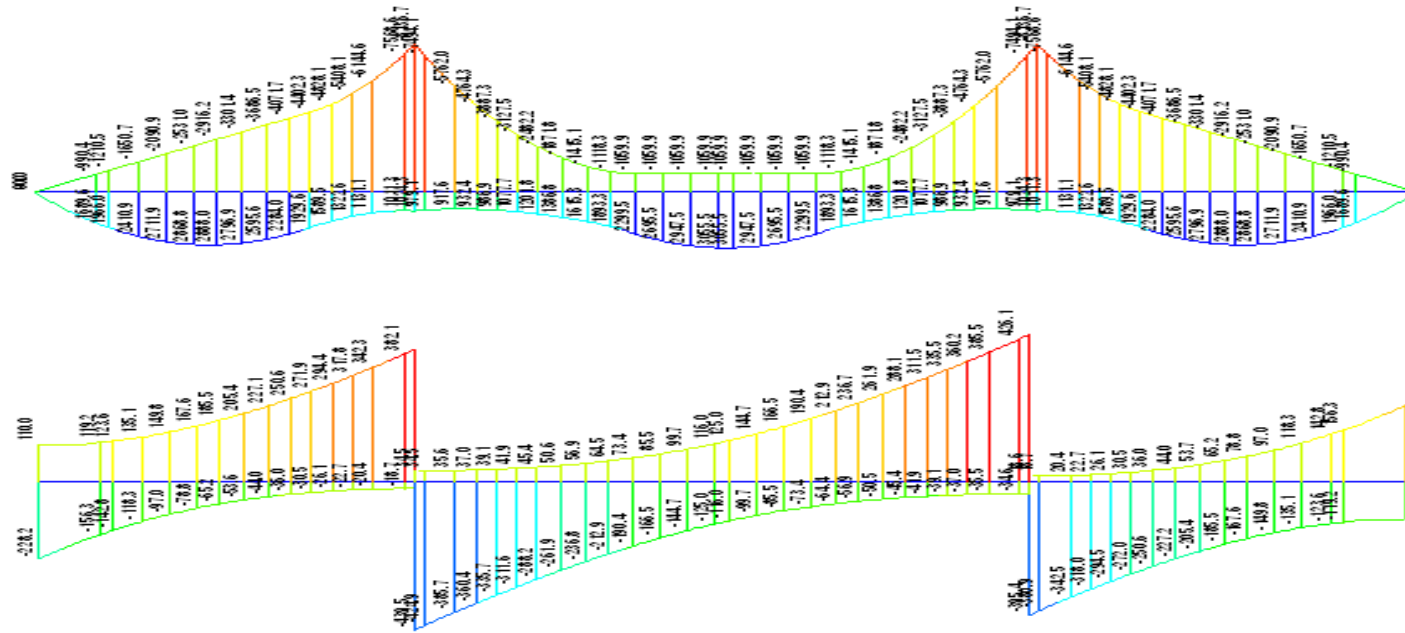


Formatted: Bullets and Numbering

- Do tải trọng ng- ời :

Tiết diện	Khoảng cách	Qmax	Qmin	Mmax	Mmin
	m	kN	kN	kN.m	kN.m
1	0	47.27	-179.2	0	0
2	18.5	62.85	-94.86	2390.78	-874.51
3	20.5	66.38	-87.59	2538.54	-969.05
4	24.5	74.48	-74.09	2745.15	-1158.13
5	28.5	83.96	-61.97	2885.61	-1347.21
6	32.5	94.79	-51.2	2959.92	-1536.29
7	36.5	106.91	-41.72	2968.08	-1725.38
8	40.5	120.3	-33.51	2910.09	-1914.46
9	44.5	134.9	-26.51	2785.95	-2103.54
10	48.5	150.66	-20.67	2595.66	-2292.62
11	51.5	163.2	-17.01	2339.22	-2434.44
12	54.5	176.35	-13.96	2016.63	-2576.25
13	57.5	190.05	-11.46	1627.89	-2718.06
14	60.5	204.3	-9.51	1173	-2886.91
15	63.5	219.05	-8.06	787.55	-3219.69
16	66.5	234.28	-7.09	564.6	-3711.78
17T	72	263.3	-6.4	461.94	-4961.22
17P	72	19.23	-302.7	461.94	-4961.22
18	77.5	19.82	-273.5	430.82	-3452.53
19	80.5	20.75	-258	487.58	-2772.19
20	83.5	22.18	-242.9	607.03	-2203.13
21	86.5	24.15	-228.2	796.02	-1752.23
22	89.5	26.69	-213.8	1058.27	-1423.18
23	92.5	29.84	-199.9	1391.02	-1213.23
24	95.5	33.63	-186.4	1778.32	-1106.43
25	99.5	38.09	-169.2	2350.89	-1095.8
26	103.5	43.24	-152.9	2847.69	-1095.8
27	107.5	49.11	-137.5	3258.09	-1095.8
28	111.5	55.7	-123	3582.09	-1095.8
29	115.5	63.04	-109.5	3819.69	-1095.8
30	119.5	71.13	-96.93	3970.89	-1095.8
31	123.5	79.98	-85.38	4035.69	-1095.8

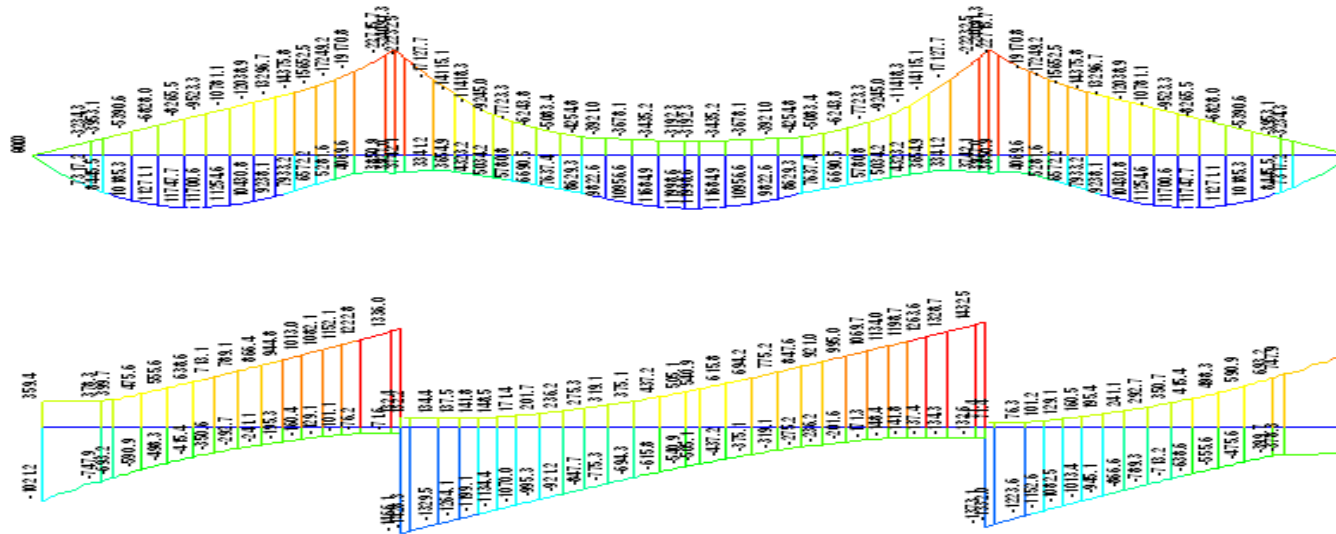
Biểu đồ nội lực do tải trọng ng- ời gây ra



- Do xe 2 trục gây ra..

Tiết diện	Khoảng cách	Qmax	Qmin	Mmax	Mmin
	m	kN	kN	kN.m	kN.m
1	0	143.22	-702.08	0	0
2	18.5	230.64	-423.61	9156.6	-2649.66
3	20.5	248.91	-397.67	9694.44	-2936.1
4	24.5	287.25	-348.28	10512.92	-3509
5	28.5	327.99	-302.22	10994.68	-4081.9
6	32.5	370.97	-259.51	11147.99	-4654.8
7	36.5	416.05	-220.13	10995.62	-5227.7
8	40.5	463.07	-184.07	10536.31	-5800.6
9	44.5	511.83	-151.33	9777.81	-6373.49
10	48.5	562.17	-121.84	8732.99	-6946.39
11	51.5	600.84	-101.86	7769.43	-7376.07
12	54.5	640.19	-83.66	6659.53	-7805.74
13	57.5	680.14	-67.24	5409.67	-8235.41
14	60.5	720.59	-52.56	4083.13	-8721.21
15	63.5	761.45	-39.59	2971.6	-9547.26
16	66.5	802.61	-28.32	2073.43	-10703.95
17T	72	878.5	-21.8	1569.61	-13545.38
17P	72	65.36	-960.78	1569.61	-13545.38
18	77.5	66.37	-888.71	1644.98	-9294.56
19	80.5	67.85	-849.44	2245.5	-7597.54
20	83.5	70.07	-810.33	2976.29	-6340.11
21	86.5	79.92	-771.49	3845.01	-5327.92
22	89.5	92.3	-732.99	4853.2	-4568.65
23	92.5	106.04	-694.94	5989.43	-4056.57
24	95.5	121.14	-657.41	7215.95	-3758.6
25	99.5	143.42	-608.33	8922.54	-3634.79
26	103.5	168.1	-560.51	10411.89	-3533.05
27	107.5	195.18	-514.1	11653.53	-3431.31
28	111.5	224.63	-469.27	12640.52	-3329.57
29	115.5	256.39	-426.14	13367.45	-3227.84
30	119.5	290.41	-384.86	13830.38	-3126.1
31	123.5	326.63	-345.53	14026.44	-3024.36

Biểu đồ nội lực do xe 2 trục gây ra



- Do xe 3 trục gây ra

Tiết diện	Khoảng cách m	Qmax kN	Qmin kN	Mmax kN.m	Mmin kN.m
1	0	162.84	-829.17	0	0
2	18.5	256.87	-506.07	10682.07	-3012.45
3	20.5	280.03	-475.53	11290.49	-3338.12
4	24.5	328.22	-417.13	12234.49	-3989.46
5	28.5	378.6	-362.33	12777.52	-4640.8
6	32.5	431.03	-311.18	12928.62	-5292.14
7	36.5	485.36	-263.71	12746.01	-5943.48
8	40.5	541.37	-219.94	12205.99	-6594.82
9	44.5	598.86	-179.88	11311.53	-7246.16
10	48.5	657.61	-143.54	10080.96	-7897.5
11	51.5	702.36	-118.71	8949.87	-8386
12	54.5	747.61	-95.96	7648.98	-8874.51
13	57.5	793.22	-75.28	6189.59	-9363.01
14	60.5	839.1	-56.65	4637.46	-9907.64
15	63.5	885.14	-40.1	3288.13	-10792.52
16	66.5	931.22	-26.85	2142.07	-12008.04
17T	72	1015.4	-25.5	1832.77	-14957.32
17P	72	76.32	-1100.33	1832.77	-14957.32
18	77.5	77.33	-1022.03	1592.12	-10217.32
19	80.5	78.81	-979.02	2412.37	-8391.8
20	83.5	81.03	-935.98	3360.51	-7101.5
21	86.5	85.78	-893	4442.7	-6056.43
22	89.5	101.35	-850.21	5657.24	-5264.29
23	92.5	118.53	-807.69	6991.06	-4719.34
24	95.5	137.3	-765.57	8401.79	-4388.5
25	99.5	164.78	-710.18	10334.03	-4220.86
26	103.5	195.03	-655.86	12020.92	-4075.29
27	107.5	227.96	-602.83	13428.56	-3929.72
28	111.5	263.52	-551.27	14547.34	-3784.15
29	115.5	301.61	-501.38	15369.77	-3638.58
30	119.5	342.13	-453.31	15890.32	-3493.01
31	123.5	384.97	-407.22	16106.37	-3347.44



### IV.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

Sử dụng phần mềm MIDAS để phân tích kết cấu ứng với từng sơ đồ và tải trọng nh- trên. Sau đó tổ hợp bằng cách cộng nội lực của các b-óc thi công (trong giai đoạn thi công) ta đ-ợc nội lực thi công, phần này chính nội lực do tải trọng kết cấu DC1. Nội lực do tĩnh tải giai đoạn 2 gồm lan can (DC2), và lớp mặt cầu(DW). Tổ hợp với hoạt tải khi khai thác ta đ-ợc nội lực thiết kế.

Bảng hệ số tải trọng dùng để tổ hợp:

Loại tải trọng	DC1, DC2	DW	PL	LL
$\gamma_i$	1.25	1.5	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:

- $\gamma_i$  = Hệ số tải trọng bảng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]
- $Q_i$  = Tải trọng qui định ở đây.
- $\eta_i$  = 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:  $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1 \times 1 \times 1 = 1.0$



Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGH

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

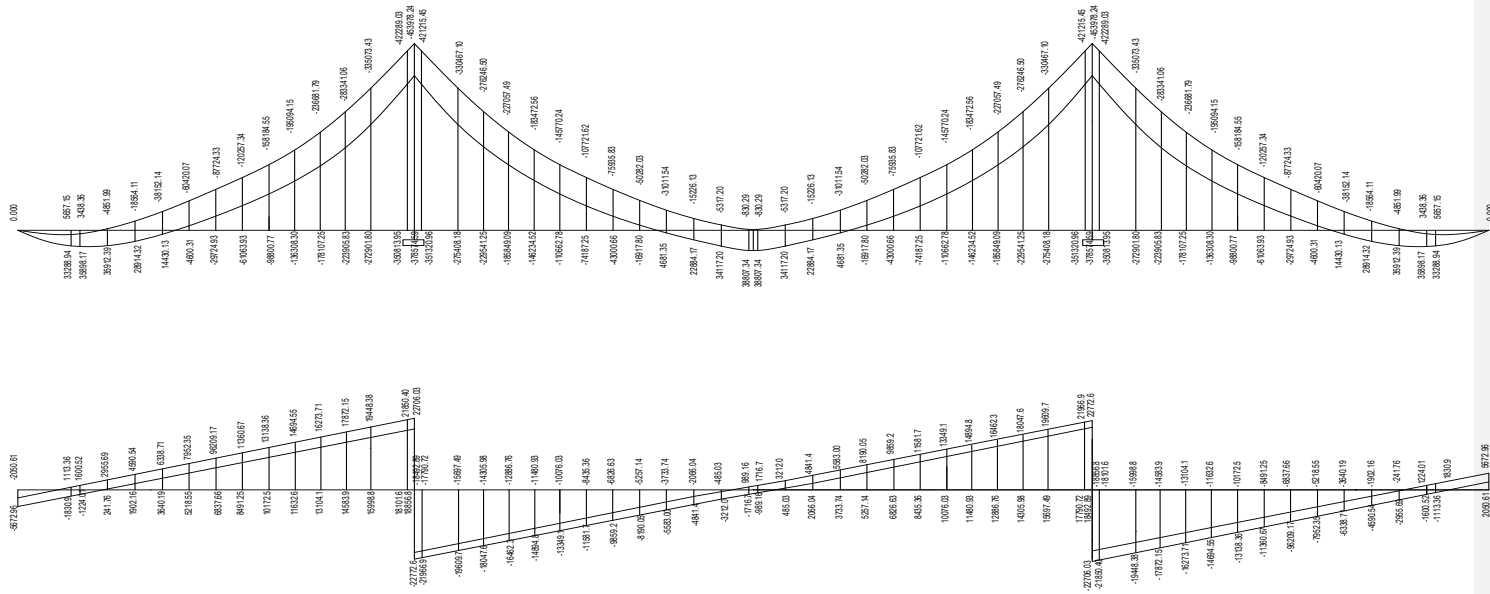
**Bảng tổ hợp mômen ở TTGHCD**

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1 M (KNm)	DC2 M (KNm)	DW M (KNm)	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGH CD1	
					M <sub>max</sub> (KNm)	M <sub>min</sub> (KNm)	M <sub>max</sub> (KNm)	M <sub>min</sub> (KNm)
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18.5	36455	2451.83	10007.83	13072.85	-3886.96	90848.91	59685.26
3	20.5	35005	2563.14	10384.07	13829.03	-4307.17	91073.94	57748.67
4	24.5	28940	2695.77	10723.45	14979.64	-5147.59	85936.47	48952.69
5	28.5	18573	2708.39	10512.05	15663.13	-5988.01	73269.3	33485.33
6	32.5	3750.3	2601.02	9749.86	15888.54	-6828.43	52887.33	11144.9
7	36.5	-15700	2373.65	8436.89	15714.09	-7668.86	24671.91	-18294.3
8	40.5	-39959	2026.27	6573.14	15116.08	-8509.28	-11658.2	-55069.8
9	44.5	-69220	1558.9	4158.61	14097.48	-9349.7	-56351.3	-99435.5
10	48.5	-103688	971.52	1193.28	12676.62	-10190.1	-109643	-151660
11	51.5	-133076	452.24	-1392.16	11289.09	-10820.4	-155518	-196144
12	54.5	-165606	-134.54	-4287.42	9665.61	-11450.8	-206527	-245328
13	57.5	-201371	-788.82	-7492.49	7817.48	-12081.1	-262771	-299334
14	60.5	-240469	-1510.6	-11007.4	5810.46	-12794.6	-324258	-358445
15	63.5	-282999	-2299.88	-14832.1	4075.68	-14012.2	-390326	-423563
16	66.5	-329060	-3156.66	-18966.6	2706.67	-15719.8	-460933	-494792
17T	72	-431877	-4902.74	-27351.2	2294.71	-19918.5	-612135	-652952
17P	72	-431877	-4902.74	-27351.2	2294.71	-19918.5	-612135	-652952
18	77.5	-333218	-3263.05	-18344.5	2022.94	-13669.9	-466807	-495642
19	80.5	-289333	-2464.3	-13870.6	2899.95	-11164	-399501	-425344
20	83.5	-248979	-1733.05	-9706.53	3967.54	-9304.63	-337057	-361445
21	86.5	-212056	-1069.3	-5852.28	5238.72	-7808.66	-279318	-303293
22	89.5	-178466	-473.05	-2307.86	6715.51	-6687.47	-226153	-250781
23	92.5	-148112	55.7	926.76	8382.08	-5932.57	-177462	-203765
24	95.5	-120899	516.95	3851.55	10180.11	-5494.93	-133229	-162032
25	99.5	-89333	1026.95	7269.34	12684.92	-5316.66	-81143.9	-114222
26	103.5	-62972	1416.95	10136.35	14868.61	-5171.09	-37505.2	-74328.1
27	107.5	-41614	1686.95	12452.58	16686.65	-5025.52	-2129.72	-42025.8
28	111.5	-25064	1836.95	14218.02	18129.43	-4879.95	25220.71	-17059
29	115.5	-13142	1866.95	15432.67	19189.46	-4734.38	44768.58	808.5289
30	119.5	-5676.8	1776.95	16096.54	19861.21	-4588.81	56728.47	11801.56
31	123.5	-2512	1566.95	16209.63	20142.06	-4443.24	61300.82	16125.34

Bảng tổ hợp lực cắt ở TTGHCD.

