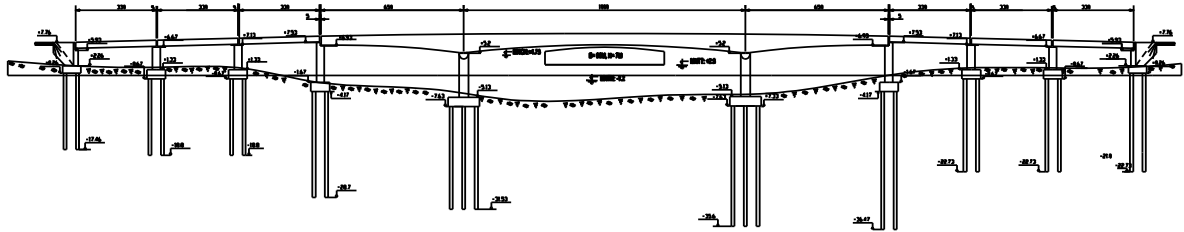


Phần II

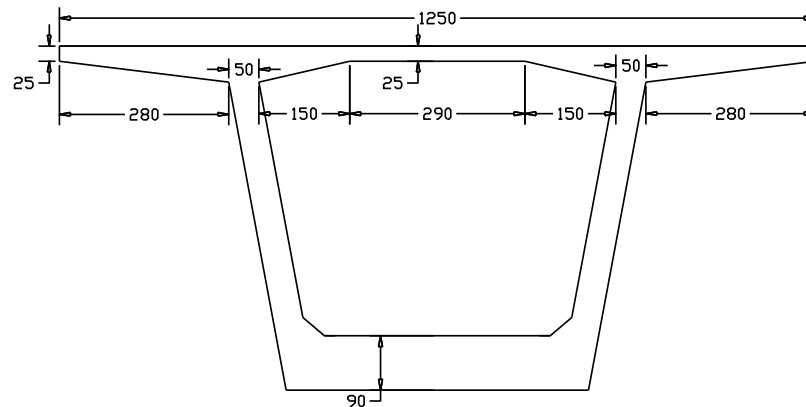
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

CHƯƠNG I: GIỚI CHUNG VỀ PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ THIỂU

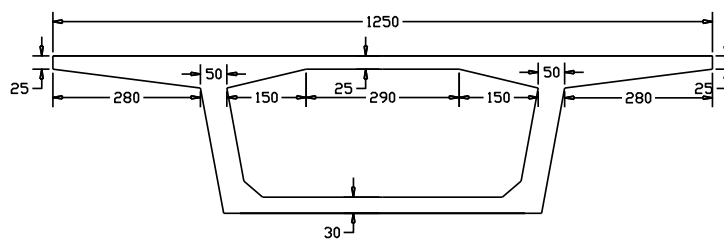
- Sơ đồ kết cấu: 3x33+65+100+65+33x3 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 m là 438 m



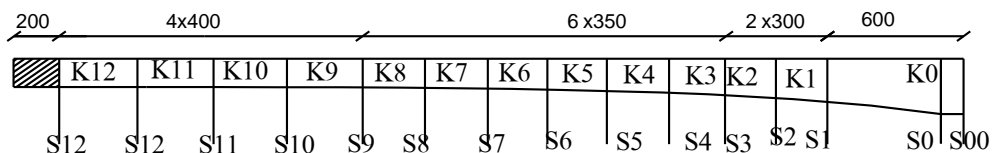
- Chiều cao dầm chính:
 - Tại vị trí đỉnh trụ H = 5.7 m



- Tại vị trí giữa nhịp h = 2.7 m



- Sơ đồ phân chia đốt dầm:



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

* Tiết diện ngang của dầm hộp:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng một góc 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: 50 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ườn 150 cm

*Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 33 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,4m, chiều cao dầm 1,65m.

● Cấu tạo mặt cầu:

- Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng cong bán kính 4500m
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:
 - + Bê tông asphan 5 cm
 - + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
 - + Lớp phòng n- ớc 2cm
 - +Lớp đệm tạo dốc 2 cm

● Cấu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 2-3 m theo ph- ơng dọc cầu và 6-7.6 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 1-1.5$ m.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 6-9.6m theo ph- ơng ngang cầu, 9.6-12m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá granit, chiều dài cọc là 35 m

● Cấu tạo mố:

- Dạng mố có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 6m, dài 12.8m đ- ợc đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 25 m

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

II.1 VẬT LIỆU:

II.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 nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$

(5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

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

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

Cường độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, móng 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 ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)
 - Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

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

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

II.1.2 THÉP THỜNG (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 : $f_y = 400\text{ Mpa}$

II.1.3 THÉP ỨNG SUẤT TRỌNG

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

- Mô đun đàn hồi của tạo 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)
 - Cấp sử dụng là loại có độ trùng dẫn thấp của hãng VSL – tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270
 - Loại tạo 12.7mm và 15.2mm
 - Hệ số ma sát của tạo thép với ống bọc (ống thép mạ cứng) $\mu = 0.2$
 $(5.9.5.2.2b-1)$
 - Hệ số ma sát lắ (trên mm của bó thép): $K = 6.6 \times 10^{-7}$

- Chiều dài tụt neo, lấy trung bình: $\Delta L = 0.006\text{m}/\text{neo}$

II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2)

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

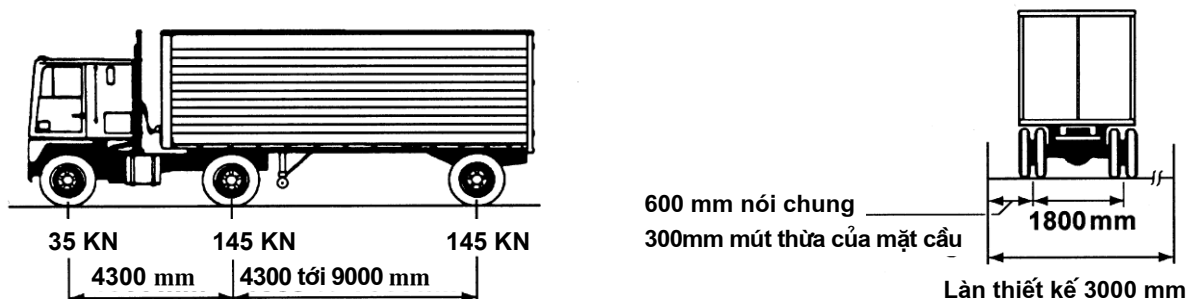
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

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

II.2.1 XE TẢI THIẾT KẾ

Trọng l-ợng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình d-ới, lực xung kích lấy theo điều 3.6.2.

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



II.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.

II.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 đ-ợc giả thiết phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

III.1 THIẾT KẾ CẦU TẠO MẶT CẦU

III.1.1 CẦU TẠO CỦA BẢN MẶT CẦU

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

(9.7.1.1)

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

$$h_{\min} = 0.027L = 0.027 \cdot 6400 = 172.8\text{mm}$$

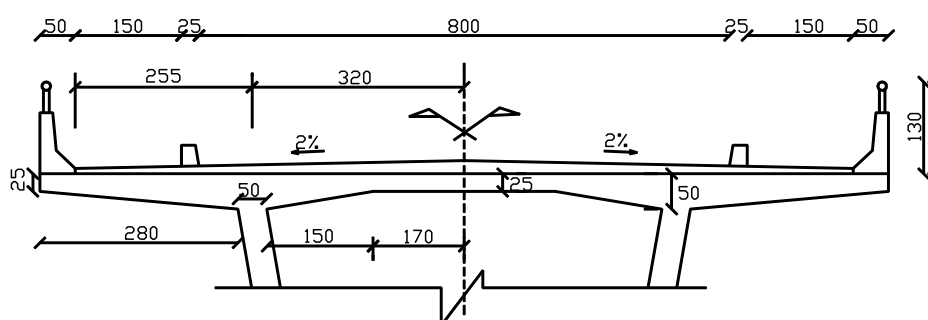
- Chọn chiều dày bản phải thoả mãn các điều kiện sau:
 - Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men d-ương dầm chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
 - Độ dày cần thiết đ-ợc coi là phần bản chịu hoạt tải trực tiếp.
 - Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st căng ngang , dọc và thép th-ờng) (FCC)