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1 Qt (KN)	DC2 Qt (KN)	DW Qt (KN)	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGH CDI	
					Qmax (KN)	Qmin(KN)	Qmax (KN)	Qmin(KN)
1	0	-4403	-201.91	-859.39	210.11	-1008.37	-7011.41	-9250.36
2	18.5	725.2	-63.16	-222.54	319.72	-600.93	1105.913	-585.782
3	20.5	1063.2	-48.16	-153.69	346.41	-563.12	1726.707	55.44525
4	24.5	2044.6	-18.16	-16	402.7	-491.22	3374.464	1731.886
5	28.5	3138.4	11.84	121.7	462.56	-424.3	5176.322	3546.716
6	32.5	4273.2	41.84	259.39	525.82	-362.38	7038.224	5406.156
7	36.5	5452	71.84	397.09	592.27	-305.43	8963.753	7314.229
8	40.5	6677.6	101.84	534.79	661.67	-253.45	10956.13	9274.595
9	44.5	7953	131.84	672.48	733.76	-206.39	13018.79	11291.27
10	48.5	9280.6	161.84	810.18	808.27	-164.21	15154.43	13367.5
11	51.5	10312	184.34	913.45	865.56	-135.72	16805.6	14965.74
12	54.5	11374	206.84	1016.72	923.96	-109.92	18498.96	16599.21
13	57.5	12469	229.34	1119.99	983.27	-86.74	20237.31	18271.17
14	60.5	13596	251.84	1223.27	1043.4	-66.16	22019.19	19980.37
15	63.5	14756	274.34	1326.54	1104.19	-48.16	23845.57	21728.13
16	66.5	15950	296.84	1429.81	1165.5	-33.94	25717.53	23513.56
17T	72	18430	338.1	1619.1	1278.7	-31.9	29533.13	27124.9
17P	72	-17705	-318.75	-1732.26	95.55	-1403.03	-26208.9	-28962.5
18	77.5	-15225	-277.5	-1542.93	97.15	-1295.53	-22598.6	-25157.7
19	80.5	-14031	-255	-1439.66	99.56	-1237.02	-20834.9	-23290.9
20	83.5	-12871	-232.5	-1336.38	103.21	-1178.88	-19113.5	-21469.3
21	86.5	-11744	-210	-1233.11	109.93	-1121.2	-17429.8	-19692
22	89.5	-10649	-187.5	-1129.84	128.04	-1064.01	-15767.1	-17957.5
23	92.5	-9587	-165	-1026.57	148.37	-1007.59	-14143.7	-16267.8
24	95.5	-8555	-142.5	-923.3	170.93	-951.97	-12555.6	-14618.9
25	99.5	-7228	-112.5	-785.6	202.87	-879.38	-10499	-12487.6
26	103.5	-5952	-82.5	-647.9	238.27	-808.76	-8502.9	-10426.8
27	107.5	-4727	-52.5	-510.21	277.07	-740.33	-6567.56	-8437.03
28	111.5	-3548	-22.5	-372.51	319.22	-674.27	-4686.42	-6511.96
29	115.5	-2413	7.5	-234.82	364.65	-610.88	-2857.02	-4649.55
30	119.5	-1319	37.5	-97.12	413.26	-550.24	-1075.57	-2846
31	123.5	937	-7.5	-34.42	464.95	-492.6	2020.103	260.6048

Biểu đồ bao nội lực do tổ hợp tải trọng ở TTGHCD1



Bảng tổ hợp mômen ở TTGHSD

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1 M (KNm)	DC2 M (KNm)	DW M (KNm)	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGH SD	
					M <sub>max</sub> (KNm)	M <sub>min</sub> (KNm)	M <sub>max</sub> (KNm)	M <sub>min</sub> (KNm)
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	18.5	36455	2451.83	10007.83	13072.85	-3886.96	62006.01	45027.7
3	20.5	35005	2563.14	10384.07	13829.03	-4307.17	61801.74	43645.04
4	24.5	28940	2695.77	10723.45	14979.64	-5147.59	57363.36	37211.63
5	28.5	18573	2708.39	10512.05	15663.13	-5988.01	47485.07	25805.43
6	32.5	3750.3	2601.02	9749.86	15888.54	-6828.43	32022.22	9272.75
7	36.5	-15700	2373.65	8436.89	15714.09	-7668.86	10861.13	-12558.3
8	40.5	-39959	2026.27	6573.14	15116.08	-8509.28	-16203	-39868.9
9	44.5	-69220	1558.9	4158.61	14097.48	-9349.7	-49360.5	-72852.2
10	48.5	-103688	971.52	1193.28	12676.62	-10190.1	-88798.1	-111713
11	51.5	-133076	452.24	-1392.16	11289.09	-10820.4	-122675	-144836
12	54.5	-165606	-134.54	-4287.42	9665.61	-11450.8	-160308	-181479
13	57.5	-201371	-788.82	-7492.49	7817.48	-12081.1	-201777	-221733
14	60.5	-240469	-1510.6	-11007.4	5810.46	-12794.6	-247116	-265782
15	63.5	-282999	-2299.88	-14832.1	4075.68	-14012.2	-295992	-314143
16	66.5	-329060	-3156.66	-18966.6	2706.67	-15719.8	-348410	-366903
17T	72	-431877	-4902.74	-27351.2	2294.71	-19918.5	-461836	-484049
17P	72	-431877	-4902.74	-27351.2	2294.71	-19918.5	-461836	-484049
18	77.5	-333218	-3263.05	-18344.5	2022.94	-13669.9	-352725	-368495
19	80.5	-289333	-2464.3	-13870.6	2899.95	-11164	-302687	-316832
20	83.5	-248979	-1733.05	-9706.53	3967.54	-9304.63	-256368	-269723
21	86.5	-212056	-1069.3	-5852.28	5238.72	-7808.66	-213652	-226786
22	89.5	-178466	-473.05	-2307.86	6715.51	-6687.47	-174442	-187934
23	92.5	-148112	55.7	926.76	8382.08	-5932.57	-138655	-153062
24	95.5	-120899	516.95	3851.55	10180.11	-5494.93	-106255	-122025
25	99.5	-89333	1026.95	7269.34	12684.92	-5316.66	-68252.3	-86353.4
26	103.5	-62972	1416.95	10136.35	14868.61	-5171.09	-36446.6	-56589.8
27	107.5	-41614	1686.95	12452.58	16686.65	-5025.52	-10680.3	-32500
28	111.5	-25064	1836.95	14218.02	18129.43	-4879.95	9231.9	-13889
29	115.5	-13142	1866.95	15432.67	19189.46	-4734.38	23462.58	-576.76
30	119.5	-5676.8	1776.95	16096.54	19861.21	-4588.81	32177.4	7607.88
31	123.5	-2512	1566.95	16209.63	20142.06	-4443.24	35530.14	10821.34

**Bảng tổ hợp lực cắt ở TTGHSD.**

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1 Qtt (KN)	DC2 Qtt (KN)	DW Qtt (KN)	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGH SD	
					Qmax (KN)	Qmin(KN)	Qmax (KN)	Qmin(KN)
1	0	-4403	-201.91	-859.39	210.11	-1008.37	-5254.19	-6472.67
2	18.5	725.2	-63.16	-222.54	319.72	-600.93	759.22	-161.43
3	20.5	1063.2	-48.16	-153.69	346.41	-563.12	1207.76	298.23
4	24.5	2044.6	-18.16	-16	402.7	-491.22	2413.14	1519.22
5	28.5	3138.4	11.84	121.7	462.56	-424.3	3734.5	2847.64
6	32.5	4273.2	41.84	259.39	525.82	-362.38	5100.25	4212.05
7	36.5	5452	71.84	397.09	592.27	-305.43	6513.2	5615.5
8	40.5	6677.6	101.84	534.79	661.67	-253.45	7975.9	7060.78
9	44.5	7953	131.84	672.48	733.76	-206.39	9491.08	8550.93
10	48.5	9280.6	161.84	810.18	808.27	-164.21	11060.89	10088.41
11	51.5	10312	184.34	913.45	865.56	-135.72	12275.35	11274.07
12	54.5	11374	206.84	1016.72	923.96	-109.92	13521.52	12487.64
13	57.5	12469	229.34	1119.99	983.27	-86.74	14801.6	13731.59
14	60.5	13596	251.84	1223.27	1043.4	-66.16	16114.51	15004.95
15	63.5	14756	274.34	1326.54	1104.19	-48.16	17461.07	16308.72
16	66.5	15950	296.84	1429.81	1165.5	-33.94	18842.15	17642.71
17T	72	18430	338.1	1619.1	1278.7	-31.9	21665.9	20355.53
17P	72	-17705	-318.75	-1732.26	95.55	-1403.03	-19890.5	-21159
18	77.5	-15225	-277.5	-1542.93	97.15	-1295.53	-16948.3	-18341
19	80.5	-14031	-255	-1439.66	99.56	-1237.02	-15626.1	-16962.7
20	83.5	-12871	-232.5	-1336.38	103.21	-1178.88	-14336.7	-15618.8
21	86.5	-11744	-210	-1233.11	109.93	-1121.2	-13077.2	-14308.3
22	89.5	-10649	-187.5	-1129.84	128.04	-1064.01	-11838.3	-13030.4
23	92.5	-9587	-165	-1026.57	148.37	-1007.59	-10630.2	-11786.2
24	95.5	-8555	-142.5	-923.3	170.93	-951.97	-9449.87	-10572.8
25	99.5	-7228	-112.5	-785.6	202.87	-879.38	-7923.23	-9005.48
26	103.5	-5952	-82.5	-647.9	238.27	-808.76	-6444.13	-7491.16
27	107.5	-4727	-52.5	-510.21	277.07	-740.33	-5012.64	-6030.04
28	111.5	-3548	-22.5	-372.51	319.22	-674.27	-3623.79	-4617.28
29	115.5	-2413	7.5	-234.82	364.65	-610.88	-2275.67	-3251.2
30	119.5	-1319	37.5	-97.12	413.26	-550.24	-965.36	-1928.86
31	123.5	937	-7.5	-34.42	464.95	-492.6	1360.03	402.48

### III. V. 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 <sup>2</sup>
C- ờng độ chịu kéo	1860 Mpa
C- ờng độ chảy	$f_{py} = 1674 \text{ Mpa}$
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000 \text{ Mpa}$
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lăn	$K = 6.6 \times 10^{-7} (\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4} (\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006 \text{ m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pi} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ Mpa}$

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cáp dựa vào điều kiện sau: Lực nén  $F_r$  nhỏ nhất để đảm bảo thép chịu kéo ngoài cùng của bê tông không bị nứt, tức là ứng suất thép ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn  $0.50 \sqrt{f'_c} = 3.53 \text{ Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

Giới hạn chảy của cốt thép :  $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Mô đun đàn hồi của thép th- ờng:  $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

#### ▪ 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:

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

Trong đó:

$M_{CD1}$  : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

$f_{pe}$  : ứng suất sau mất mát  $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

$Z$  : 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 d- ờng, có thể lấy  $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

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

Trong đó:

$h$ : chiều cao tiết diện.

$h_b$  : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm  $h_b = 0,7 \text{ m}$

$h_d$  : 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 :  $n = \frac{A_{ps}}{A_b}$

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 =  $1.4\text{cm}^2$

Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 25 tao:

$$A_b = 25 \times 1.4 = 35 \text{ cm}^2$$

Bó cáp chịu mômen d- ơng chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 23 \times 1.4 = 32.2 \text{ cm}^2$$

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép cần thiết đ- ợc tăng thêm từ 10-20% để đảm bảo điều kiện chống nứt cho bê tông.

#### **V. Bảng tính toán lựa chọn l- ợng cốt thép DUL :**

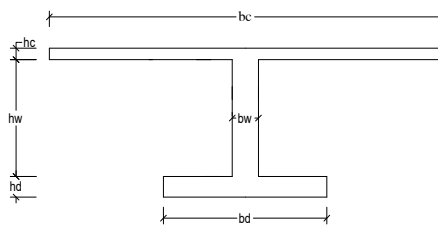
Tiết diện	Khoảng cách	Mmax	Mmin	Zcap D- ong	Zcáp âm	fc	Apsmax	Apsmin	CT tính toán(bỏ)		CT chọn (bỏ)	
	m	KNm	KNm	m	m	Mpa	m2	m2	max	min	max	min
1	0	0	0	1.8053	2.3413	1339	0	0	0	0	0	0
2	18.5	91073.94	59685.26	1.8053	2.3413	1339	0.037676	0.024691	11.7006	7.667985	12	
3	20.5	90848.91	57748.67	1.8053	2.3413	1339	0.037583	0.02389	11.67169	7.419184	12	
4	24.5	85936.47	48952.69	1.8475	2.3555	1339	0.034739	0.019788	10.78839	6.145478	10	2
5	28.5	73269.3	33485.33	1.932	2.412	1339	0.028323	0.012944	8.795863	4.019861	10	4
6	32.5	52887.33	11144.9	2.0587	2.5107	1339	0.019186	0.004043	5.958297	1.255587	6	6
7	36.5	24671.91	-18294.3	2.2277	2.6517	1339	0.008271	-0.00515	2.568678	-1.47212	4	8
8	40.5	-11658.2	-55069.8	2.4389	2.8349	1339	-0.00307	-0.01451	-0.8775	-4.14502		10
9	44.5	-56351.3	-99435.5	2.6923	3.0603	1339	-0.01375	-0.02427	-3.92908	-6.93312		12
10	48.5	-109643	-151660	2.9487	3.2922	1339	-0.02487	-0.0344	-7.10634	-9.82961		14
11	51.5	-155518	-196144	3.1943	3.5168	1339	-0.03303	-0.04165	-9.43592	-11.9009		16
12	54.5	-206527	-245328	3.4635	3.765	1339	-0.04097	-0.04866	-11.7048	-13.9038		18
13	57.5	-262771	-299334	3.7566	4.0371	1339	-0.04861	-0.05537	-13.8886	-15.8211		20
14	60.5	-324258	-358445	4.0734	4.3329	1339	-0.05589	-0.06178	-15.9685	-17.6521		22
15	63.5	-390326	-423563	4.4139	4.6524	1339	-0.06266	-0.06799	-17.902	-19.4264		24
16	66.5	-460933	-494792	4.8413	5.0553	1339	-0.06809	-0.0731	-19.4555	-20.8846		26
17T	-612135	-612135	-652952	5.1	5.3	1339	-0.08626	-0.09201	-24.6447	-26.288		28
17P	-612135	-612135	-652952	5.1	5.3	1339	-0.08626	-0.09201	-24.6447	-26.288		28
18	77.5	-466807	-495642	4.8413	5.0553	1339	-0.06896	-0.07322	-19.7034	-20.9205		26
19	80.5	-399501	-425344	4.4139	4.6524	1339	-0.06413	-0.06828	-18.3228	-19.5081		24
20	83.5	-337057	-361445	4.0734	4.3329	1339	-0.0581	-0.0623	-16.5988	-17.7998		22
21	86.5	-279318	-303293	3.7566	4.0371	1339	-0.05167	-0.05611	-14.7632	-16.0304		20
22	89.5	-226153	-250781	3.4635	3.765	1339	-0.04486	-0.04974	-12.8171	-14.2128		18
23	92.5	-177462	-203765	3.1943	3.5168	1339	-0.03769	-0.04327	-10.7674	-12.3633		16
24	95.5	-133229	-162032	2.9487	3.2922	1339	-0.03022	-0.03676	-8.63503	-10.5019		14
25	99.5	-81143.9	-114222	2.6923	3.0603	1339	-0.0198	-0.02787	-5.65774	-7.96411		12
26	103.5	-37505.2	-74328.1	2.4389	2.8349	1339	-0.00988	-0.01958	-2.82296	-5.59457		10
27	107.5	-2129.72	-42025.8	2.2277	2.6517	1339	-0.0006	-0.01184	-0.17138	-3.38176		8
28	111.5	25220.71	-17059	2.0587	2.5107	1339	0.009149	-0.00507	2.84137	-1.44981	4	6
29	115.5	44768.58	808.5289	1.932	2.412	1339	0.017306	0.000313	5.374397	0.097063	6	4
30	119.5	56728.47	11801.56	1.8475	2.3555	1339	0.022932	0.004771	7.121643	1.481558	8	2
31	123.5	61300.82	16125.34	1.8053	2.3413	1339	0.025359	0.006671	7.875542	2.071682	8	



### V.1 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.

*Kích thước quy đổi từ tiết diện hộp sang tiết diện T tại tiết diện kiểm toán*



Tiết diện	K/c từ gối	bc	hc	bw	h <sub>w</sub>	b <sub>d</sub>	h <sub>d</sub>	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
3	18.50	14.5	0.457	1.05 8	1.9	6.894	0.30	2.5
17	51.5	14.5	0.457	1.05 8	4.3	5.6	1.00	5.8
31	123.5	14.5	0.457	1.05 8	1.9	6.894	0.30	2.5

\* Toàn bộ tiết diện làm việc kể cả cốt thép  $F_T$ .

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$F_{td} = F_0 + n_T \cdot F_T$$

$n_T$ : Hệ số quy đổi từ thép ra bê tông.

$$n_T = n = E_p/E_c = 197000/35749.53 = 5.51$$

$$F_{td} = F_0 + n*(F_t + F_d) \text{ và } S_0 = n*[F_t*(y_t - a_t) - F_d*(y_d - a_d)] ; c = \frac{S_0}{F_{td}}$$

$$y_d^I = y_d - c \quad \text{và} \quad y_t^I = y_t + c$$

$$J_{td} = J_0 + F_0*c^2 + n*[F_t*(y_t^I - a_t)^2 + F_d*(y_d^I - a_d)^2]$$

$$y_{a-b}^{I-I} = y_t^I - h_c \quad \text{và} \quad y_{c-d}^{I-I} = y_d^I - h_d$$

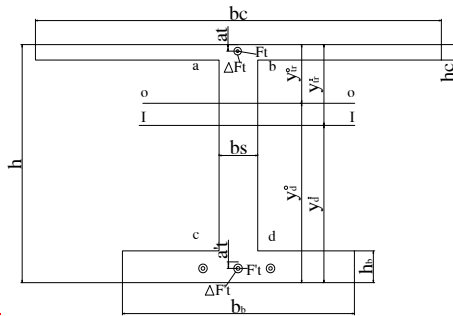
$$S_{a-b}^{I-I} = b_c*h_c*(y_t^I - \frac{h_c}{2}) + n*F_t*(y_t^I - a_t) ; S_{c-d}^{I-I} = b_d*h_d*(y_d^I - \frac{h_d}{2}) + n*F_d*(y_d^I - a_d)$$

$$c^{I-I} = y_d^I - a_d$$

Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luôn cấp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- $b_c$  : Bề rộng bản cánh trên.
- $h_c$  : Chiều cao bản cánh trên.
- $b$  : Chiều dày s- ờn dầm.
- $h_b$  : Chiều cao s- ờn dầm.
- $b_d$  : Bề rộng bản đáy.
- $h_d$  : Chiều cao bản đáy.
- $h$  : Chiều cao tiết diện.
- $a_t$  : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía trên tới mép trên tiết diện.
- $a_d$  : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía d- ới tới mép d- ới tiết diện.
- $F_d$  : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía d- ới .
- $F_t$  : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía trên .
- $n$  : Hệ số chuyển đổi vật liệu  $n = 5.51$
- $S_x$  : Mômen tĩnh của tiết diện giảm yếu đối với đáy tiết diện.
- $F_{td}$  : Diện tích tiết diện tính đổi.
- $S_0$  : Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục 0 – 0.
- $C$  : Khoảng cách giữa trục 0-0 và trục I-I.
- $y_d^I$  và  $y_t^I$  : Khoảng cách từ trục chính I-I tới mép d- ới và trên tiết diện
- $J_{td}$  : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- $y_{a-b}^{I-I}$  : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ a-b
- $S_{a-b}^{I-I}$  : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ a-b đối với trục I-I
- $y_{c-d}^{I-I}$  : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ c-d

- $S_{c-d}^{I-I}$  : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do trục c-d đối với trục I-I
- $e^{I-I}$  : Độ lệch tâm của lực  $N_d$  đối với trục I-I



Bảng tính đặc tr- ng hình học các tiết diện

	Tiết diện		
	TD3	TD12	TD23
Bc	14.500	14.500	14.500
Hc	0.457	0.457	0.457
B	1.058	1.058	1.058
Hb	1.900	4.300	1.900
Bb	6.894	5.600	6.894
Hd	0.300	1.000	0.300
H	2.500	5.800	2.500
At	0.000	0.150	0.000
Ad	0.150	0.000	0.150
ΔFt	0.000	0.270	0.000
ΔFd	0.126	0.000	0.090
Fd	0.041	0.000	0.029
Ft	0.000	0.097	0.000
n	5.510	5.510	5.510
Ftd	10.705	16.776	10.705
Fo	10.579	16.506	10.615
Sx	17.856	52.527	17.862
Yt	0.812	2.618	0.817
Yd	1.688	3.182	1.683
Jo	7.972	84.071	8.057

Ya-b(0-0)	0.355	2.161	0.360
Sa-b(0-0)	3.867	15.167	3.902
Yc-d(0-0)	1.388	2.182	1.383
Sc-d(0-0)	2.987	15.021	3.032
E(0-0)+	1.538	0.000	1.533
E(0-0)-	0.000	2.468	0.817
Fqd	10.806	17.039	10.777
So	-0.349	1.314	-0.248
C	-0.032	0.077	-0.023
Yt(1-1)	0.780	2.695	0.794
Yd(1-1)	1.720	3.105	1.706
Jqd	8.542	87.616	8.454
Ya-b(1-1)	0.323	2.238	0.337
Sa-b(1-1)	3.653	17.698	3.749
Yc-d(1-1)	1.577	2.062	1.563
Sc-d(1-1)	3.247	16.242	3.218
E(1-1)+	1.570	0.000	1.556
E(1-1)-	0.000	2.545	0.794

### V.1.1 Tính mất mát ứng suất tr-óc

Các mất mát ứng suất tr-óc trong các cấu kiện đ-ợc xây dựng và đ-ợc tạo ứng suất tr-óc trong một giai đoạn có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

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

Trong đó:

- $\Delta f_{PT}$  : Tổng mất mát (MPa)
- $\Delta f_{pF}$  : Mất mát do ma sát(MPa)

- $\Delta f_{pA}$  : Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- $\Delta f_{pES}$  : Mất mát do co giãn đàn hồi (MPa)
- $\Delta f_{pSR}$  : Mất mát do co ngót (MPa)
- $\Delta f_{pCR}$  : Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- $\Delta f_{pR}$  : Mất mát do trũng dãi cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

#### 1 Mất mát do ma sát

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

- $f_{pj}$  : ứng suất trong thép - st khi kích  $f_{pj} = 0.7 f_u = 1302$  MPa
- $x$  : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- $K$ : hệ số ma sát lặc  $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$  Là hệ số ma sát.
- $\alpha$ : 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	$\mu$	K (1/mm)	$f_{pj}$ MPa	x (mm)	a (rad)	$\Delta f_{pF}$ MPa
3	C2-01-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	7250	0.173	62.74
	C2-02-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	7250	0.173	62.74
	C2-03-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	11250	0.176	67.22
	C2-04-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	15300	0.204	79.44

	C2-05-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	19325	0.219	87.49
	C2-06-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	19325	0.219	87.49
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						74.52
17	C1-01-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	5880	0.099	37.96
	C1-02-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	9138	0.105	42.45
	C1-03-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	12138	0.105	45.01
	C1-04-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	15138	0.166	67.15
	C1-05-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	18138	0.166	69.67
	C1-06-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	21138	0.173	74.39
	C1-07-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	24138	0.173	76.89
	C1-08-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	28140	0.220	94.96
	C1-09-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	32140	0.220	98.24
	C1-10-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	36140	0.268	116.38
	C1-11-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	40140	0.268	119.61
	C1-12-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	44140	0.302	132.92
	C1-13-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	48140	0.302	136.10
	C1-14-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	52140	0.336	149.49
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						90.09
31	C4-01-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	2675	0.122	42.58
	C3-01-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	4630	0.076	29.07
	C3-02-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	6130	0.157	56.77
	C3-02-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	8131	0.175	64.04
	C3-03-2	0.25	$6.6 \times 10^{-7}$	1339.2	8131	0.175	64.04
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						51.30

### 2) Mất mát do thiết bị neo

Mất mát do thiết bị neo được 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  $E = 197000 \text{Mpa}$
- $\Delta_L$  : biến dạng do tụt neo;  $\Delta_L = 6 \text{mm/neo}$

Tiết diện	Bó thép	L	ΔL	E	Δf <sub>pa</sub>
		(mm)	(mm)	MPa	MPa
3	C2-01-2	14500	12	197000	163.03
	C2-02-2	14500	12	197000	163.03
	C2-03-2	22500	12	197000	105.07
	C2-04-2	30600	12	197000	77.25
	C2-05-2	38650	12	197000	61.16
	C2-06-2	38650	12	197000	61.16
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				
17	C1-01-2	11760	6	197000	100.51
	C1-02-2	18276	12	197000	129.35
	C1-03-2	24276	12	197000	97.38
	C1-04-2	30276	12	197000	78.08
	C1-05-2	36276	12	197000	65.17
	C1-06-2	42276	12	197000	55.92
	C1-07-2	48276	12	197000	48.97
	C1-08-2	56280	12	197000	42.00
	C1-09-2	64280	12	197000	36.78
	C1-10-2	72280	12	197000	32.71
	C1-11-2	80280	12	197000	29.45
	C1-12-2	88280	12	197000	26.78
	C1-13-2	96280	12	197000	24.55
	C1-14-2	104280	12	197000	22.67
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					56.45
31	C4-01-2	5350	6	197000	220.93
	C3-01-2	9260	12	197000	255.29
	C3-02-2	12260	12	197000	192.82
	C3-02-2	16262	12	197000	145.37
	C3-03-2	16262	12	197000	145.37
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					191.96

3) Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó tr- ớc, và đ- ọc tính theo công thức:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F \cdot e}{I} y + \frac{M_{DCl}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số lượng 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)=197000(MPa)
- $E_{ci}$  : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)  
 $E_{ci} = 0.043 \gamma_c \sqrt[3]{f'_{ci}} = 0.043 \times 2400 \times \sqrt[3]{0.8 \times 50} = 35753$  (MPa)
- $A_{ps}$  : Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr-óc.
- $M_{DCl}$  : Mômen do trọng lượng bản thân kết cấu

Formatted: Bullets and Numbering



Tiết diện	Bó thép	$F_i$	$M_{DC}$	$e$	$y$	$A_x$	$I_x$	$\Delta f_{egp}$	$\Delta f_{pES}$
3	C2-01-2	3,614.01	35005.00	1.538	1.688	10.579	7.972	5.34	18.39
	C2-02-2	3,614.01	35005.00	1.538	1.688	10.579	7.972	5.34	18.39
	C2-03-2	3,614.01	35005.00	1.538	1.688	10.579	7.972	5.34	9.81
	C2-04-2	3,614.01	35005.00	1.538	1.688	10.579	7.972	5.34	0.00
	C2-05-2	3,614.01	35005.00	1.538	1.688	10.579	7.972	5.34	0.00
	C2-06-2	3,614.01	35005.00	1.538	1.688	10.579	7.972	5.34	0.00
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									7.76
17	C1-01-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	358.44
	C1-02-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	324.75
	C1-03-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	291.29
	C1-04-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	258.10
	C1-05-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	225.25
	C1-06-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	192.81
	C1-07-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	160.87
	C1-08-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	129.58
	C1-09-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	99.16
	C1-10-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	69.96
	C1-11-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	42.59
	C1-12-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	18.25
	C1-13-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	0.00
	C1-14-2	4,301.65	- 431877.00	2.468	2.618	16.506	84.071	-13.25	0.00

	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								155.07
31	C4-01-2	3,614.01	-2512.00	0.817	0.817	10.615	8.057	-0.25	0.00
	C3-01-2	3,614.01	-2512.00	1.533	1.683	10.615	8.057	-1.87	6.02
	C3-02-2	3,614.01	-2512.00	1.533	1.683	10.615	8.057	-1.87	2.58
	C3-03-2	3,614.01	-2512.00	1.533	1.683	10.615	8.057	-1.87	0.00
	C3-04-2	3,614.01	-2512.00	1.533	1.683	10.615	8.057	-1.87	0.00
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								1.72

#### 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:  $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ Mpa} = 2500 \text{ T/m}^2$

(5.9.5.4.2-2)

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

#### 5) Mất mát do từ biến

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

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

Trong đó:

$f_{cgp}$  : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

$\Delta f_{cdp}$  : Thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất tr- ớc do tải trọng th- ờng xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện các lực ứng suất tr- ớc, đ- ợc tính cùng các mặt cắt tính  $f_{cgp}$  (MPa).

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

- $M_{DC2}$  = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ( $M_{DC2} = M_b$ ) Nmm
- $M_{DW}$  = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)
- $I_{td}$  = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi ( $m^4$ )

**GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN**

**SVTH: NGUYỄN VĂN DUY**

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Tiết diện	Tên bó thép	$\Sigma F_i$	e	MDC	$M_{Dw}+M_{Dc2}$	$A_x$	$I_x$	$\Delta\phi_{\pi\delta\gamma}$	$\Delta\phi_{\pi\gamma\gamma}$	$f_{PCR}$
		(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>4</sup> )	(MPa)	(MPa)	(KN.m)
3	C2-01-2,C2-02-2, C2-03-2, C2-04-2, C2-05-2, C2-06-2	43368	1.57	35005	12947	10.83	8.60	2.37	-10.08	104.39
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									8.70
14	C1-01-2,C1-02-2 C1-03-2,C1-04-2 C1-05-2,C1-06-2 C1-07-2,C1-08-2 C1-09-2,C1-10-2 C1-11-2, C1-12-2, C1-13-2, C1-14-2	120446	2.55	-431877	-32254	17.09	87.95	-0.94	-28.49	335.31
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									11.98
25	C3-01-2,C3-02-2 C3-03-2,C3-04-2	36140	1.56	-2512	5290	10.79	8.49	0.97	-27.94	328.49
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									41.06

**6) Mất mát do trũng dãi cốt thép**

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tạo thép đ- ọc 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:

**GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN**

**SVTH: NGUYỄN VĂN DUY**

- $\Delta f_{pF}$  : 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)
- $\Delta f_{pES}$  : Mất mát do co giãn đàn hồi (Mpa)
- $\Delta f_{pSR}$  : Mất mát do co ngót (Mpa)
- $\Delta f_{pCR}$  : Mất mát do từ biến (Mpa)

Tiết diện	Bó thép	$\Delta f_{pF}$	$\Delta f_{pES}$	$\Delta f_{pSR}$	$\Delta f_{pCR}$	$\Delta f_{pR}$
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	62.74	18.386	25	8.70	31.53
	C2-02-2	62.74	18.386	25	8.70	31.53
	C2-03-2	67.22	9.810	25	8.70	32.15
	C2-04-2	79.44	0.000	25	8.70	32.23
	C2-05-2	87.49	0.000	25	8.70	31.50
	C2-06-2	87.49	0.000	25	8.70	31.50
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					31.74	
12	C1-01-2	37.96	358.441	25	11.98	7.25
	C1-02-2	42.45	324.747	25	11.98	3.61
	C1-03-2	45.01	291.287	25	11.98	0.18
	C1-04-2	67.15	258.104	25	11.98	2.17
	C1-05-2	69.67	225.253	25	11.98	5.88
	C1-06-2	74.39	192.807	25	11.98	9.35
	C1-07-2	76.89	160.868	25	11.98	12.96
	C1-08-2	94.96	129.580	25	11.98	15.08
	C1-09-2	98.24	99.160	25	11.98	18.44
	C1-10-2	116.38	69.960	25	11.98	20.31
	C1-11-2	119.61	42.590	25	11.98	23.31
	C1-12-2	132.92	18.250	25	11.98	25.03
	C1-13-2	136.10	0.000	25	11.98	26.93
	C1-14-2	149.49	0.000	25	11.98	25.73
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					14.02	
23	C4-01-2	42.58	0.00	25	41.06	33.60
	C3-01-2	29.07	6.02	25	41.06	34.10
	C3-02-2	56.77	2.58	25	41.06	32.02
	C3-03-2	64.04	0.00	25	41.06	31.67
	C3-04-2	64.04	0.00	25	41.06	31.67
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					32.61	

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

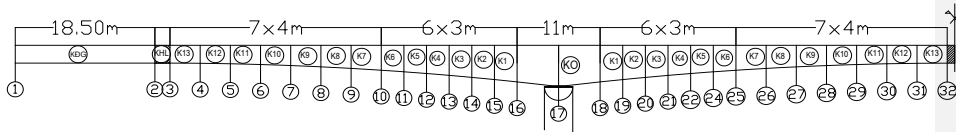
Tiết diện	Bó thép	$\Delta f_{pF}$	$\Delta f_{pA}$	$\Delta f_{pES}$	$\Delta f_{pSR}$	$\Delta f_{pCR}$	$\Delta f_{pR}$	$\Delta f_{lúc\ thời}$	$\Delta f_{lưu\ dài}$	$\Delta f_{pT}$
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
	C2-01-2	62.74	163.03	18.39	25	8.70	31.53	244.16	65.23	309.39
	C2-02-2	62.74	163.03	18.39	25	8.70	31.53	244.16	65.23	309.39
3	C2-03-2	67.22	105.07	9.81	25	8.70	32.15	182.09	65.85	247.94
	C2-04-2	79.44	77.25	0.00	25	8.70	32.23	156.69	65.93	222.62
	C2-05-2	87.49	61.16	0.00	25	8.70	31.50	148.65	65.20	213.85
	C2-06-2	87.49	61.16	0.00	25	8.70	31.50	148.65	65.20	213.85
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							187.40	65.44	252.84
12	C1-01-2	37.96	100.51	358.44	25	11.98	7.25	496.91	44.23	541.13
	C1-02-2	42.45	129.35	324.75	25	11.98	3.61	496.55	40.59	537.14
	C1-03-2	45.01	97.38	291.29	25	11.98	0.18	433.68	37.16	470.84
	C1-04-2	67.15	78.08	258.10	25	11.98	2.17	403.34	39.15	442.48
	C1-05-2	69.67	65.17	225.25	25	11.98	5.88	360.09	42.86	402.95
	C1-06-2	74.39	55.92	192.81	25	11.98	9.35	323.11	46.33	369.44
	C1-07-2	76.89	48.97	160.87	25	11.98	12.96	286.72	49.94	336.66
	C1-08-2	94.96	42.00	129.58	25	11.98	15.08	266.55	52.06	318.61
	C1-09-2	98.24	36.78	99.16	25	11.98	18.44	234.18	55.42	289.60
	C1-10-2	116.38	32.71	69.96	25	11.98	20.31	219.05	57.29	276.34
	C1-11-2	119.61	29.45	42.59	25	11.98	23.31	191.65	60.29	251.93
	C1-12-2	132.92	26.78	18.25	25	11.98	25.03	177.95	62.01	239.96
	C1-13-2	136.10	24.55	0.00	25	11.98	26.93	160.65	63.91	224.57
	C1-14-2	149.49	22.67	0.00	25	11.98	25.73	172.16	62.71	234.87
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							301.61	51.00	352.61
23	C3-01-2	29.07	255.29	6.02	25	41.06	34.10	290.38	100.16	390.54
	C3-02-2	56.77	192.82	6.02	25	41.06	32.02	255.61	98.08	353.69
	C3-03-2	64.04	145.37	2.58	25	41.06	31.67	211.99	97.73	309.72
	C3-04-2	64.04	145.37	0.00	25	41.06	31.67	209.41	97.73	307.14
		Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						241.85	98.43	340.27

## V.2 iv.4.7 Kiểm toán tiết diện

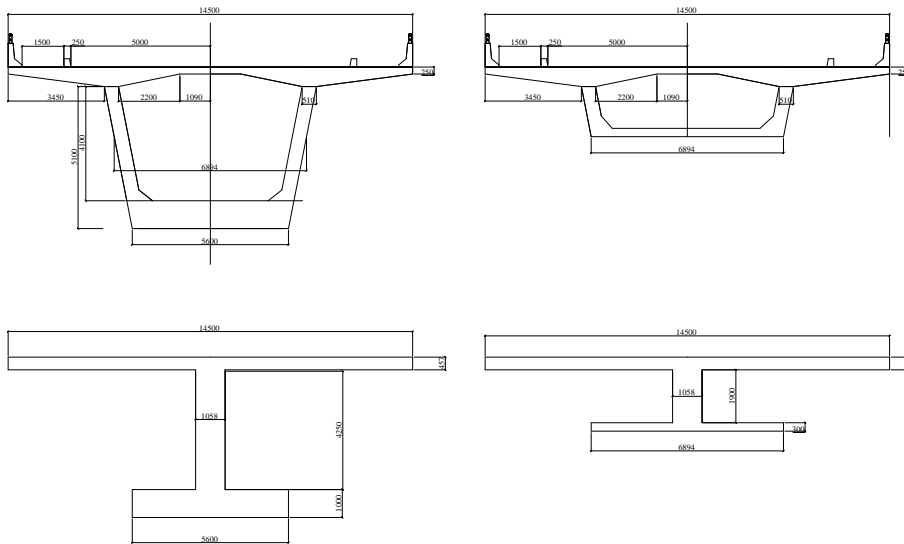
### VI. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải đ- ợc 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 tr- ng: HL biên, Gối , HL giữa

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



*Mặt cắt quy đổi tiết diện tại gối và giữa nhịp*



### VI.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]

GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN  
SVTH: NGUYỄN VĂN DUY

Đối với kết cấu bê tông cốt thép - st trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

*Giai đoạn 1: Lúc căng kéo cốt thép đến chốt hợp long*

*Giai đoạn 2: Khi khai thác*

➤ **Giai đoạn 1:** Việc kiểm toán ứng suất trong giai đoạn 1 là một việc khó, do việc thi công các chốt đúc và căng cáp theo nhiều giai đoạn, mác bê tông và mô đun đàn hồi thực tế là biến đổi trên mỗi chốt đúc.

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 ( $\text{m}^2$ ), mômen quán tính ( $\text{m}^4$ ) của tiết diện có trừ lỗ.

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất tr- ớc hoàn toàn [5.9.4.2]

- ứng suất nén đối với cấu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất tr- ớc có hiệu và các tải trọng th- ờng xuyên gây ra:

$$-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5 \text{ Mpa}$$

- ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355 \text{ Mpa}$$

### **VI.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông phần tiết diện 3 và 31:**

*1.Giai đoạn căng kéo cốt thép đến chốt đúc hằng cuối :*

*a.Thớ trên:*

$$f_{lg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_d} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_g} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_g} y_t^1 \geq -0.6f_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

b.Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f_{ci}} = 1.677 \text{ (Mpa)}$$

Tiết diện	F <sub>t</sub>	F <sub>b</sub>	A	I	e <sub>t</sub>	e <sub>b</sub>	M <sub>bt</sub>	Y <sub>b</sub>	Y <sub>t</sub>	f <sub>lg</sub>	f <sub>bg</sub>	Duyệt
	KN	KN	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
3.00	0.00	43068.11	10.58	7.97	0.00	1.54	35005	1.69	0.81	-0.89	-10.68	Đạt
31.00	0.00	25769.97	10.70	8.06	0.82	1.53	-2512.00	1.68	0.82	1.85	-11.18	Đạt

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{lg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{-F_t^2 e_t + F_b^2 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \geq -0.45f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d-ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F <sub>t</sub>	F <sub>b</sub>	A	I <sub>g</sub>	I <sub>c</sub>	e <sub>t</sub>	e <sub>b</sub>	M <sub>bt</sub>	M <sub>HT+M<sub>TT2</sub></sub>	Y <sub>b1</sub>	Y <sub>t1</sub>	Y <sub>b2</sub>	Y <sub>t2</sub>	f <sub>lg</sub>	f <sub>bg</sub>	Duyệt
	KN	KN	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m	m	KNm	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
3.00	0.00	22326.11	10.58	7.97	8.60	0.00	1.54	35005.00	26776.24	1.69	0.81	1.72	0.78	4.60	3.40	Đạt
31.00	0.00	20465.55	10.70	8.06	8.49	0.82	1.53	-2512.00	37918.64	1.68	0.82	1.71	0.79	2.01	1.36	Đạt

### VI.1.2 Kiểm tra đối với các tiết diện sắt trụ.

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a.Thớ trên:

GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN  
SVTH: NGUYỄN VĂN DUY



$$f_{ig} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \leq 0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.677 \text{ (MPa)}$$

b.Thứ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \geq -0.6 f_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	$F_t$	A	I	$e_t$	$e_b$	$M_{bt}$	Yb	$Y_t$	$f_{ig}$	$f_{bg}$	Duyệt
	KN	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
17.00	7002.71	16.51	84.07	2.47	0.00	-431877	3.18	2.62	-14.41	-16.12	Đạt

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2}{A_{t0}} - \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{bt}}{I_c} y_t^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d- ới.