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

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

- Chiều dày bản tại giữa nhịp là 250mm
- Chiều dày bản tại vị trí tiếp giáp với s-ờn dầm là 500mm
- Chiều dày bản tại vị trí mép là 250mm (bố trí neo của cáp căng ngang)

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



Mặt cắt ngang tính toán bản

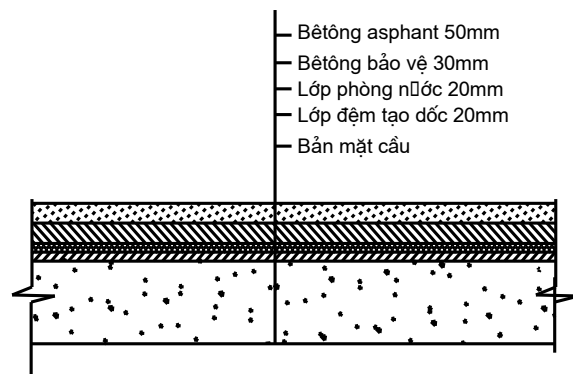
Lan can được xây dựng liền với bản mặt cầu ở hai bên có 2 khối bê tông dày 15cm để che chắn các lỗ neo cáp (2 khối này không đưa vào tính toán)

III.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

III.2 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC

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

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

III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:

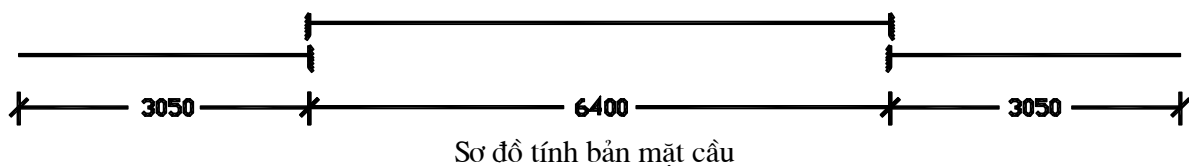
Ta có thể có sơ đồ tính nh- sau:

- Khi tính bản mút thừa ta coi nó nh- một công xôn 1 đầu ngàm, với chiều dài nhịp tính từ mép bản đến tim của cấu kiện đỡ.
- Khi tính bản giữa ta coi nó nh- 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 ph- ơng pháp gần đúng.

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

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

Lực cắt xác định nh- dầm giản đơn t- ơng ứng.



III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC

III.2.2.1 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 l- ượng (đã tính ở phần sơ bộ)

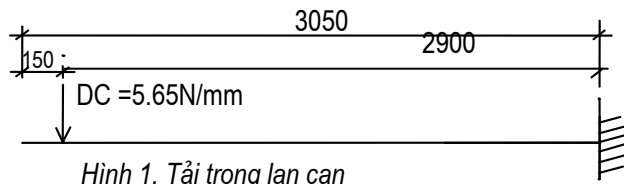
$$DC_2 = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] = 0.240 \text{ m}^2$$

$$P_b = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 9.81 \text{ N/kg} \times 0.24 \text{ m}^2 = 5650.56 \text{ N/m} = 5.65 \text{ N/mm}$$

Lan can là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của lan can $P_b = 5.65 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài lan can là $150 \text{ mm} \rightarrow$ cách mép bản tính toán là $150 \text{ mm} \rightarrow$ cách ngàm là $3050 - 150 = 2900 \text{ (mm)}$

$$M_{DC2} = -5.65 \times 2900 = -16685 \text{ (Nmm/mm)} = -16.385 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC2} = -P_b = -5.65 \text{ N/mm} = -5.65 \text{ KN/m}$$



Hình 1. Tải trọng lan can

2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

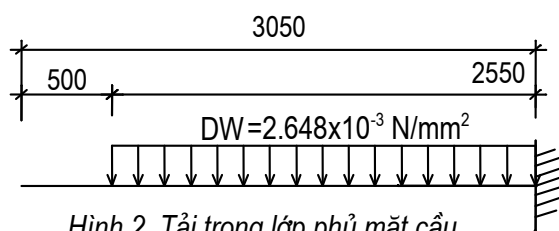
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250 Kg/m^3)