Tiết diện	F <sub>t</sub>	A	I <sub>g</sub>	I <sub>c</sub>	e <sub>t</sub>	M <sub>bt</sub>	M <sub>tt2</sub> +M <sub>tt2</sub>	Y <sub>b1</sub>	Y <sub>t1</sub>	Y <sub>b2</sub>	Y <sub>t2</sub>	f <sub>tg</sub>	f <sub>bg</sub>	Duyệt
	KN	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m	KNm	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
17.00	6645.74	16.51	84.07	87.95	2.47	-431877	-29959.23	3.18	2.62	3.10	2.70	-15.28	-17.18	Đạt

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{tt2} + M_{bt}}{I_c} y_b^2 \geq 0.45f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

Trong đó:

- F<sub>b</sub> = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ớc phía d- ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F<sub>t</sub> = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M<sub>bt</sub>= Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tùy theo tiết diện chịu mômen d- ơng âm)
- A<sub>0</sub> = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m<sup>2</sup>)
- I<sub>0</sub> = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m<sup>2</sup>)
- e<sub>t</sub> = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e<sub>b</sub> = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía d- ới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y<sub>t</sub> = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y<sub>b</sub> = Khoảng cách từ thớ d- ới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'<sub>c</sub> = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày.

Kết quả kiểm toán như sau:

**KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG**

**Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi căng kéo cốt thép**

Tiết diện	$F_t$	$F_b$	A	I	$e_t$	$e_b$	$M_{bt}$	$Y_b$	$Y_t$	$f_{tg}$	$f_{bg}$	Đạt
	KN	KN	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
3.00	0.00	43068.11	10.58	7.97	0.00	1.54	35005	1.69	0.81	-0.89	-10.68	Đạt
17.00	7002.71	0.00	16.51	84.07	2.47	0.00	-431877	3.18	2.62	14.41	-16.12	Đạt
31.00	0.00	25769.97	10.70	8.06	0.82	1.53	-2512	1.68	0.82	1.85	-11.18	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất trước : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất trước : 3.5355 (Mpa)

**Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi khai thác**

Tiết diện	$F_t$	$F_b$	A	$I_g$	$I_c$	$e_t$	$e_b$	$M_{bt}$	$M_{HT+M_{TT2}}$	$Y_{b1}$	$Y_{t1}$	$Y_{b2}$	$Y_{t2}$	$f_{tg}$	$f_{bg}$	Đạt
	KN	KN	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>	m <sup>4</sup>	m	m	KNm	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
3.00	0.00	22326	10.6	8	8.6	0.00	1.54	35005	26776.24	1.69	0.81	1.72	0.78	-4.6	3.4	Đạt
17.00	6645	0.00	16.5	84.1	87.9	2.47	0.00	-431877	-29959.23	3.18	2.62	3.10	2.70	-15	-17.2	Đạt
31.00	0.00	20465	10.7	8.1	8.5	0.82	1.53	-2512	37918.64	1.68	0.82	1.71	0.79	-2	-1.36	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất trước : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất trước : 3.5355 (Mpa)

## VI.2 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I.

- Kiểm toán theo các nội dung sau:
- + Kiểm tra sức kháng uốn tính toán.
- + Kiểm tra giới hạn cốt thép.
- + Kiểm tra sức kháng cắt tính toán.
- Kiểm toán cho một số tiết diện sau:
- + Tiết diện 3 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d-ơng lớn.
- + Tiết diện 14 trên đỉnh trụ.
- + Tiết diện 25 gần giữa nhịp có mômen d-ơng lớn.

Nội lực theo TTGH c-ờng độ I tại các tiết diện.

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		Q <sub>max</sub> (KN)	Q <sub>min</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>min</sub> (KN.m)
1	3	1726.707	55.44525	91073.94	57748.67
2	17	29533.13	27124.9	-612135	-652952
3	31	2020.103	260.6048	61300.82	16125.34

### VI.2.1 Sức kháng uốn.

ờng thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

- $M_u$  : mômen tính toán ở trạng thái GHCCI (MPa)
- $\varphi$  : 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 danh định của tiết diện (MPa)

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

- $A_{ps}$  : Diện tích thép ứng suất tr-ớc (mm<sup>2</sup>)
- $a$  : chiều dày của khối ứng suất t-ơng đ-ơng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

- $\beta_1$  : 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)

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

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

$$(5.7.3.1.1-2)$$

- $d_p$  : Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất tr- ớc (mm)

$$d_p = h - a_T (a'_T)$$

Trong đó:

h: Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150mm$ : Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

$a'_T = 150mm$  : Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu nén đến mép chịu nén.

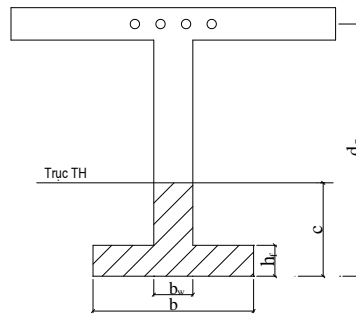
- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Tr- ờng hợp trục trung hoà đi qua s- ờn ( $c > h$ ), khi đó tính toán tiết diện là tiết diện chữ T có bề rộng s- ờn là  $b_w$  và bề rộng cánh là b.

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 \beta_1 f'_c (b_w - b_f) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

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

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$



$f'_c$ : Cường độ chịu nén qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)

- $b_w$  : Chiều dày của phần chịu nén
- $b$  : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kết quả tính toán kiểm tra nh- sau

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	$A_{ps}$	$d_p$	$b_w$	$b$	$h_f$	$c$	$f_{ps}$	$a$	$M_n$	$M_u$	$\phi M_n > M_u$
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(MPa)	(m)	(KNm)	(KNm)	
3	0.03864	2.35	1.058	14.5	0.3	0.165	1823.43	0.114	161546.68	91073.94	đạt
17	0.098	5.65	1.058	5.6	0.8	1.048	1763.39	0.726	913650.43	612135	đạt
31	0.02576	2.35	1.058	14.5	0.3	0.111	1835.46	0.077	109297.41	61300.82	đạt

**VI.2.2 Kiểm tra hàm l- ượng thép DƯỠ**

Kiểm tra l- ượng thép tối đa theo công thức :

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

Trong đó :

- $c$  : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- $d_e$  : Khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} d_p}{A_{ps} \cdot f_{ps}} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

Tiết diện	$d_e$	$c$	$c/d_e$	Duyệt
	(m)	(m)		
3	2.35	0.165	0.07	Đạt
17	5.65	1.048	0.19	Đạt
31	2.35	0.111	0.05	Đạt

b.Kiểm tra hàm l- ượng thép tối thiểu :

Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, l- ượng cốt thép th- ờng và cốt thép DƯỠ 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

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

(5.4.2.6)

Trong đó  $M_{cr}$  đ- ợc tính bằng công thức :

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

-  $f_r$  : c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông  $f'_c=50$  (MPa)=50000(KN/m<sup>2</sup>)

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{50000} = 140.87 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

-  $f_d$  : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (KN/m<sup>2</sup>)

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

-  $f_{pe}$  : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr- ớc có hiệu (KN/m<sup>2</sup>)

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

-  $A_g, I$  : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m<sup>2</sup>, m<sup>4</sup>)

-  $M_{cr}$  : sức kháng nứt (KN.m)

-  $A_{ps}$  : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (m<sup>2</sup>)

-  $y_t, y_b$  : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)

-  $\phi$  : hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2;  $\phi=1.0$

1,33 lần mômen tính toán cần thiết d- ối tổ hợp tải trọng- c- ờng độ

$$\phi M_n \geq 1.33M_u$$

(3.4.1.1)

Kết quả kiểm toán đ- ợc đ- ra ở bảng sau:

Tiết diện	$A_g$ (m <sup>2</sup> )	$I$ (m <sup>4</sup> )	$M$ KNm	$y_b$ (m)	$y_t$ (m)	$e$ (m)	$f_r$ (KNm)	$f_d$ (KNm)	$f_{pe}$ (KNm)	$M_{cr}$ (kNm)
3	10.83	8.60	35005.00	1.723	0.777	1.573	4454	7013.98	-2871.64	-60129.55
14	17.08	87.95	-431877.0	3.099	2.701	2.551	4454	-	-2564.85	556909.41



								15215.53		
25	10.79	8.49	-2512.00	1.708	0.792	0.792	4454	-505.08	-1191.16	40403.31

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	$\phi M_n$	$1.2M_{cr}$	$1.33M_u$	Duyệt
	KNm	KNm	KNm	
3	161546.68	72155.45	121128.34	Đạt
17	913650.43	668291.29	814139.55	Đạt
31	109297.41	48483.98	81530.09	Đạt

### VI.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 19, 46) và các tiết diện (8, 10) tại trụ nhỏ do đó có thể bỏ qua kiểm toán sức kháng cắt ta tiến hành kiểm toán cho tiết diện 32 có lực cắt lớn nhất.

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Trong đó:

$V_u$  : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH c-ờng độ 1

$\phi$  : hệ số sức kháng cắt đ-ợc xác định theo điều 5.5.4.2.1,  $\phi=0.9$

$V_n$  : sức kháng cắt danh định đ-ợc 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 đ-ợc 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)

$\beta$ : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được qui định trong điều 5.8.3.4

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

$\alpha$ : 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 (mm<sup>2</sup>)

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

$V_p$ : Thành phần lực ứng suất trượt có hiệu trên h-ống lực cắt tác dụng, là dòng 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 trượt 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.

$\gamma_i$  : 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:

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

- $\beta_1$  : 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  $b$  bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	0.9d <sub>e</sub> (m)	0.72h (m)	d <sub>e</sub> -0.5a (m)	d <sub>v</sub> (m)	b <sub>v</sub> (m)	0.25f <sub>c</sub> b <sub>v</sub> d <sub>v</sub> (KN)	V <sub>c</sub> = 0,083β√f <sub>c</sub> b <sub>v</sub> d <sub>v</sub>	V <sub>p</sub>
3	2.12	1.80	2.29	2.29	1.058	30322.73	986.35	0
17	5.09	4.18	5.29	5.29	1.058	69919.90	2274.37	0
31	2.12	1.80	2.31	2.31	1.058	30571.41	994.44	0

Xác định  $\theta$  và  $\beta$ .

Để xác định đ-ợc  $\theta$  và  $\beta$  ta phải thông qua các giá trị sau  $v/f_c$  và  $\epsilon_x$ .

ứng suất cắt trong bê tông :

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

trong đó :

- $\phi$  : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2

-  $V_u$  : lực cắt tính toán (KN)

Do  $Q_{max}$

Tiết diện	$V_u$ (KN)	$b_v$ (m)	$d_v$ (m)	$\phi$	$v$ (KN)	$\frac{v}{f'_c}$
3	1726.707	1.058	2.29	0.9	790.89	15.818
17	29533.13	1.058	5.29	0.9	5866.46	117.329
31	2020.103	1.058	2.31	0.9	917.75	18.355

Do  $Q_{min}$

Tiết diện	$V_u$ (KN)	$b_v$ (m)	$d_v$ (m)	$\phi$	$v$ (KN)	$\frac{v}{f'_c}$
3	55.44525	1.058	2.29	0.9	25.40	0.508
17	27124.9	1.058	5.29	0.9	5388.09	107.762
31	260.6048	1.058	2.31	0.9	118.40	2.368

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

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

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 (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)

$$f_{po} = f_{pc} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c}$$

- $f_{pe}$  : ứng suất có hiệu trong thép - st sau mất mát.

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

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

- $f_{pc}$  : ứng suất nén tại trọng tâm tiết diện

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

- $A_{ps}$  : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc ( $m^2$ )
- $A$ : diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.
- $\theta$  : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ọc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ớc góc  $\theta=38^0$  tại vị trí trên đỉnh trụ,  $\theta=30^0$  tại vị trí hợp long biên và hợp long giữa.
- ( $\theta$ ), sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ọc lại  $\theta$  và  $\beta$ , nếu hai giá trị  $\theta$  gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ọc, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

- Xác định  $f_{po}$

Do  $Q_{max}$

Tiết diện	F (KN)	A ( $m^2$ )	$f_{pc}$ (Mpa)	$f_{pe}$ (Mpa)	$E_p$ (Mpa)	$E_c$ (Mpa)	$f_{po}$ (Mpa)
3	33352.48	10.579	3.15	1086.36	197000	35750	1103.73
14	87311.60	16.506	5.29	986.59	197000	35750	1015.74
25	25732.36	10.615	2.42	998.93	197000	35750	1012.29

Do Q<sub>min</sub>

Tiết diện	F (KN)	A (m <sup>2</sup> )	f <sub>pc</sub> (Mpa)	f <sub>pe</sub> (Mpa)	E <sub>p</sub> (Mpa)	E <sub>c</sub> (Mpa)	f <sub>po</sub> (Mpa)
3	44505.52	10.579	4.21	1151.80	197000	35750	1174.98
14	101683.55	16.506	6.16	1037.59	197000	35750	1071.53
25	31962.36	10.615	3.01	1097.35	197000	35750	1113.94

Xác định  $\epsilon_x$

Do Q<sub>max</sub>

Tiết diện	M <sub>u</sub> (kNm)	d <sub>v</sub> (m)	V <sub>u</sub> (kN)	$\theta$ (rad)	A <sub>ps</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>po</sub> (Mpa)	$\epsilon_x$
3	91073.94	2.29	1726.71	30	0.03864	1103.73	-0.0002
17	612135.00	5.29	29533.13	38	0.098	1015.74	0.0018
31	61300.82	2.31	2020.10	30	0.02576	1012.29	0.0004

Do Q<sub>min</sub>

Tiết diện	M <sub>u</sub> (kNm)	d <sub>v</sub> (m)	V <sub>u</sub> (kN)	$\theta$ (rad)	A <sub>ps</sub> (m <sup>2</sup> )	f <sub>po</sub> (Mpa)	$\epsilon_x$
3	91073.94	2.29	55.45	30	0.03864	1174.98	-0.0007
17	612135.00	5.29	27124.90	38	0.098	1071.53	0.0015
31	61300.82	2.31	260.60	30	0.02576	1113.94	-0.0004

Xác định  $\beta$  và  $\theta$

Do Q<sub>max</sub>

$\epsilon_x$	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra $\beta$	Tra ra $\theta$
-1.88E-04	0.0158	7	27
1.82E-03	0.1173	1.9	38
4.32E-04	0.0184	3	29

Do Q<sub>min</sub>

$\varepsilon_x$	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra $\beta$	Tra ra $\theta$
-7.40E-04	0.0005	6.78	27
1.46E-03	0.1078	3.8	38
-3.84E-04	0.0024	6.78	27

Tính  $V_c$  và  $V_s$

Chọn thép ngang là thanh  $\phi 20$  có 2 lớp trên một s- ờn có diện tích  $A_v=628 \text{ mm}^2$ , 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  $V_s$ .

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

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Do  $Q_{\max}$

Tiết diện	$A_v$ $\text{m}^2$	$f_y$ MPa	$d_v$ m	$b_v$ m	$\alpha$ rad	$\theta$ rad	s m	$V_s$ KN
3	0.0006284	1674	2.29	1.058	1.5707963	0.471	0.2	23668.37
17	0.0006284	1674	5.29	1.058	1.5707963	0.663	0.2	35592.37
31	0.0006284	1674	2.31	1.058	1.5707963	0.506	0.2	21934.59

Do  $Q_{\min}$

Tiết diện	$A_v$ $\text{m}^2$	$f_y$ Mpa	$d_v$ m	$b_v$ m	$\alpha$ rad	$\theta$ rad	s m	$V_s$ KN
3	0.0006284	1674	2.292833907	1.058	1.5707963	0.471	0.2	23668.37
17	0.0006284	1674	5.286948686	1.058	1.5707963	0.663	0.2	35592.37
31	0.0006284	1674	2.311637833	1.058	1.5707963	0.471	0.2	23862.48

d. Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính  $V_n$ .

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

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \varphi V_n$$

Do  $Q_{\max}$

Tiết diện	$V_c$ (KN)	$V_s$ (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	$V_N$ (KN)	$\varphi V_N$ (KN)	$V_U$ (KN)	$V_U < \varphi V_N$
3	986	23668	24655	30323	24655	22189	1727	dat
17	2274	35592	37867	69920	37867	34080	29533	dat
31	994	21935	22929	30571	22929	20636	2020	dat

Do  $Q_{\min}$

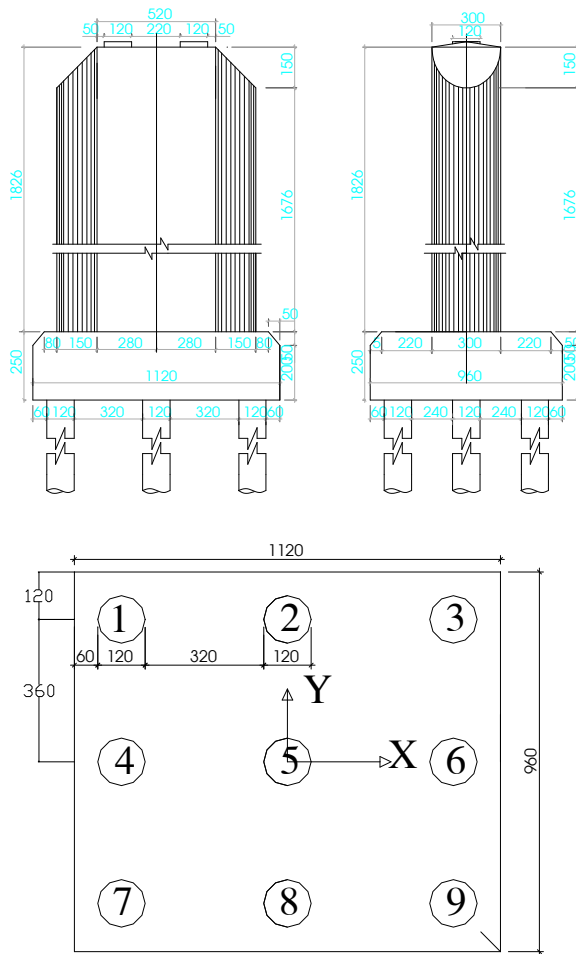
Tiết diện	$V_c$ (KN)	$V_s$ (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	$V_N$ (KN)	$\varphi V_N$ (KN)	$V_U$ (KN)	$V_U < \varphi V_N$
3	986	23668	24655	30323	24655	22189	55	dat
17	2274	35592	37867	69920	37867	34080	27125	dat
31	994	23862	24857	30571	24857	22371	261	dat



## VII. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

### VII.1 Kích th- ớc hình học của trụ.

TRỤ T1



## **VII.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.**

### **1. Số liệu tính toán :**

Bê tông trụ 300#,  $f'c = 30$  Mpa.

Thép CIII,  $f_y = 400$  Mpa.

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

Cao độ đỉnh trụ:	+1.74 m
Cao độ đỉnh móng :	-20.00 m
Cao độ đáy móng :	-22.50 m
Mực n- ớc cao nhất :	-1.220 m
Mực n- ớc thấp nhất :	-9.00 m
Mực n- ớc thông thuyền :	-12.00 m

### **2. Xác định lực tác dụng vào trụ**

Trong phạm vi đồ án, phân tích toán trực 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	IM
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n- ớc	WA

Tổ hợp tải trọng

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

TTGH	Hệ số tải trọng $\gamma_i$						
	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{WA}$	$\gamma_{WS}$	$\gamma_{WL}$	$\gamma_{CV}$
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	

### VII.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ

#### VII.3.1 1) Tĩnh tải:

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

a) *Tĩnh tải phần 1:*

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

$$N_{DC1} = 29750.33 \text{KN}$$

b) *Tĩnh tải phần 2:*

Tĩnh tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng l- ọng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng nh- một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)

$$N_{DW} = 3512.8 \text{KN}$$

$$N_{DB} = 1501.2 \text{N}$$

c) *Tĩnh tải bản thân trụ DC*

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

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

Trong đó:

- +  $P_i$  : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ
- +  $V_i$  : thể tích khối thành phần thứ i của trụ
- +  $\gamma_i$  : trọng l- ọng riêng t- ọng ứng thành phần thứ i.

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m <sup>3</sup> )	Trọng l- ọng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bệ móng	Tại đáy Bệ móng
1	Bệ trụ	261.905	6285.72	0.00	6285.72
2	Thân trụ	337.695	8104.68	8104.68	8104.68
3	Đá kê gối cầu	1	24.00	24.00	24.00
<i>Tổng cộng DC</i>		600.60	14414.40	8128.68	14414.40

## 2) Hoạt tải

a) Theo ph- ơng dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

Gồm :

- Tải trọng ng- ời:  $q_{ng} = 0.3 \times 1.5 = 0.45 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối mà ta đang xét.

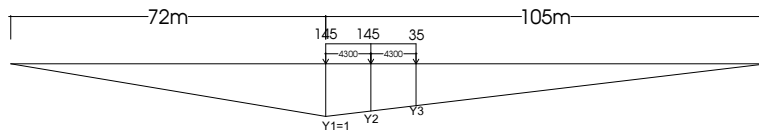
- + Số làn thiết kế ..... n = 2
- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ : .....  $N_{LL} = 4422.5 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng- ời : .....  $N_{lan} = 5023.8 \text{ KN}$

+ Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : .....N = 1874.8 KN

+  $V_{ht}^{tr}$ : phản lực gối trái do hoạt tải .

+  $V_{ht}^f$ : phản lực gối phải do hoạt tải .

Ta có phản lực gối phải do xe tải 3 trục :



- Do xe tải 3 trục :

$$V_{ht}^{tr} = n_L * m_L * (1 + \frac{IM}{100}) * \gamma_L [45(y_1 + y_2) + 35 y_3]$$

Trong đó :

+  $\gamma_L$ : hệ số tải trọng xe tải tk,  $\gamma_L = 1.75$ .

+ IM: lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì  $(1 + \frac{IM}{100}) = 1.25$

+  $n_L$ : số làn chất tải .

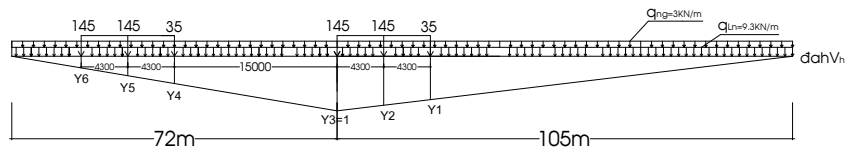
+  $m_L$ : hệ số làn xe.  $\rightarrow$  1 làn xe  $m_L = 1.2$ .

2 làn xe  $m_L = 1$

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

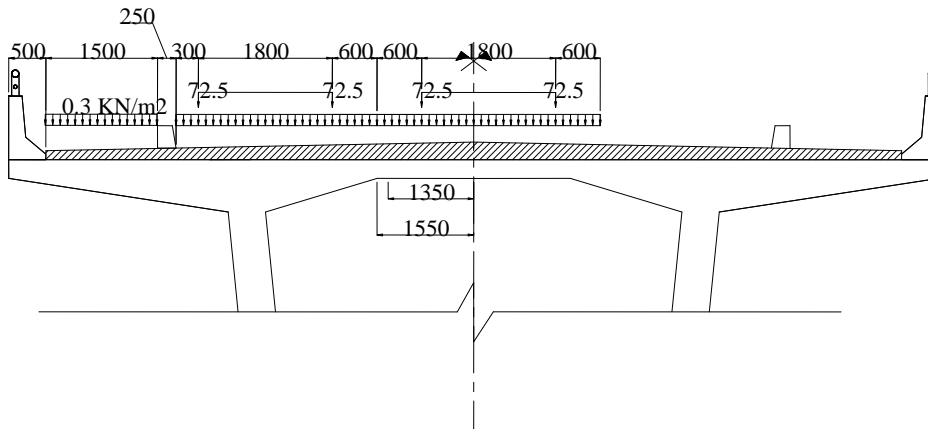
(vì hai nhịp khác nhau  $\rightarrow$  tính cho các tổ hợp sau )

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



$$V_{hi}^f = 0.9 * n_L * m_L * \left(1 + \frac{IM}{100}\right) * \gamma_L * \left[45(y_2 + y_3 + y_5 + y_6) + 35(y_1 + y_4)\right]$$

b) Theo phương ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.55 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 1.35 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.55 + 3.1 \times 5.7 \times 1.35}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.54 \text{ m}$$

Trọng tâm tải trọng ng- òi cách tim cầu là : 6m

### VII.3.2 3) Tải trọng hãm xe(BR):

- Đ- ọc 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 hưởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.

- 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 nh- đi cùng một chiều. Các lực này được coi nh- 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 nh- đi cùng một chiều trong tổng lai.

- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2

- Vị trí lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đường :  $h_{BR} = 1.8m$

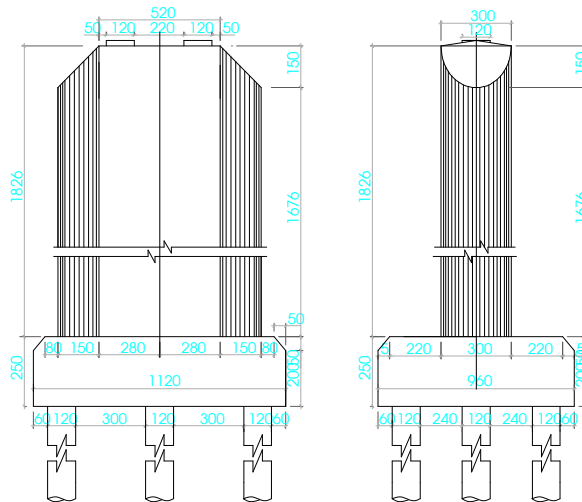
- Lực hãm xe :  $BR = 0.25 \times (35+145+145) \times 2 \times 0.9 = 146.25 (KN)$

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	24.18	26.18
$H_y$	146.25	146.25
$M_x$	3536.325	3828.825.66

VII.3.3 4) Lực va tàu (CV)

TRỤ T3



*Vị trí đặt lực va*

- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ- ờng sông : cấp II
- Theo quy trình 22TCN – 272-05 ( điều 3.14) và dựa vào cấp sông, tra bảng 3.14.2-1 để có tải trọng tàu thiết kế. Loại tàu tự hành 1000DWT
  - + Chiều dài lớn nhất: 75 m.
  - + Chiều rộng lớn nhất: 7.5 m.
  - + Mục n- ớc đầy tải : 2,8m
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1):  $V = 2.5 + V_s = 3.3 + 1.4 = 4.7$  m/s.

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế đ- ọc coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phần d- ới ở mức n- ớc cao trung bình hằng năm. Giá trị của lực này theo ph- ơng thẳng góc với trụ lấy 100%  $P_s$ , với ph- ơng ngang trụ lấy 50%  $P_s$ . Trong đó ,  $P_s$  tính bằng công thức :

**GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN**  
**SVTH: NGUYỄN VĂN DUY**



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

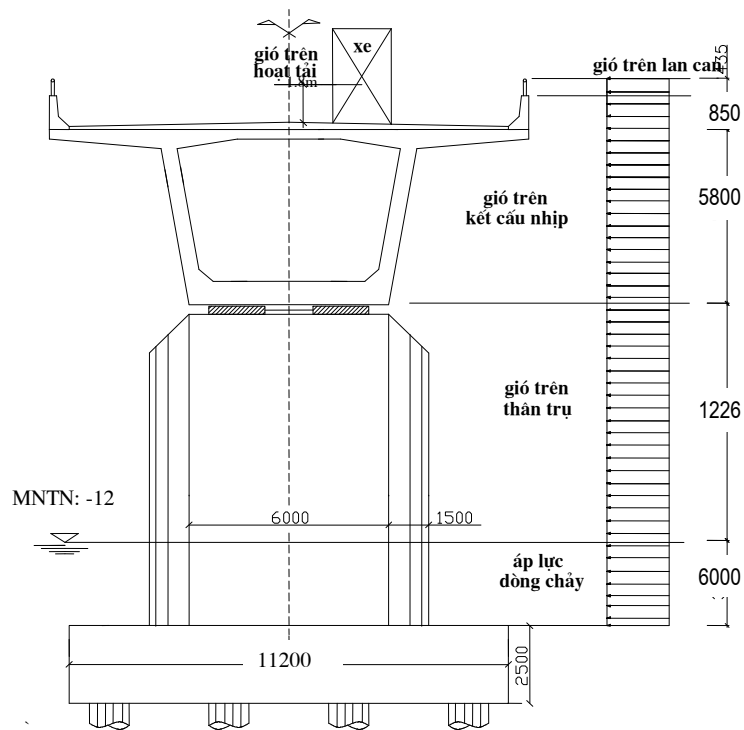
trong đó :

- $P_s$  : là lực va tnh 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)	8.6	11.2
$H_y$ KN	17835.25	17835.25
$H_x$ KN	8917.62	8917.62
$M_y$ KNm	153383.12	199754.76
$M_x$ KNm	76691.56	99877.38

#### 5) Tải trọng gió (WL,WS)

❖ Tính với mức nước thấp nhất



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

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

$$V = V_B \cdot S$$

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

Tra  $S = 1.14$ , với khu vực mặt thoáng n- ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n- ớc là 20 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V=1.14 \times 53 = 60.42 \text{ m/s}$$

➤ **Tải trọng gió theo phương ngang cầu:**

Tải trọng gió được đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức :

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

Trong đó :

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo phương trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A<sub>t</sub> : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m<sup>2</sup>). Trong đồ án , diện tích tính gió là phần lan can, hai bên cánh hẫng, diện tích trụ lớn nhất lộ trên mặt nước.
- C<sub>d</sub> : Hệ số cản, tra theo hình 3.8.1.2.1.1 có tính chiết giảm cho phần kết cấu nghiêng 10<sup>0</sup> theo quy định của phần chú giải. C<sub>d</sub> = 1.296
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên  $\frac{b}{d} = \frac{14.5}{5.85} = 2.479$

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)=14.5 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm )=5.85 m

- Z<sub>1</sub> : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bộ móng
- Z<sub>2</sub> : Cánh tay đòn tính đến đáy bộ móng
- Diện tích chắn gió của lan can: A<sub>lc</sub> = (2L<sub>1</sub>+L<sub>2</sub>). 0.5. h<sub>lc</sub>

h<sub>lc</sub> - Chiều cao của lan can, h<sub>lc</sub> = 0.85 (m)

$$\Rightarrow A_{lc} = (2 \cdot 72 + 105) \cdot 0.5 \cdot 0.85 = 105.825 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp : F<sub>nhịp</sub> = (2L<sub>1</sub>. h<sub>1</sub> + L<sub>2</sub>. h<sub>2</sub>). 0.5

h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub> - Chiều cao bình quân của nhịp 72 (m) và 105 (m)

$$h_1 = 3.665 \text{ (m)} ; h_2 = 4.15 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (2 \cdot 72 \cdot 3.665 + 105 \cdot 4.15) \cdot 0.5 = 481.755 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Diện tích phần trụ cao hơn mực nước  $A_{trụ} = H.B$

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng dọc cầu(quy đổi về hình HCN)  $B=7.955m$

$$A_{trụ} = 14.76 * 7.955 = 117.42 (m^2)$$

*Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng*

Bộ phận	$A_t$	$C_d$	$1.8 * A_t$	$P_{\Delta}$	$Z_1$	$Z_2$
	$m^2$		KN	KN	m	m
Kết cấu nhịp	481.755	1.296	867.16	1367.55	1367.55	21.985
Lan can	105.825	1.296	190.49	300.40	300.40	24.485
Thân trụ	117.42	1	211.36	257.19	257.19	13.13

➤ **Tải trọng gió theo ph- ơng 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 tr- ờng 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 c- ờng 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 h- ớng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đ- ờng. 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 đ- ờng.

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo ph- ơng ngang cầu:

$$WL_{ngang} = 1.5 * 75 = 112.5 (KN)$$

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo ph- ơng dọc cầu:

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

#### **6) Tải trọng n-ớc:**

a. Lực đẩy nổi của n-ớc  $W_A$  đ-ợc tính theo công thức:  $W_A = \gamma \cdot V_n$

Trong đó:

+  $\gamma$  : là dung trọng riêng của n-ớc

+  $V_n$  : là thể tích phần trụ ngập trong n-ớc

*Bảng tính toán áp lực đẩy nổi*

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	$V_{01}$	448.18	$m^3$
áp lực đẩy nổi	$W_{A1}$	4481.85	KN
Tính tại mặt cắt đáy bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	$V_{02}$	663.56	$m^3$
áp lực đẩy nổi	$W_{A2}$	6635.60	KN

#### **VII.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:**

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngầm 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 bộ móng

STT	Tải trọng	N	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		(KN)	N <sub>x</sub> (KN)	Z <sub>1</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	N <sub>y</sub> (KN)	Z <sub>1</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KNm)
1	Tính tải bản thân trụ DC1	8128.68						
2	Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	31251.53						
3	Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	3512.80						
4	Hoạt tải LL+WL	6189.60					1.54	9531.98
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	566.00						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	283.00					6.00	1698.00
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	23.79	1337.91	112.50	23.79	2675.81
6b	Tải trọng gió ngang WSI							
6c	Gió tác dụng lên lan can					300.40	24.49	7355.40
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					1367.55	21.99	30065.64
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					257.19	13.13	3376.91
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	25.98	3799.58			
8	Lực va tàu CV		8917.62	8.60	153383.12	17835.25	8.60	153383.12
9	áp lực đẩy nổi WA	-4481.85						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N	N <sub>x</sub>	M <sub>y</sub> (KNm)	N <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KNm)
	(KN)	(KN)			
<b>TTGHCD I</b>					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	66,316.76	255.94	6,649.26	0	16,680.97
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	65,821.51	255.94	6,649.26	0	19,652.47
<b>TTGHSD</b>					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b)+0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	45,166.76	163.13	4,200.95	611.29	22,574.11
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	44,883.76	163.13	4,200.95	611.29	24,272.11

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

STT	Tải trọng	N	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		(KN)	N <sub>x</sub> (KN)	Z <sub>i</sub> (KN)	M <sub>y</sub> (KNm)	N <sub>y</sub> (KN)	Z <sub>i</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KNm)
1	Tính tải bản thân trụ DC1	14414						
2	Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	31252						
3	Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	3513						
4	Hoạt tải LL+WL	6190				1.54	9532	
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	566						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	283				4.75	2689	
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	26.29	1478.53	112.50	26.29	2957
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					300.40	26.99	8106
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					1367.55	24.49	33485
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					257.19	15.63	4020
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe dọc cầu BR		146.25	28.48	4165.20			
8	Lực va tàu CV		8917.62	11.10	98985.62	17835.25	11.10	197971
9	áp lực đẩy nổi WA	-4482						

*Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng*

Tổ hợp	N	N <sub>x</sub>	M <sub>y</sub> (KNm)	N <sub>y</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KNm)
	(KN)	(KN)			
<b>TTGHCD I</b>					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	74173.91	255.94	7289.10	0.00	16680.97
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	73678.66	255.94	7289.10	0.00	21385.85
<b>TTGHSD</b>					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	51452.48	163.13	4608.76	0.00	24102.35
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	51169.48	163.13	4608.76	0.00	26790.85



## VII.5 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng

### 1. Vật liệu sử dụng:

- ▣ Bê tông 300#,  $f'c = 30$  Mpa.
- ▣ Giới hạn chảy của cốt thép,  $f_y = 400$  Mpa.
- ▣ Đường kính thanh cốt thép  $D = 25$  mm.
- ▣ Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

### 2. Chọn mặt cắt tính toán

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

- ▣ Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ
- ▣ Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

### 3. Kiểm tra tiết diện

#### VII.5.1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

Một cột mảnh thường bị uốn ngang do tác dụng của tải trọng. Điều này làm tăng Mômen trong cột lên và do đó làm yếu cột. Theo Điều 5.7.4.3 TCVN-272-01 Đối với cấu kiện không có giằng liên kết, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi tỷ số độ mảnh

$$\frac{KL_u}{r_x} < 22$$

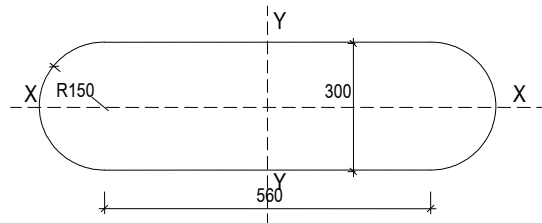
trong đó :

- K = hệ số độ dài hữu hiệu
- $l_u$  = chiều dài không có thanh giằng (m)
- r = bán kính quán tính (m)

Mặt cắt ngang trụ T2 như sau:

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering



$$A = 23.87 \text{ m}^2$$

$$I_x = 17.899 \text{ m}^4$$

$$I_y = 125.85 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{17.889}{23.87}} = 0.866 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{125.85}{23.87}} = 2.296 \text{ m}$$

☒ Theo trục x, coi trụ là một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do theo trục x.

Formatted: Bullets and Numbering

$$\Rightarrow K=1$$

$L_u$  : Chiều dài tự do của trụ :  $L_u = 18.26 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1 \times 18.26}{2.296} = 7.952 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo trục x.

☒ Theo trục y ta cũng coi trụ như một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

Formatted: Bullets and Numbering

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1 \times 18.26}{0.866} = 21.085 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo trục y.

### VII.5.2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo như sau:

Chọn bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là  $\phi 32$ .

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

Như vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 23869000 = 358035 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là  $\phi 32$

$$\text{Số lượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{358035}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = 445.41 \text{ thanh}$$

Vậy bố trí 446 thanh cốt thép D32

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài Tiết diện là 10cm,

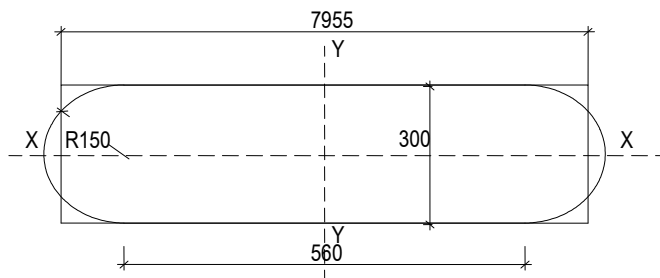
Cốt đai chọn  $\phi 16$  khoảng cách giữa các thanh cốt đai là 200 mm

### **VII.5.3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột**

*a. Quy đổi tiết diện tính toán.*

Tiết diện trụ được cắt cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi tiết diện về hình chữ nhật (chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực) để gắn với mô hình tính toán theo lý thuyết

Kích thước tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



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

Diện tích cốt thép theo hai cạnh tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 100mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 100mm .

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

$$\gamma_x = \frac{2800 - 2 \times 100}{2800} = 0.9286$$

$$\gamma_y = \frac{7955 - 2 \times 100}{7955} = 0.975$$

#### VII.5.4 Kiểm toán trụ theo TTGHSD

Đối với mặt cắt đỉnh bệ móng trong trạng thái giới hạn sử dụng ta cần kiểm tra điều kiện ứng

suất và nứt trong bê tông tại các đỉnh góc của tiết diện chữ nhật quy đổi. Vì cấu kiện trong tr- ờng hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông đ- ọc lấy nh- sau:

$$+ \text{Đối với ứng suất nén: } 0,4 f_c' = 0,4 \times 30 = 12 \text{ Mpa} = 12000 \text{ KN/m}^2$$

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

Công thức kiểm tra :

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

Trong đó:

$N, M_n, M_d$  : lần l- ợt là lực dọc, mômen theo ph- ơng ngang cầu, dọc cầu tại vị trí mặt cắt tính toán với tổ hợp tải trọng theo TTGH sử dụng.