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

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 $L = 3050 - 500 = 2550 \text{ (mm.)}$

$$M_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2550^2 / 2 = -8611.58 \text{ (Nmm/mm)} = -8.611 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2550 = -6.754 \text{ (N/mm)} = -6.754 \text{ KN/m}$$



Hình 2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu

3. Do bản bê tông (Hình 3)

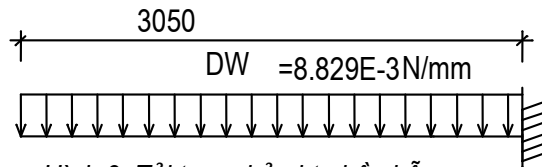
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250 + 500) / 2 = 375 \text{ (mm)}$

$$DC_1 = 2400 \times 9.81 \times 0.375 = 8829 \text{ N/m}^2 = 8.829 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3050^2 / 2 = -41065.88 \text{ (Nmm/mm)} = -41.06 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DCI} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3050 = -26928 (\text{Nmm/mm}) = -26.928 (\text{KN/m})$$



Hình 3. Tải trọng bản bt phần hằng

4. Do hoạt tải xe tác dụng:

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

- Phần hằng : $1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 500 = 1556.5 \text{ mm}$

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

$$\Rightarrow 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6400 = 4180 \text{ mm}$$

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

$$\Rightarrow 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6400 = 2820 \text{ mm}$$

Trong đó:

+ $X = 500$ (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+ $S = 6400$ (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:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 500 = 1556.5 \text{ mm} \text{ và hệ số làn } m = 1.2$$

$$M_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5 \times 10^3}{1556.5} \times 500 \right) = -27.947 \text{ Nmm/mm} = -27.947 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5}{1556.5} \right) = -55894 (\text{Nmm/mm}) = -55.894 (\text{KN/m})$$

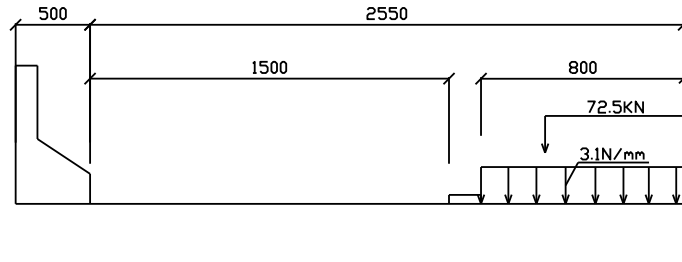
$$M_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 800^2 / 2 = -1190.4 (\text{Nmm/mm}) = -1.19 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 800 = -2974 (\text{Nmm/mm}) = -2.974 (\text{KN/m})$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr}(1 + \frac{IM}{100}) + M_{Ln} = -1.25 \times 27.974 - 1.19 = -36.1 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr}(1 + \frac{IM}{100}) + V_{Ln} = -1.25 \times 55.894 - 2.974 = -66.89 \text{ (KN/m)}$$



Hình 5: Hoạt tải tác dụng lên phần hằng khi có người đi bộ

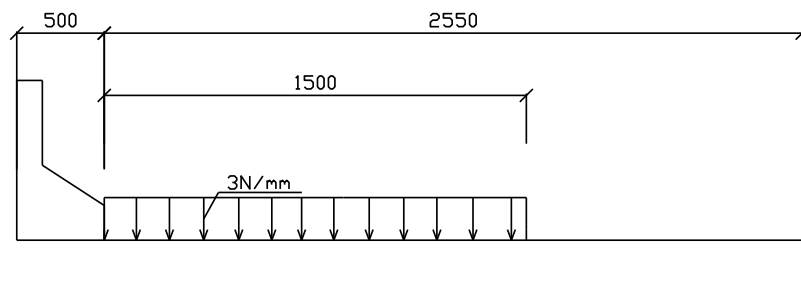
5. Do tải trọng người đi bộ (hình 6)

Theo điều [A3.6.1.5] Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng người 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.