$A, I_x, I_y$  lần l- ợt là diện tích, mômen quán tính theo ph- ơng x, mômen quán tính theo ph- ơng y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng d- ưới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	X m	Y m	A m <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> m <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> m <sup>4</sup>	N KN	M <sub>x</sub> KNm	M <sub>y</sub> KNm	f KN/m <sup>2</sup>	0.4f <sub>c</sub> KN/m <sup>2</sup>	Kết Luận
1	3.9775	1.5	23.87	17.899	125.85	45,166.76	22,574.11	4,200.95	3,917.16	12,000	Đạt
2	3.9775	1.5	23.87	17.899	125.85	44,883.76	24,272.11	4,200.95	4,047.60	12,000	Đạt

### VII.5.5 Kiểm toán trụ theo TTGH CĐ

c. Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \varphi P_n$$

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

Trong đó :

- $P_r$  : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
- $P_n$  : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
- $f'_c$  : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày,  $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
- $A_g$  : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm<sup>2</sup>),  $A_g = 23.87 \text{ m}^2$

- $A_{st}$  : Diện tích cốt thép trong trụ  $A_{st} = 0.358m^2$
  - $\varphi$  : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2;  $\varphi = 0.75$
  - $f_y$  : Giới hạn chảy của cốt thép,  $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$
- $$\Rightarrow P_n = 0.8 [ 0.85 \times 30000 \times 23.87 - 0.358 + 400000 \times 0.358 ] = 594204.8 \text{ KN}$$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- ờng hợp	TTGHCD I (KN)	$\varphi P_n$ (KN)	Kiểm tra
( I )	74173.91	445653.6	Đạt
( II )	74173.91	445653.6	Đạt

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

Ta có :  $0.1f'c Ag = 0.1 \times 30 \times 23.87 \times 1000 = 71610 \text{ KN}$

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)*

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

Tương tự với  $M_{ry}$

Trong đó:

$\varphi = 0.9$  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 đường 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 phương.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0,358 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 7,955} = 0,83$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0,358 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 3} = 2,20$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0,83 \times 0,85 = 0,706$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 2,20 \times 0,85 = 1,87$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0,9 \times 0,358 \times 400 \times 10^3 \left( 3 - 0,10 - \frac{0,706}{2} \right) = 338257,36 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0,9 \times 0,358 \times 400 \times 10^3 \left( 8,6 - 0,10 - \frac{1,87}{2} \right) = 974977,2 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

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

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các trường hợp	$M_x$	$M_y$	$M_{rx}$	$M_{ry}$	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KNm	KNm	KNm	KNm		
( I )	16680,97	7289,10	338257,36	974977,2	0,057	Đạt
( II )	21385,85	7289,10	338257,36	974977,2	0,07	Đạt

## VII.6 Kiểm toán cọc

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

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

### VII.6.1 Xác định loại móng cọc.

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

Trong đó :

$h$  là độ chôn sâu của đài cọc,  $h = 4.5$  m.

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

Trong đó :

- $\varphi, \gamma$  là góc nội ma sát và trọng l-ợng đơn vị thể tích của lớp đất từ đáy đài trở lên.
- $\sum H$  là tổng tải trọng nằm ngang.
- $b$  là bề rộng đáy đài theo ph-ơng thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

*e.Theo phương trục y:*

$$H_{\max} = 912 \text{ T}$$

$$b = 8 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{912}{1.8 \times 8}} = 4.6 \text{ m}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 4.6 = 3.21 \text{ m} < h = 4.5 \text{ m.}$$

*f.Theo phương trục x:*

---

GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: NGUYỄN VĂN DUY



$$H_{\max} = 1928 \text{ T}$$

$$b = 8 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{1928}{1.8 \times 11}} = 5.69 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 5.69 = 3.98 \text{ m} < h = 4.5 \text{ m.}$$

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

## VII.6.2 Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

### 1 Tính toán sức kháng đỡ của cọc

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

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi_{qp} Q_p + \varphi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

+  $Q_p$  : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T)  $Q_p = q_p \times A_p$

+  $Q_s$  : Sức kháng đỡ của thân cọc (T)  $Q_s = q_s \times A_s$

+  $\varphi_{qp} = 0.55$  hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc

+  $\varphi_{qs} = 0.65$  hệ số sức kháng đỡ của thân cọc

+  $q_p$  : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (T/m<sup>2</sup>)

+  $q_s$  : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m<sup>2</sup>)

+  $A_p$  : Diện tích mũi cọc (m<sup>2</sup>)

+  $A_s$  : Diện tích của bề mặt thân cọc (m<sup>2</sup>)

- Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc  $q_p$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng mũi cọc  $Q_p$

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét lẫn cát (có  $N = 30$ ). Theo Reese và O'Neil (1998) có thể

ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT,  $N$ .

Với  $N \leq 75$  thì  $q_p = 0.057 \times N$  (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị  $q_p = 0.014 \times 30 = 4.16$  (Mpa) = 416 (T/m<sup>2</sup>)

$$Q_p = 416 \times 3.14 \times 1.2^2 / 4 = 263.298 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc  $q_s$  (T/m<sup>2</sup>) và sức kháng thân cọc  $Q_s$

- Trong đất dính :  $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :  $S_u$  : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m<sup>2</sup>)

$$S_u = 6 \times 10^{-7} \times N \text{ (T)}$$

- $\alpha$  : hệ số dính bám
- Lớp 2 – Cát nhỏ chặt vừa  $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$  (Mpa)  $\Rightarrow \alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.018 = 9.64 \cdot 10^{-3} \text{ (Mpa)} = 0.964 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị  $q_s$  của thân cọc được xác định theo công thức :

- $q_s = 0.0028 N$  với  $N \leq 53$  (Mpa)
- Lớp 1 - Sét pha xám đen  $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0724$  (Mpa) = 7.24 (T/m<sup>2</sup>)
- Lớp 3 - Sét xám ghi  $q_s = 0.0014 \times 30 = 0.0358$  (Mpa) = 3.58 (T/m<sup>2</sup>)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	$q_s$ (T/m <sup>2</sup> )	$A_s$ ( m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
1	8	7.24	56.26	407.322
2	11.0	9.64	58.228	561.318
3	5.0	3.58	30.94	110.765
4	6.0	4.16	22.54	93.766
Tổng	30			1173.172

Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền :

$$Q_r = 0.55 \times 263.298 + 0.65 \times 1173.172 = 907.376 \text{ (T)}$$

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

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí như trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_V = \phi \cdot P_n$$

Với  $P_n = C$ - ứng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cầu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

$\phi$  = Hệ số kháng quy định ở ( 5.5.4.2 ) có  $\phi = 1$

$f_c'$  ,  $f_y$  : C- ứng độ quy định của bê tông và c- ứng độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$A_g, A_{st}$  : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc ( $\text{mm}^2$ ).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_V = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1200^2}{4} + 420 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 27654.18 \times 10^3 (\text{N}).$$

• **Xác định số lượng cọc trong móng:**

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{4930.731}{907.376} = 8.15 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc là 9 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc).

• **Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:**

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi như đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

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

Trong đó:

- $P_{\max}$  : Tải trọng tác động lên đầu cọc
- $P_c$  : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần trên

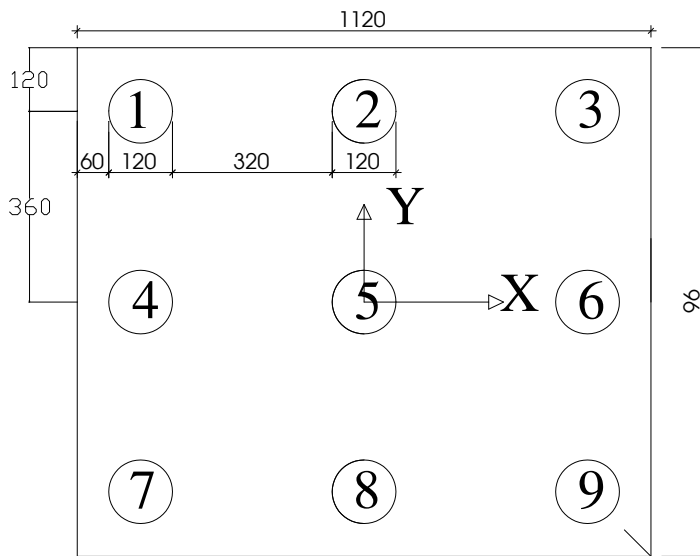
Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_1^n x_i^2}$$

Trong đó :

- $P$  : tổng lực đứng tại đáy đài .
- $n$  : số cọc,  $n = 12$
- $x_i, y_i$  : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm

$M_x, M_y$  : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 phương  $x, y$ .



Kiểm toán cọc với  $P_c=7764.36KN$

### VII.7 Kiểm toán cọc (TTGHCD1)

$$N_z = 74130.82 \text{ KN}$$
$$M_x = 21385.85 \text{ KNm}$$
$$M_y = 7289.10 \text{ KNm}$$

Cọc	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$X_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$Y_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$P_{MAX}$ (KN)	Kiểm tra
1	-4.4	3.6	19.4	13.0	6891.6	Đạt
2	0.0	3.6	0.0	13.0	7167.7	Đạt
3	4.4	3.6	19.4	13.0	7443.8	Đạt
4	-4.4	0.0	19.4	0.0	5901.5	Đạt
5	0.0	0.0	0.0	0.0	6177.6	Đạt
6	4.4	0.0	19.4	0.0	6453.7	Đạt
7	-4.4	-3.6	19.4	13.0	4911.4	Đạt
8	0.0	-3.6	0.0	13.0	5187.5	Đạt
9	4.4	-3.6	19.4	13.0	5463.6	Đạt

## Phần III Thiết kế thi công

\*\*\*\*\*

## **CH- ỜNG VI: THIẾT KẾ THI CÔNG**

### **I. YÊU CẦU THIẾT KẾ**

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T2 cho đến móng.

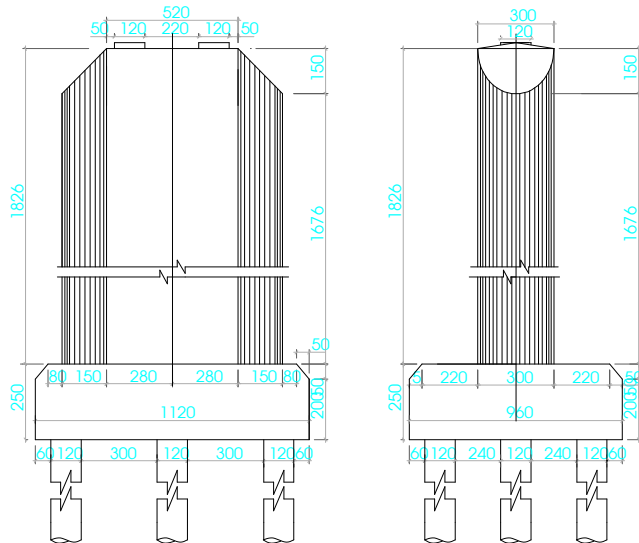
Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ: +1.74a m
- Cao độ đáy trụ: -20.00 m
- Cao độ đáy đài: -22.50 m
- Cao độ mực n- ớc thi công: -9.0 m
- Cao độ đáy sông: -16.50 m
- Chiều rộng bệ móng : 9.6 m
- Chiều dài bệ móng : 11.2 m

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Sét pha xám đen.
- Lớp 2: Cát nhỏ chặt vừa.
- Lớp 3: Sét xám ghi.
- Lớp 4: Sét lẫn cát.

TRỤ T1



## II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:

### II.1 Thi công trụ

#### B- ớc 1 : Định vị cọc khoan nhồi:

- Xác định chính xác vị trí tim cọc, tim đài
- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dùng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

#### B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc đến độ sâu thiết kế.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

#### B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dựng cọc ván thép loại Lassen bằng giá khoan
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế

– Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

**B- ớc 4 :** Thi công bệ móng

- Đổ bê tông bịt đáy và tiến hành bơm hút nước hố móng.
- Đập đầu cọc khoan nhồi, uốn cốt thép đầu cọc, vệ sinh hố móng.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng

**B- ớc 5 :** Thi công thân trụ:

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân trụ lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân trụ, đổ bê tông thân trụ từng đợt một.

**B- ớc 6 :** Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Hoàn thiện trụ.
- Thu dọn công trường, giải phóng lòng sông

**II.2 Thi công kết cấu nhịp**

**B- ớc 1 :** Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ

- Tập kết vật tư phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh dự ứng lực
- Khi bê tông đạt cường độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

**B- ớc 2 :** Đúc hẫng cân bằng

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ cường độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

**B- ớc 3 :** Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯỠNG tạm thời
- Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép



- Bơm vữa ống ghen

**B- ớc 4:** Hợp long nhịp chính

- Trình tự nh- trên

**B- ớc 5 :** Thi công nhịp đơn giản(thi công dầm bằng xe lao chuyên dụng)

- Đ- a xe vào vị trí, 2 chân trên bờ và 1 chân trên trụ.
- Vận chuyển dầm ra vị trí.
- Móc dầm vào xe tr- ợt,vận chuyển dọc ra nhịp,sàng ngang và hạ dầm xuống đúng vị trí.

**II.3 Công tác hoàn thiện**

- Đổ bê tông bản mặt cầu phân nhịp T...
- Thi công lan can, gờ chắn.
- Rải lớp phủ mặt cầu
- Lắp hệ thống chiếu sáng,hệ thống biển báo.
- Thu dọn công tr- ờng,và đ- a vào sử dụng.

**III. THI CÔNG MÓNG.**

Móng cọc khoan nhồi đường kính cọc 1.2m, hạ sâu trong lớp sét lẫn cát. Toàn cầu có 2 mố (M1, M2) và 2 trụ ( T1, T2).

*Các thông số móng cọc*

	M1	T1	T2
Số l- ợng cọc trong móng ( cọc)	6	9	9
Đ- ờng kính thân cọc(m)	1.2	1.2	1.2
Chiều cao bệ cọc (m)	2	2.5	2.5
Cao độ đỉnh bệ cọc(m)	0.00	-20.00	-18.00
Cao độ đáy bệ cọc(m)	-2.00	-22.50	-20.50
Cao độ mũi cọc dự kiến (m)	-11.5	-18.2	-25.61
Chiều dài cọc dự kiến (m)	21.26	13.7	20.8
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu (m)	3	3	3
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu (m)	5.75	3	3

**III.1. Công tác chuẩn bị**

- Cần chuẩn bị đầy đủ vật t-, trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thủy văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ l- ợng và nhiều giải pháp ứng phó kịp

**GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN**

**SVTH:NGUYỄN VĂN DUY**

thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

- Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh hưởng bởi quá trình thi công cọc.
- Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nhồi thiết kế. Chuẩn bị ống đỡ bê tông d-ới n-ớc.
- Thiết kế cấp phối bê tông, thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với cường độ và điều kiện đổ bê tông d-ới n-ớc.
- Dự kiến khả năng và phương pháp cung cấp bê tông liên tục cho thi công đổ bê tông d-ới n-ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất lượng cọc khoan sau này.

### **I.1.1 III.2 Công tác khoan tạo lỗ**

#### **1.1.1 III.2.1 Xác định vị trí lỗ khoan**

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đường chuẩn tọa độ để xác định tại hiện trường.

Sai số cho phép của lỗ cọc không được vượt quá các giá trị sau:

Sai số đường kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan :  $\pm 10$ cm

#### **1.1.2 III.2.2 Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách**

Ống vách phải được chế tạo nhồi thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. Ống vách phải đảm bảo kín nước, đủ độ cứng. Trước khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định hướng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

Ống vách có thể được hạ bằng phương pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

#### **1.1.3 III.2.3 Khoan tạo lỗ**

Máy khoan cần được kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xô dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lý kịp thời.

Nếu cao độ nước sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột nước trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không đợc va vào ống vách.

Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mồ côi hay mặt đá không bằng phẳng phải đổ đất sét kẹp đá nhỏ đầm cho bằng phẳng hoặc cho đổ một lớp bê tông d-ới n-ớc cốt liệu bằng đá dầm để tạo mặt phẳng cho búa đập hoạt động. Lúc đầu kéo búa với chiều cao nhỏ để hình thành lỗ ổn định, tròn thành đứng, sau đó có thể khoan bình thường.

Nếu sử dụng dung dịch sét giữ thành phải phù hợp với các qui định sau :

Độ nhớt của dung dịch sét phải phù hợp với điều kiện địa chất công trình và phương pháp sử dụng dung dịch. Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực n-ớc ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực n-ớc ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực n-ớc ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông , khối lượng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ <1,25T/m<sup>3</sup>, hàm lượng cát <=6%, độ nhớt <=28 giây. Cần phải đảm bảo chất lượng dung dịch sét theo độ sâu của từng lớp đất đá, đảm bảo sự ổn định thành lỗ cho đến khi kết thúc việc đổ bê tông.

#### **1.1.1.4 III.2.4 Rửa lỗ khoan**

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đưa mùn khoan lên cho đến khi bơm ra n-ớc trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xối phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xối hút.

Nghiêm cấm việc dùng phương pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

#### **1.1.1.5 III.2.5 Công tác đổ bê tông cọc**

Đổ bê tông cọc theo phương ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công trường phải đợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d-ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khít.

+ Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không đợc nhỏ hơn 1,2m và không đợc lớn hơn 6m.

+ Phải đổ bê tông liên tục, rút ngắn thời gian tháo ống dẫn, ống vách để giảm thời gian đổ bê tông.

+ Khi ống dẫn chứa đầy bê tông phải đổ từ từ tránh tạo thành các túi khí trong ống dẫn.

+ Thời gian ninh kết ban đầu của bê tông không được sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài, khối lượng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

+ Đường kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không được lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

#### **1.1.1.6 III.2.6 Kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi**

Kiểm tra bê tông phải được thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông đổ-ới n-ớc.

Các mẫu bê tông phải được lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra cường độ.

- + Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhật ký thi công các số liệu sau :
- + Tốc độ đổ bê tông.
- + Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông.
- + Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

### **III.3 Thi công vòng vây cọc ván thép**

Trình tự thi công cọc ván thép:

- + Đóng cọc định vị.
- + Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
- + Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
- + Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Thường xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

### **III.4 Công tác đào đất bằng xối hút**

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát nhỏ, sét pha xám nên thích hợp dùng phương pháp xối hút để đào đất nơi ngập nước.

Tiến hành đào đất bằng máy xối hút. Máy xối hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xối đến độ sâu cách cao độ thiết kế 20-30cm thì dừng lại, sau khi bơm hút nước tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía dưới. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

### **III.5 Đổ bê tông bịt đáy**

#### **1.1.1.7 III.5.1 Trình tự thi công:**

- Chuẩn bị ( vật liệu, thiết bị...).
- Bơm bê tông vào thùng chứa.
- Cắt nút hãm.
- Nhấc ống đổ lên phía trên.

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đỡ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo ph-ong thẳng đứng, chỉ đ-ọc di chuyển theo chiều đứng.

Đến khi bê tông đạt 50% c-ờng độ thì bơm hút n-ớc và thi công các phần khác.

*1.1.1.8 III.5.2 Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông:*

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bê tông t-oi trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập n-ớc đ-ới tác dụng của áp lực do trọng l-ợng bản thân.

Ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đỡ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đỡ  $R=3.5m$ .

Đảm bảo theo ph-ong ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng đ-ọc phủ kín bê tông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đỡ, dễ xuống và phải nổi.

Bê tông: + Có mác th-ờng cao hơn thiết kế một cấp.

+ Có độ sụt cao: 16 - 20cm.

+ Cốt liệu th-ờng bằng sỏi cuội.

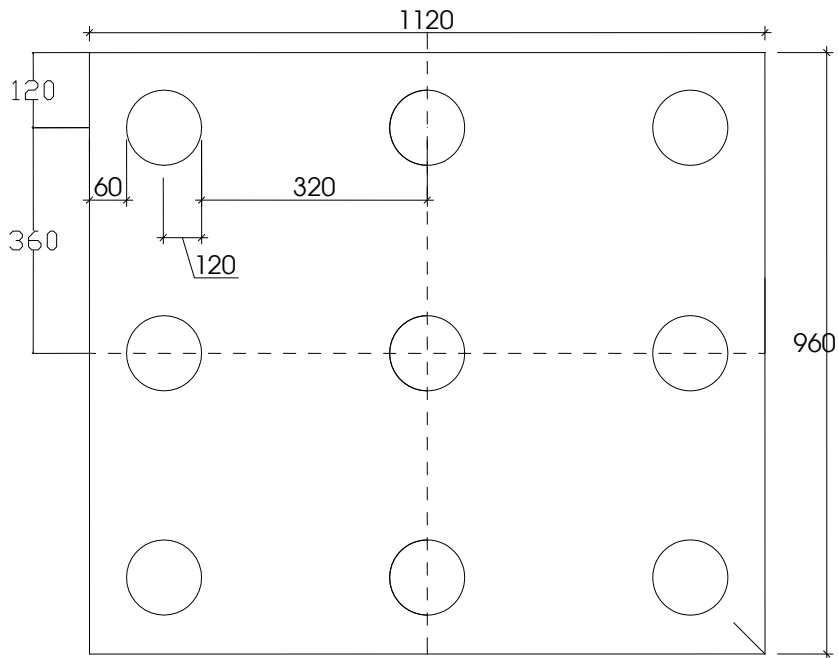
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc kĩ.