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

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1500 \times (1500/2 + 1000) = -7725.37 \text{ Nmm/mm} = -7.725 \text{ KNm/m}$$

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



Hình 6: Hoạt tải người đi bộ

III.2.2.2 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 trọng phân bố của lớp mặt cầu (hình 7)

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } D_{ah}M_{0,5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 5.12 \times 10^6 = 13561.3 \text{ Nmm/m} = 13.56 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } D_{ah}V_{\text{gối}}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 3.2 \times 10^3 = 8.475 \text{ KN/m}$$

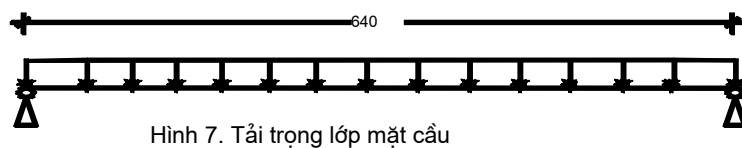
2. Do tải trọng của bản bê tông (hình 8)

Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dày trung bình là $\approx 0.35 \text{ m}$

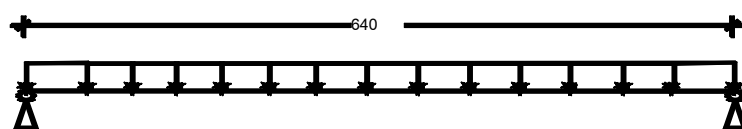
$$DC1 = 2400 \times 9.81 \times 0.35 = 8240 \text{ N/m}^2 = 8.24 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$M_{DC1} = w_s(\text{Diện tích } D_{ah}M_{0,5}) = 8.24 \times 10^{-3} \times 5.12 \times 10^6 = 42188 \text{ Nmm/mm} = 42.2 \text{ KNm/m}$$

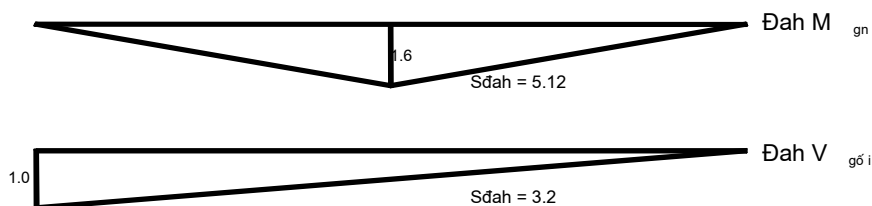
$$V_{DC1} = w_s(\text{Diện tích } D_{ah}V_{\text{gối}}) = 8.24 \times 10^{-3} \times 3.2 \times 10^3 = 26.368 \text{ Nmm/mm} = 26.368 \text{ KN/m}$$



Hình 7. Tải trọng lớp mặt cầu



Hình 8. Tải trọng bản mặt cầu



3. Do hoạt tải xe thiết kế (LL)

Bề rộng dải t-ơng đ-ơng với mômen đ-ơng: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6400 = 4180 \text{ mm}$ < 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-ơng dọc cầu.

Bề rộng dải t-ơng đ-ơng với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6400 = 2820$ mm < 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-ơng dọc cầu.

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

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

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

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

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

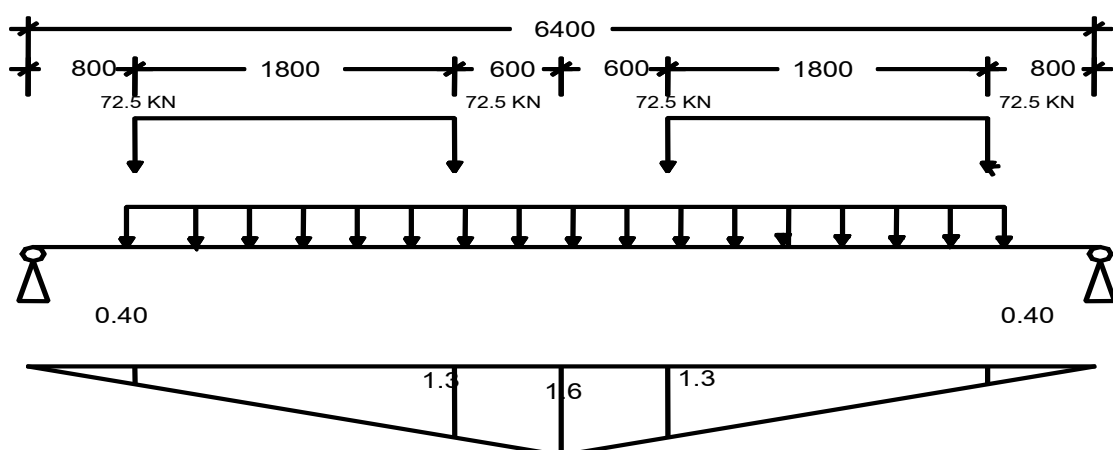
Trong đó

- $P = 72.5$ KN (Tải trọng nửa trục bánh xe Truck)
- 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)

$$\sum y_i = 0.4 + 1.3 + 1.3 + 0.4 = 3.4$$

$$\omega_{Đah} = 5.12$$



Hình 9: Xếp hoạt tải lên đ-ường ảnh hưởng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i = \frac{72.5}{4180} \times 3.4 = 0.0589 \text{ KNm/mm} = 58.9 \text{ KNm/m}$$

(Hệ số làn xe $m=1$)

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đahmomen}} = 3.1 \times 5.10 = 15.81 \text{ KN/m}$$

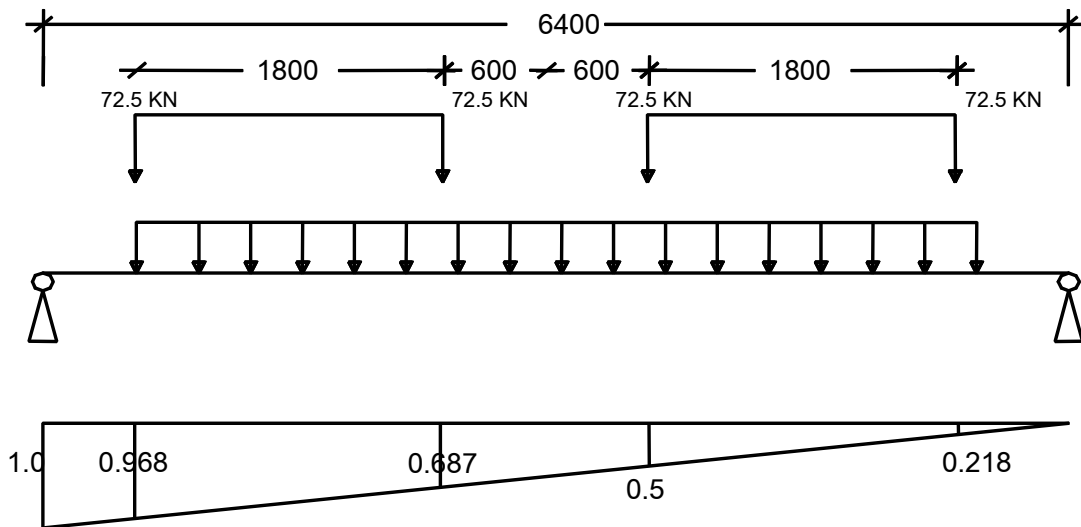
$$M_{LL+IM} = m(1.25M_{Tr} + M_{Ln}) = 1.0 \times (1.25 \times 58.9 + 15.81) = 89.435 \text{ KNm/m}$$

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

$$\sum y_i = 0.968 + 0.687 + 0.5 + 0.218 = 2.373$$

$$\omega_{\text{Đah}} = 2.99 \text{ (m}^2\text{)}$$

Sơ đồ tính toán:



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

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i = \frac{72.5}{2820} \times 2.373 = 0.064 \text{ KN/mm} = 64 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đah lực cắt}} = 3.1 \times 2.99 = 9.269 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{LL+IM} = m(1.25V_{Tr} + V_{Ln}) = 1(1.25 \times 64 + 9.269) = 89.269 \text{ (KN/m)}$$

III.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

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

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

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

Trong đó:

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

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

- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.

- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng

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

▪ ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

- $\eta_D = 1.00$ 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

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

▪ 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

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

▪ 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.