*1.1.1.9 III.5.3 Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy*

a) Các số liệu tính toán:

Xác định kích th-ớc đáy hố móng.



Ta có :  $L = 11.2 + 2 = 13.2$  m  
 $B = 9.6 + 2 = 11.6$  m

Gọi  $h_b$  là chiều dày lớp bê tông bịt đáy  
 $t$  là chiều sâu chôn cọc ván ( $t \geq 2$  m)

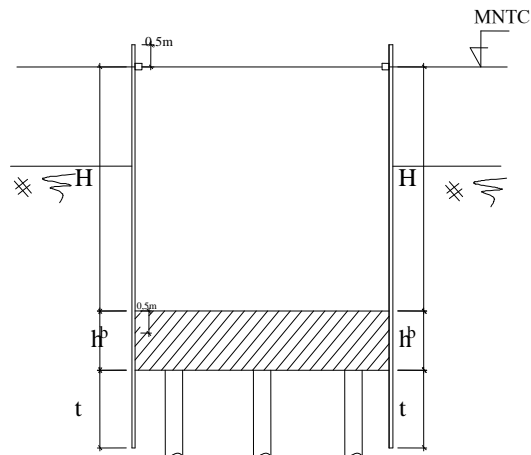
Xác định kích thước vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m. Cọc ván sử dụng là cọc ván thép .

- Cao độ đỉnh trụ:	+1.74	m
- Cao độ đáy trụ:	-20.00	m
- Cao độ đáy đài:	-22.50	m
- Cao độ mực nước thi công:	-9.00	m
- Cao độ đáy sông:	-16.50	m
- Chiều rộng bệ móng :	9.6	m
- Chiều dài bệ móng :	11.2	m
- Chiều rộng móng	11.6	m

- Chiều dài móng 13.2 m

b) Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy

ab.1 Điều kiện tính toán



áp lực đẩy nổi của n- ốc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng l- ọng của lớp bê tông bịt đáy.

$$\begin{aligned} & \Omega \gamma_b \cdot h_b + u_1 \cdot \left[ \bar{h}_b + k \cdot u_2 \cdot \left[ \bar{h}_b \right] \right] \geq \gamma_n \cdot (H + h_b) \cdot \Omega \\ \Rightarrow h_b = x = & \frac{\gamma_n \cdot H \cdot \Omega}{\Omega \gamma_b + u_1 \cdot \left[ \bar{h}_b + k \cdot u_2 \cdot \left[ \bar{h}_b \right] \right] - \Omega \gamma_n} \geq 1m \end{aligned}$$

Trong đó :

H : Chiều cao tính từ mặt n- ốc thi công đến đáy bộ móng.

H=13.5 m.

h<sub>b</sub> : Chiều dày lớp bê tông bịt đáy.

m = 0,9 hệ số điều kiện làm việc.

n = 0,9 hệ số v- ợt tải.

γ<sub>b</sub> : Trọng l- ọng riêng của bê tông bịt đáy γ<sub>b</sub> = 2,4T/m<sup>2</sup>.

γ<sub>n</sub> : Trọng l- ọng riêng của n- ốc γ<sub>n</sub> = 1 T/m<sup>2</sup>.

u<sub>2</sub> : Chu vi cọc = 3,14 × 1,2 = 3,768m

τ<sub>2</sub> : Lực ma sát giữa bê tông bịt đáy và cọc .

$$\tau_2 = 6.895T/m^2.$$

k: Số cọc trong móng k=9 (cọc)

$\Omega$  : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 11.6 \times 13.2 = 153.12 \text{ m}^2 .$$

$\tau_1$  : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

$$\tau_1 = 3T/\text{m}^2.$$

$u_1$ : Chu vi t-ờng cọc ván  $= (13.2+11.6) \times 2 = 49.6 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1 \times 13.5 \times 153.12}{(0.9 \times 153.12 \times 2.4 + 49.6 \times 3 + 9 \times 3.768 \times 6.895) \times 0.9 - 153.12 \times 1} = 4.23 \text{ m}$$

1 m

Vậy ta chọn  $h_b = 4.3 \text{ m}$

**bb.2 Kiểm tra c-ờng độ lớp bê tông bít đáy:**

Xác định  $h_b$  theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn.

Ta cắt ra 1 dải có bề rộng là 1m theo chiều ngang của hố móng để kiểm tra.

Lớp bê tông bít đáy đ-ợc xem nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của t-ờng vây cọc ván.

- Nhịp dầm  $l = 3.6 \text{ m}$

Sử dụng bê tông mác 200 có  $R_u = 65 \text{ T/m}^2$ .

Tải trọng tác dụng vào dầm là  $q \text{ (t/m)}$

$$q = q_n - q_{bt} = \gamma_n \cdot (H + h_b) - h_b \cdot \gamma_{bt}$$

$$q = 1 \cdot (13.5 + h_b) - 2.4 \cdot h_b = 13.5 - 1.4 \cdot h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(13.5 - 1.4 \cdot h_b) \cdot 3.6^2}{8} = 21.87 - 2.268 h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \cdot (21.87 - 2.268 h_b)}{h_b^2} \leq 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có ph-ơng trình bậc hai:

$$65 \cdot h_b^2 + 13.608 h_b - 97.2 = 0$$

Giải ra ta có:  $h_b = 1.32 \text{ m}$

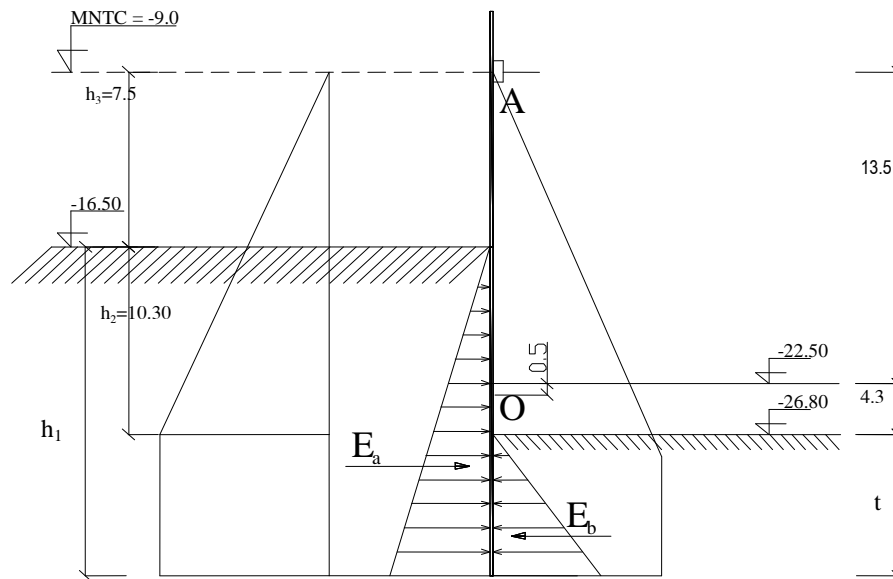
Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bít đáy  $h_b = 4.3 \text{ m}$  làm số liệu tính toán.

**1.1.10 III.5.4 Tính toán cọc ván thép:**



a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Khi đào đất theo phương pháp xói hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là nh- nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

-Trọng lượng riêng của đất:  $\gamma_d = 1.9 \text{ T/m}^3$

- $\varphi$  Góc ma sát:  $\varphi = 30^\circ$

-áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \cdot \lambda_a = 0.5 \times 0.9 \times (10.30 + t)^2 \times 1/3 = 0.15 \times (10.30 + t)^2$$

- $\gamma_{dn}$ : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 1.9 - 1 = 0.9 \text{ T/m}^3$$

- $\lambda_a$ : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \tan^2(45 - \varphi / 2) = 1/3$$

-áp lực bị động của đất:

GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: NGUYỄN VĂN DUY

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} t^2. \lambda_b = 0.5 \times 0.9 \times 3 \times t^2 = 1.35 t^2$$

$$\lambda_b = tg^2 (45 + \varphi / 2) = 3$$

$\lambda_b$  :Hệ số áp lực áp lực bị động.

-Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta đ- ược:

$$\Sigma M_A = E_a \left[ \frac{2}{3} (t+h_2)+h_3 \right] - E_b \left( \frac{2}{3} t+ h_2+h_3 \right) = 0$$

$$\Leftrightarrow 0.15 \times (10.30+t)^2 \times \left[ \frac{2}{3} (t+10.30)+7.5 \right] - 1.35 t^2 \times \left( \frac{2}{3} t+10.30+7.5 \right) = 0$$

Rút gọn ta đ- ược ph- ơng trình bậc 3 của t có dạng:

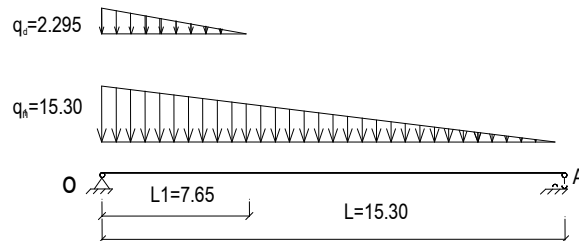
$$0.8t^3 + 19.815t^2 - 55.003t - 228.629 = 0$$

Giải ph- ơng trình ta đ- ược: t = 4.51m. Chọn t = 5m

Vậy chiều dài cọc ván là :L = 5+4.3+13.50+0.5 = 23.3 m => chọn L=24 m

**b) tính toán còng độ cọc ván :**

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bít đáy và hút hết n- ớc trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng nh- hình vẽ, tính cho 1m chiều rộng (vị trí của điểm O nằm cách mặt trên lớp bê tông bít đáy 0,5m về phía dđoái)



Ta có:

-áp lực ngang của n- ớc :  $q_n = \gamma_n \cdot l = 1 \times 15.3 = 15.3$  (T/m)

-áp lực đất chủ động :  $q_a = \gamma_{dn} l_1 \lambda_a = 0.9 \times 7.65 \times 1/3 = 2.295$  (T/m)

=>  $M_{max} = 74.22$  Tm (dùng phần mềm Sap 2000 v10.01)

Từ điều kiện

**GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN**

**SVTH: NGUYỄN VĂN DUY**

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f}$$

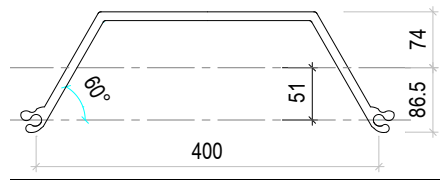
Trong đó:

-  $[\sigma]$  là ứng suất cho phép của thép cọc ván:  $[\sigma]=1900 \text{ kg/cm}^2=1900$

$$W \geq \frac{74.22 \times 10^5}{1900} = 3906.316 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có :  $W > 3270 \text{ cm}^3$

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là : PZ 40



### III.6. Bơm hút n-ớc.

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n-ớc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n-ớc còn lại trong hố móng. Dùng hai máy bơm loại C203 hút n-ớc từ các giếng tụ tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

### III.7. Thi công đài cọc.

Tr-ớc khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất l-ợng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

Lắp dựng ván khuôn và bố trí các l-ới cốt thép.

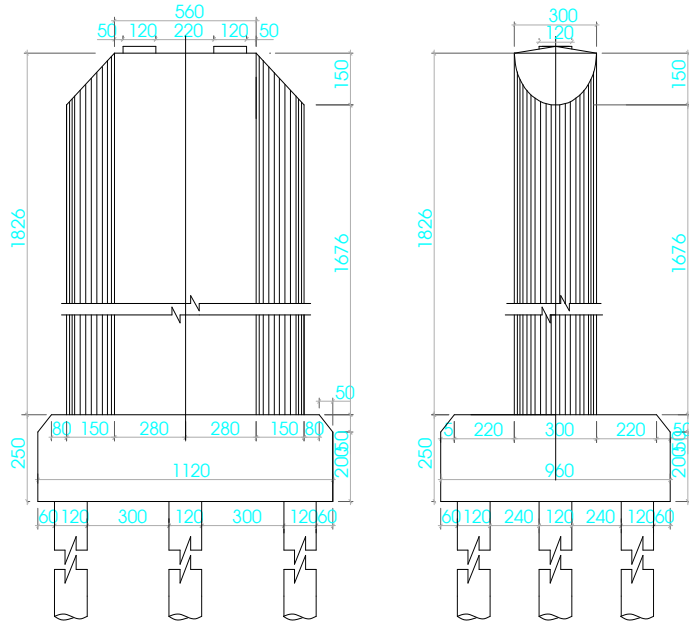
Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

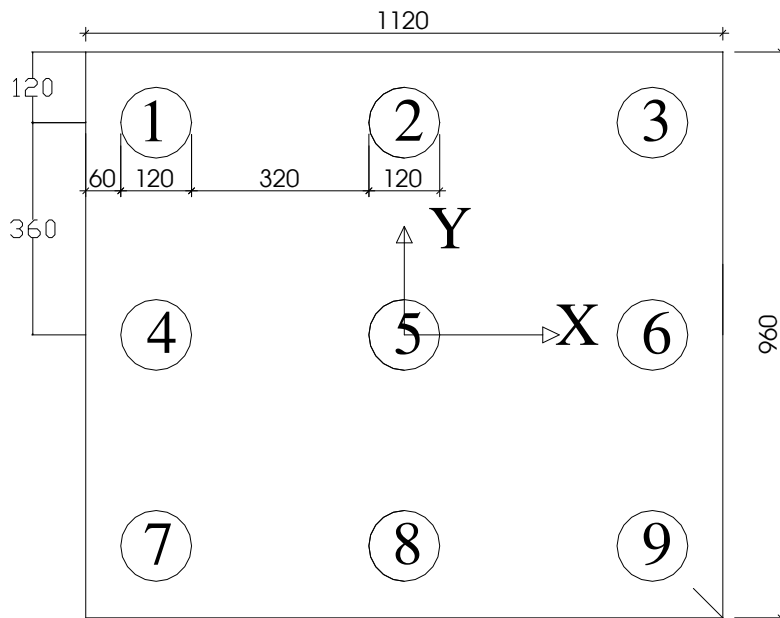
Bảo dưỡng bê tông khi đủ  $f_c$  thì tháo dỡ ván khuôn

## IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích th-ớc cơ bản của trụ và đài nh- sau:

TRỤ T1





#### IV.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn đ-ợc chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy đ-ợc vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông đ-ợc thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m<sup>3</sup>/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng R = 0.75m.

#### IV.2 Trình tự thi công nh- sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ, lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, tr-ớc khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dày 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy bọt khí nổi lên là đ-ợc. Yêu cầu khi đầm phải cắm sâu vào lớp cũ 4-5cm, đổ đầm liên tục trong thời gian lớn hơn 4h phải đảm bảo độ toàn khối cho bê tông tránh hiện tượng phân tầng.

Bảo dưỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể tưới nước, nếu trời mát tưới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể tưới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời mưa thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55%fc cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngưng với quá trình lắp dựng.

### IV.3 TÍNH VÁN KHUÔN TRỤ:

#### I.1.2 IV.3.1 TÍNH VÁN KHUÔN ĐÀI TRỤ.

##### a. Kiểm tra ván khuôn

- Kích thước của ván khuôn

$$L= 1 \rightarrow 2m ; h= 0.5-1.5m ; \delta = 6mm$$

- Chúng được liên kết với nhau bằng các bu lông:

- Diện tích bề móng:  $F= 9.6*11.2=107.52 (m^2)$ .

- Thể tích cần đổ là:  $V= 107.52*2.5= 268.8 (m^3)$ .

- Chọn 3 máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ  $120m^3$  trong 1 giờ ( $t_{đong} = 4$  giờ)

- Vậy Chiều cao đổ bê tông tưới cần  $h= 2.5$  m do vậy để đổ xong  $V_{bê\text{tông}}$  cần thời gian

$$\text{là: } t = \frac{V_{tt}}{V_{may}} = \frac{268.8}{80} = 3.36(h)$$

- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có  $R= 0.75$  m

- Ta thấy  $h > R \rightarrow$

- Áp lực ngang của bê tông (khi không đầm)  $P_b = \gamma \times R = 2,4*0.75 = 1,8 (T/m^2)$

- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của bê tông rơi tự do

$$P_{max} = (q + \gamma R) * n$$

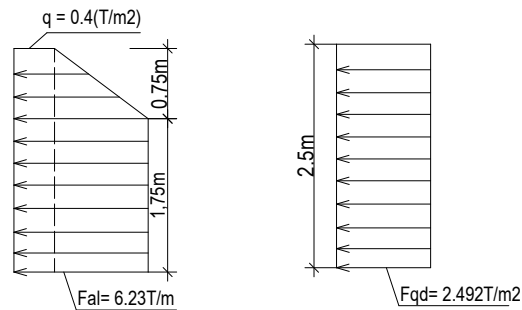
- q: lực xung động do đổ bê tông bằng ống vòi voi gây ra  $q = 0,4 (T/m^2)$

- n: hệ số vọt tải = 1.3

Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{tc} = (q + \gamma R) * n = (0,4 + 1,8) * 1.3 = 2,86 (T/m^2)$$

- Biểu đồ áp lực bê tông:



- Diện tích áp lực:

$$F_{al} = (H-R) \cdot P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) = (2,5 - 0,75) \times 2,86 + \frac{0,75}{2} \times (0,4 + 2,86) = 6,23 \text{ (T/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$F_{qd} = \frac{F_{al}}{h} = \frac{6,23}{2,5} = 2,492 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Chọn ván khuôn thép 50x50 cm  $\delta = 6mm$

→ Tính toán ván khuôn theo bản kê 4 cạnh:  $\alpha = 0,046$  (phụ thuộc tỉ số a/b)

$$M_{max} = \alpha \cdot P_{qd} \cdot a = 0,046 \times 2,492 \times 0,5 = 0,057 \text{ T.m} = 5700 \text{ kg.cm}$$

- Kiểm tra theo c- ờng độ:

Dùng thép than CT3 có  $[\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5700}{3} = 1900 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = \frac{a^3 \cdot \delta^3}{6} = \frac{50^3 \cdot 0,6^3}{6} = 3 \text{ (cm}^3\text{)}$$

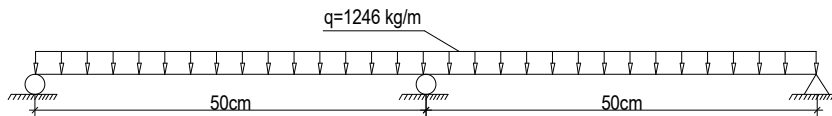
- Kiểm tra theo độ võng:  $f = \alpha \frac{P_{qd} a^4}{EJ} = 0,046 \frac{0,2492 \times 50^4}{2,1 \times 10^6 \times 0,9} = 0,0379 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép  $[f] = 0,2 \text{ cm}$

Vậy  $f < [f]$  thỏa mãn .

b. Tính toán s- ờn gia c- ờng:  $q = p_{qd} \cdot l_c = 2,492 \cdot 0,5 = 1,246 \text{ (T/m)} = 1246 \text{ kg/m}$

Thanh dọc đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{qL^2}{10} = \frac{1246 \times 0.5^2}{10} = 31.15 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích thước:  $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2.08 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

\* Kiểm tra

- Điều kiện bền:  $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3115}{2.08} = 1497.59 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

- Kiểm tra độ võng:  $f = \frac{q \cdot a^4}{127EJ} = \frac{1246 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.056 \text{ cm}$

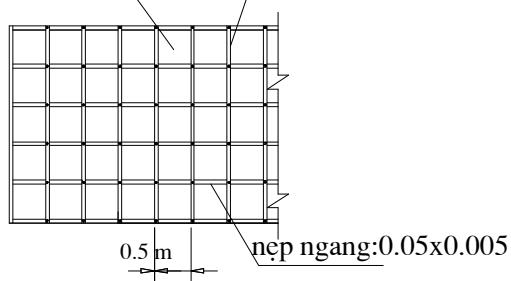
- Độ võng cho phép  $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy  $f < [f]$  thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép  $l=2 \text{ (m)}$ ; và có s-ờn tăng c-ờng đứng và ngang là  $B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bệ móng).