Bảng tổng hợp nội lực

	M_{DC2}	V_{DC2}	M_{DC1}	V_{DC1}	M_{DW}	V_{DW}	M_{PL}	V_{PL}	M_{LL+IM}	V_{LL+IM}
Phần hẫng	- 16.38	-5.65	- 41.06	-26.93	- 8.611	- 6.754	- 7.725	- 4.414	-36.1	-66.89
Phần giữa	-	-	42.2	26.368	13.56	8.475	-	-	89.435	89.269

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

	TTGHCDI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Hẫng	-163.4	-180.9	-109.8	-110.84
Nhịp giản đơn	241.19	213.18	145.26	124.76
Ngàm	-168.83	-180.9	-101.68	-110.84
Giữa nhịp	120.6	213.18	72.63	124.76

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

Chọn $\max(M_{Hẫng}; M_{Ngàm}) = 168.83$

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-ớc ở các TTGH (theo bảng 5.9.3.1-22TCN 272-05) với loại tạo thép đã đ-ợc khử ứng suất d-.

Trạng thái ứng suất	Ký hiệu	Giá trị(MPa)
Giới hạn ứng ứng suất kéo	f_{pu}	1860
Giới hạn chảy : tr-ớc 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: $M^- = -168.83 \text{ KNm/m}$
- Mômen d- ứng tại giữa nhịp: $M^+ = 120.6 \text{ KNm/m}$

Các đặc tr- ng vật liệu thiết kế

- C- ờng độ chịu nén của bê tông qui định ở tuổi 28 ngày là $f'_c = 50 \text{ Mpa}$
- C- ờng độ bê tông khi căng cáp $0.9 f'_c$
- Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th- ờng lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 35750 \text{ Mpa}$
- Lớp bảo vệ
 - Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50 mm
 - Lớp bê tông bảo vệ phía d- ới : 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: $z = 500 - 60 = 440 \text{ mm}$
- Vùng chịu mômen d- ứng: $z = 250 - 60 = 190 \text{ mm}$

Diện tích cốt thép UST đ- ợc 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 tr- ớc (mm^2)
- f_{pj} = C- ờng độ kéo qui định của thép - st trong giai đoạn khai thác (N/mm^2)

$$f_{pj} = 1302 \text{ N/mm}^2$$

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{168.83 \cdot 10^6}{440 \cdot 1302} = 354.6 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d- ứng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{120.595 \cdot 10^6}{190 \cdot 1302} = 487.5 \text{ (mm}^2\text{)}$

Chọn số l- ợng 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 3 tao $\phi 12.7$ diện tích mỗi tao là 98.7mm^2

$$\rightarrow A_{1bó} = 3 \times 98.7 = 296.1 \text{ mm}^2$$

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u	h	z	$0.7f_{pu}$	$A_{1bó}$	A_{ps}	$n_{tính}$	$n_{chọn}$	A_{ps} Thực
	(Nmm/m ²)	mm	mm	N/mm ²	mm ²	mm ²		bó	mm ²
Gối	168833	500	440	1302	296.1	354.6	1.19	2	592.2
Giữa nhịp	120595	250	190	1302	296.1	487.5	1.6	2	592.2

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

Kích thước ống Gen t-ơng ứng là: $cao \times rộng = 25 \times 80 = 2000\text{mm}^2$