Ván khuôn thép dày 5mm 6 nẹp đứng:  $0.05 \times 0.005$



### I.1.3

#### I.1.4 IV.3.2 Tính ván khuôn thân trụ

#### 2.3 Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:

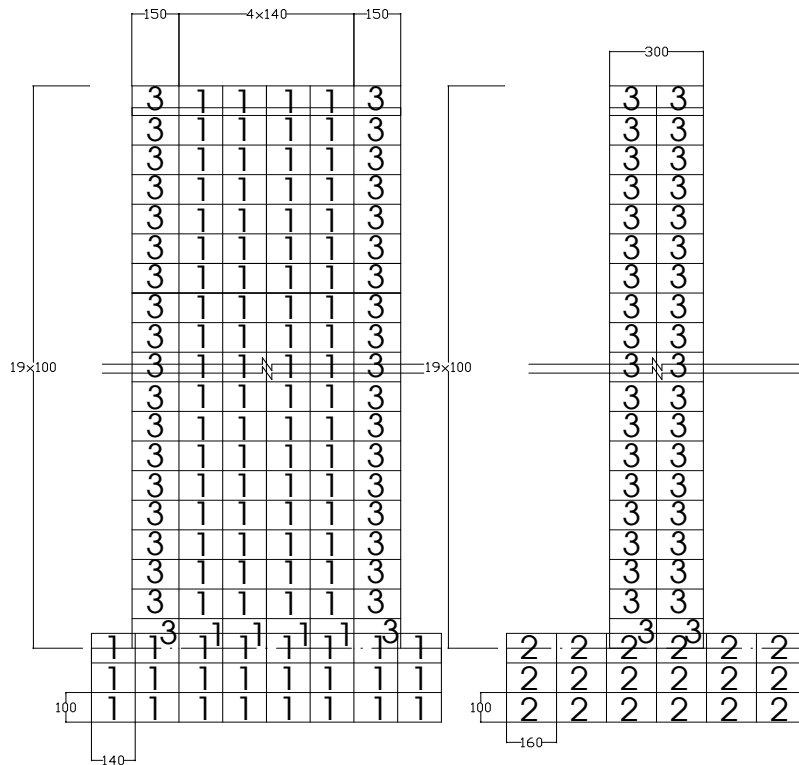
a. Sơ đồ bố trí ván khuôn thân trụ :

GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: NGUYỄN VĂN DUY



SƠ ĐỒ CHIA VÁN KHUÔN THÂN VÀ BỆ TRỤ



*II.5.2. Tính chiều cao đổ bê tông sau 4 giờ :*

- Diện tích đổ BT :  $F = 5.6 \cdot 3 + 1.5^2 \cdot 3.14 = 23.865 \text{m}^2$ .
- Thể tích BT cho 1 lớp dày 0,3m :  $7.16 \text{m}^3$ .
- - Chọn 2 máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ  $80 \text{m}^3/\text{h}$ .  
( $t_{\text{đông}} = 4$  giờ)
- Thời gian đầm 1 lớp BT là 10' (phút).
- Thời gian đổ và đầm 1 lớp dày 30cm là :  $T = \frac{7.16}{80} \times 60 + 10 = 16$  phút

**GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN**  
**SVTH: NGUYỄN VĂN DUY**

- Sau 4h đổ được chiều dày là :  $H = \frac{4 \times 60 \times 0.3}{16} = 4.5(m)$

b. Tính toán ván khuôn :

- Tính toán thép tấm của ván khuôn số 3.
- Tính toán thép sườn của ván khuôn số 3.
- Tính toán thanh giằng.

b.1) Kiểm tra khả năng chịu lực của thép tấm :

\* Kiểm tra cường độ thép :

- Áp lực của lớp BT tác dụng lên ván khuôn là :  $P_{tc} = (q + \gamma.R).n$

+  $q = 400 (kg/m^2)$  : lực xung động do đổ bê tông gây ra

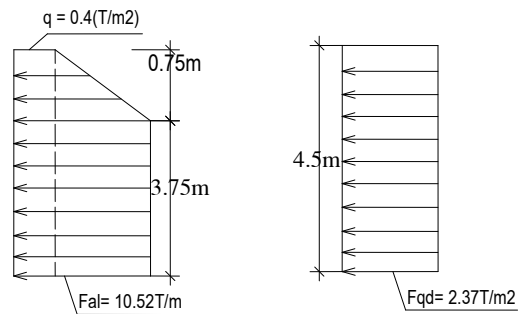
+  $\gamma = 2400 (Kg/m^3)$  : dung trọng của bê tông.

+  $R = 0.75 (m)$  : bán kính tác dụng của đầm dùi.

+  $n$ : hệ số siêu tải  $n=1.3$

$\Rightarrow P_{tc} = (400 + 2400 \times 0.75) \times 1.3 = 2860 (Kg/m^2)$

- Biểu đồ áp lực :



$$+ F_{a1} = (H-R).P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc})$$

$$= (4.5-0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (2860+400) = 10517.5 (Kg/m^2).$$

$$+ P_{qd} = \frac{F_{a1}}{H} = \frac{10517.5}{4.5} = 2337.22 (Kg/m^2).$$

- Thép tấm của ván khuôn dày 0,6cm được tính như bản có 4 cạnh ngàm cứng với mô men uốn lớn nhất giữa nhịp tính theo công thức:

$$M = \alpha \cdot p_{qd} \cdot a^2$$

Trong đó :  $\alpha = 0.046$  : hệ số phụ thuộc tỷ số a/b của ván thép, tra bảng 2.1 sách Thi công cầu BTCT với a/b=1

- Mô men uốn lớn nhất :

$$M = 0.046 \times 2337.2 \times 0.5^2 = 26.88 (\text{Kg.m}) = 2688 (\text{Kg.cm})$$

- Mô men kháng uốn của tấm thép ván khuôn :

$$W = \frac{a \cdot \delta^2}{6} = \frac{50 \times 0.6^2}{6} = 3 (\text{cm}^3)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = \frac{2688}{3} = 896 (\text{Kg/cm}^2).$$

$$\sigma_{\max} = 896 (\text{Kg/cm}^2) < R_u = 2100 (\text{Kg/cm}^2)$$

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

- Kiểm tra theo độ võng:  $f = \frac{q \cdot a^4}{127 \cdot EJ} = \frac{2337.2 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.105 \text{cm}$

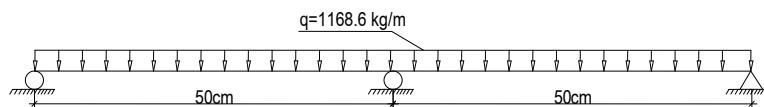
- Độ võng cho phép  $[f] = 0.2 \text{cm}$

Vậy  $f < [f]$  thỏa mãn .

**b.2.** Tính toán s- ờn gia c- ờng:

$$q = p_{qd} \cdot l_u = 2337.2 \cdot 0.5 = 1168.6 (\text{kg/m})$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1168.6 \times 0.5^2}{10} = 29.215 \text{ kg.m} = 2921.5 \text{ kg.cm}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích th- ớc: b x h = 5 x 50 mm

$$W = 2.08 (\text{cm}^3)$$

$$J = 5.21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

\*\* Kiểm tra

- Điều kiện bền:  $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2921.5}{2.08} = 1404.57 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$

=> đạt

- Kiểm tra độ võng:  $f = \frac{qxa^4}{127xEJ} = \frac{1168.6 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.0526 \text{ cm}$

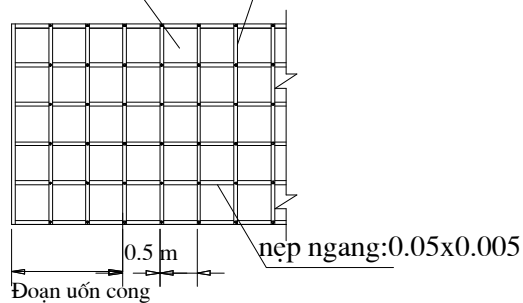
Độ võng cho phép  $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy  $f < [f]$  thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép  $l=1.6\text{(m)}$ ; và có s-ôn tăng c-ờng đứng và ngang là

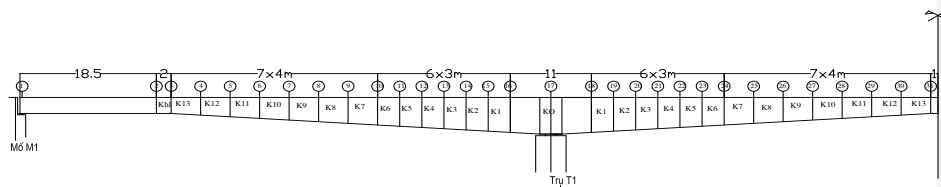
$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

Ván khuôn thép dày 5mm nẹp đứng:  $0.05 \times 0.005$



## V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Phương pháp thi công: đúc hẫng cân bằng đối xứng.



## V.1 NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HẰNG

Thi công hằng là thi công kết cấu nhịp từng đốt đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm được đúc theo sơ đồ mút thừa đối xứng qua trụ làm xong đốt nào căng cốt thép đốt đấy. Các đốt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép được tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh hưởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hằng có ưu điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diện có thể là hình hộp, chữ nhật...

## V.2 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CÁNH HẰNG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trong quá trình thi công đúc hằng các khối đúc trên đỉnh trụ, tải trọng tác động lên 2 bên cánh hằng không được đặt đối xứng gây ra sự mất ổn định, kết cấu có xu hướng lật quanh tim trụ theo phương dọc cầu.

Chính vì thế, yêu cầu phải đảm bảo giữ ổn định cánh hằng, chống lật cánh hằng trong suốt quá trình thi công đối với các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra.

Biện pháp thực hiện là neo tạm cánh hằng vào thân trụ đã thi công bằng các PC bar, là thanh cốt thép có đường kính cao, đã được đặt sẵn trong thân trụ. Cần phải tính toán các neo tạm này trên cơ sở cân bằng mômen tại 1 điểm do tất cả các lực tác dụng lên cánh hằng. Điều kiện là tổng mômen giữ do thanh neo phải lớn hơn tổng mômen lật do tải trọng gây ra.

Khi thi công đốt đúc K0 trên trụ, đồng thời thi công neo tạm cánh hằng vào trụ. Các neo tạm được cắt bỏ sau khi thi công hợp long.

### **Sơ đồ và tải trọng:**

Sơ đồ tính là sơ đồ cánh hằng đang thi công đốt K8 đầu cánh hằng bên phải, phía cánh hằng bên kia thì chuyển xe đúc để chuẩn bị đốt K8.

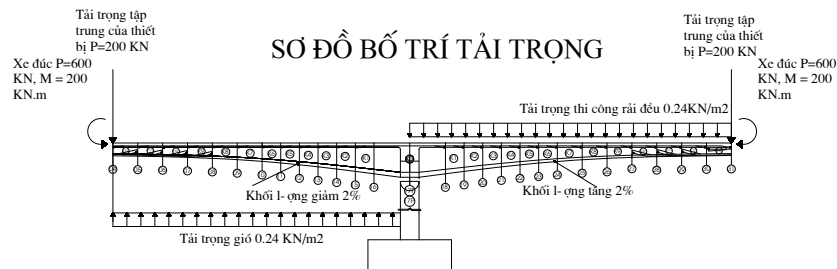
Đối với trường hợp này các tải trọng tác dụng gồm có:

1. Tĩnh tải xe đúc và ván khuôn 600KN, xe đúc bên phải đặt tại khối 8, xe bên trái đặt tại khối 7
2. Trọng lượng bản thân cánh hằng, trong đó cánh bên phải tăng 2%, cánh bên trái giảm 2%
3. Một khối đúc đặt lệch (khối bên phải đổ trước)

- Mô men tập trung ở 2 đầu mút cánh hẫng do xe đúc sinh ra 200KN.m
- Lực tập trung do thiết bị 200KN đặt tại đầu mút cánh hẫng phải.
- Tải trọng thi công rải đều tác dụng lên cánh hẫng bên phải  $0.48\text{KN/m}^2$ , cánh hẫng bên trái là  $0.24\text{KN/m}^2$ , với cầu có bề rộng mặt cầu 14.5m thì tải trọng thi công rải đều bên phải là  $5.52\text{KN/m}$  dài cầu và bên trái là  $2.76\text{KN/m}$  dài cầu.
- Gió ngang tác dụng lên cánh hẫng bên trái (lực nâng)  $w = 0.24\text{KN/m}^2$ , với cầu có bề rộng mặt cầu 14.5 m thì tải trọng gió ngang là  $2.76\text{KN/m}$  dài cầu.

Mô hình hoá sơ đồ kết cấu trong chương trình MIDAD CIVIL, và gán các tải trọng lên sơ đồ ta có kết quả sau:

Mômen gây lật :  $M_{\text{lật}} = 60672.2\text{KNm}$



Sơ đồ tính ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công.7

### V.3. Tính toán thép neo khối đỉnh trụ

Mômen gây lật là  $M_{lật} = 60672.2$  KNm.

Nh- vậy momen chống lật sẽ phải là  $M_{cl} > 60672.2$  KNm.

Ta sẽ bố trí các thanh thép DUL đi từ d- ới trụ lên và xuyên qua dầm lên tới mặt cầu, do vậy những thanh thép này cùng với khối bê tông kê có tác dụng giữ ổn định chống lật của cánh hẫng quanh điểm mép ngoài gối tạm trong quá trình thi công, khả năng giữ ổn định của những thanh thép này là

$$M_{cl} = P_{DUL} \cdot y.$$

Trong đó :

$P_{DUL}$ : Khả năng chịu kéo của các thanh thép DUL

Ta chọn thép DUL là loại thép trơn có đ- ờng kính danh định là 32 (Thanh  $\phi 32$  mm). Do đó c- ờng độ chịu kéo là  $f_{pu} = 1084$  (MPa)

$$\text{Tức là: } P_{DUL} = \frac{\pi D^2}{4} \times f_{pu} = \frac{3.1416 \times 32^2}{4} \times 1084 \times 10^{-3} = 872 \text{ (KN)}$$

Ta chọn 28 thanh ở mỗi bên so với tim ngang trụ. Bố trí mỗi bên 14 thanh PC $\phi 32$  thành 2 hàng cách nhau 20cm, hàng đầu tiên cách mép trụ 15cm. Khoảng cách từ trọng tâm của các thanh neo tới mép đỉnh trụ là:  $0.15 + 0.2/2 = 0.25$ m

y : Khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải:

$$y = 3 - 0.25 = 2.75 \text{ m}$$

Do vậy momen chống lật sẽ là  $M_{CL} = 28 \times 872 \times 2.75 = 67144$  KNm.

Kiểm tra điều kiện ổn định chống lật :

$$M_{CL} = 67144 > 60672.2 \text{ (KNm)} = M_{lật}$$

Vậy điều kiện ổn định đ- ợc thoả mãn.

<b>CHƯƠNG I: THIẾT KẾ SƠ BỘ PAI</b> .....	<b>1 -</b>
I. CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN.....	- 1 -
I.1 Thuỷ văn: .....	- 1 -
I.2 Điều kiện địa chất : .....	- 1 -
CÁC THÔNG SỐ PHƯƠNG AN CẦU .....	- 1 -
CÁC THÔNG SỐ KỸ THUẬT CƠ BẢN .....	- 1 -
II. PHƯƠNG AN DỰ KIẾN:.....	- 2 -
II.1 Lựa chọn phương án móng .....	- 2 -
II.2 Lựa chọn kết cấu phần trên .....	- 3 -
II.3 Lựa chọn kết cấu phần d-ới .....	- 4 -
III. BIỆN PHÁP THI CÔNG: .....	- 6 -
III.1 Thi công móng cầu.....	- 6 -
III.2 Thi công trụ .....	- 7 -
III.3 Thi công kết cấu nhịp .....	- 7 -
IV. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU TƯ .....	- 8 -
IV.1 Các căn cứ lập tổng mức đầu tư : .....	- 8 -
<b>CHƯƠNG II: TÍNH TOÁN PHƯƠNG AN CẦU LIÊN TỤC</b> .....	<b>9 -</b>
I. TÍNH TẢI $G_1$ VÀ $G_2$ .....	- 30 -
I.1 Tính toán khối lượng móng móng mố và trụ cầu .....	- 36 -
<b>CHƯƠNG III: PAIII - THIẾT KẾ SƠ BỘ</b> .....	<b>46 -</b>
I. CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN.....	- 47 -
I.1 Thuỷ văn: .....	- 47 -
I.2 Điều kiện địa chất : .....	- 47 -
II. CÁC THÔNG SỐ PHƯƠNG AN CẦU .....	- 47 -
II.1 Các thông số kỹ thuật cơ bản .....	- 47 -
II.2 Phương án dự kiến:.....	- 47 -
III. BIỆN PHÁP THI CÔNG: .....	- 52 -
IV. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU TƯ .....	- 54 -



IV.1 Các căn cứ lập tổng mức đầu tư : .....	- 54 -
IV.2 Tính toán ph-ong án cầu khung T dầm đeo+ dầm dẫn.....	- 55 -
- Do tẩm đan và bản đúc tại chỗ: .....	- 56 -
<b>CH- ONG IV: GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PH- ONG ÁN THIẾT KẾ .....</b>	<b>- 75 -</b>
I. TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ.....	- 78 -
I.1 Vật liệu: .....	- 78 -
I.2 Hoạt tải thiết kế(3.6.1.2).....	- 79 -
II. TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU .....	- 81 -
II.1 Thiết kế cấu tạo mặt cầu .....	- 81 -
II.2 Ph-ong pháp tính toán nội lực .....	- 82 -
III. TÍNH TOÁN NỘI LỰC .....	- 83 -
III.2 Tính toán nội lực của bản ngàm hai đầu.....	- 87 -
III.3 Tổ hợp nội lực.....	- 90 -
III.4 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu .....	- 92 -
III.5 Kiểm tra tiết diện theo các trạng thái giới hạn.....	- 101 -
Trạng thái giới hạn c-ong độ 1. ....	- 104 -
<b>CH- ONG V: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ .....</b>	<b>- 113 -</b>
I. LỰA CHỌN KÍCH TH- ỐC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TR- NG HÌNH HỌC.....	- 113 -
KÍCH TH- ỐC KẾT CẤU VÀ MẶT CẮT NGANG DẦM.....	- 113 -
I.1 Thiết kế đ-ong cong biên dầm: .....	- 113 -
I.2 Thiết kế bản đáy hộp:.....	- 114 -
I.3 Thiết kế s-ơn hộp.....	- 115 -
I.4 Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện .....	- 116 -
II. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM .....	- 117 -
II.1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp .....	- 117 -
III. V. THIẾT KẾ CỐT THÉP .....	- 129 -
IV. 1.Chọn cấp .....	- 129 -
V. Bảng tính toán lựa chọn l-ong cốt thép DƯL : .....	- 130 -
V.1 Tính đặc tr- ng hình học các giai đoạn.....	- 132 -

V.2 iv.4.7 Kiểm toán tiết diện .....	- 145 -
VI. ĐẶT VẤN ĐỀ .....	- 145 -
VI.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I .....	- 145 -
VI.2 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn c- ứng độ I .....	- 152 -
VII. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU .....	- 164 -
VII.1 Kích thước hình học của trụ .....	- 164 -
VII.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng .....	- 165 -
VII.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ.....	- 166 -
VII.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:.....	- 176 -
VII.5 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng .....	- 180 -
VII.6 Kiểm toán cọc.....	- 187 -
VII.7 Kiểm toán cọc (TTGHCD1).....	- 192 -