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

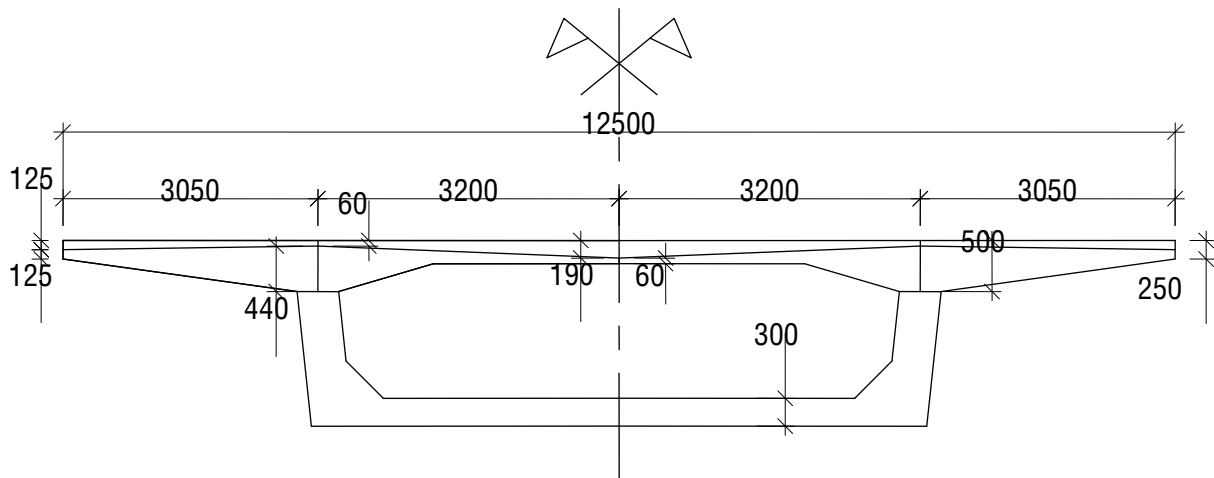
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

Các bó thép kéo sau của bản không đ-ợc đặt xa nhau, từ tim đến tim không quá 4 lần chiều dày 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 MẤT MÁT ỨNG SUẤT TRỌNG



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:

- Δf_{PT} = Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} = Mất mát do ma sát (MPa)
- Δf_{pA} = Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} = Mất mát do trùng đảo cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

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 kì đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lắ; $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; $\mu = 0.2$
- α : 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	0.021	3050	0.006213	1302	8.064
Giữa nhịp	B1, B2	0.061	6250	0.016325	1302	21.08
Gối 2	B1, B2	0.1	9450	0.026237	1302	33.72

2. Mất mát do tr- ợt neo.

Công thức tính toán:

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

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo ; $\Delta_L = 6\text{mm}/\text{neo}$

- E_p : môđun đàn hồi của thép; $E_p = 197000 \text{Mpa}$
- L : chiều dài của bó cáp; $L=12.598 \text{ m}$

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{12.598} \times 197000 = 93.82 \text{Mpa}$$

3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn 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); $E_p = 197000 \text{ MPa}$
- E_{ci} : môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$E_{ci} = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_{ci}} = 0.043 \times 2400^{1.5} \sqrt{0.9 \times 50} = 33915 \text{ MPa}$$

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}) A_{ps}$$

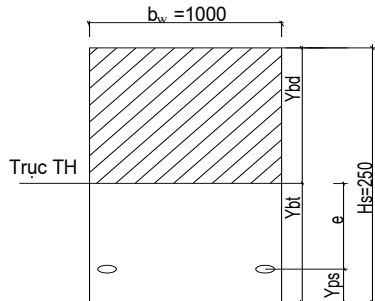
- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà (mm) $e = \frac{S_g}{A_g} - Y_{ps}$
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán) $A_g = H_g x b_w + n A_{ps}$
- $S_g = \frac{H_g^2 * b_w}{2} + n A_{ps} y_{ps}$
- $n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{E_{ps}}{0.043 \gamma_c^{1.5} x \sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043 \times 2400^{1.5} x \sqrt{50}} = 5.51$

- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)

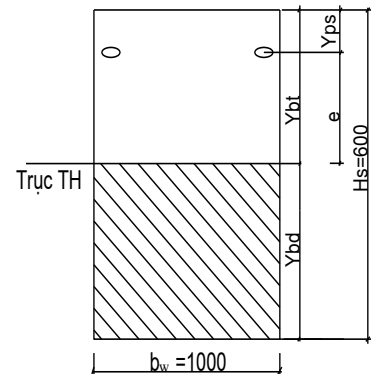
$$I_g = \frac{H_g^3 x b_w}{12} + H_g x b_w \left(y_t - \frac{H_g}{2} \right)^2 + n A_{ps} x e^2$$

- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản(Nmm)

❖ *Tính toán lại độ lệch tâm e và mômen quán tính I của tiết diện tính toán :*



Tại giữa nhịp bản



Tại gối

➤ Tại gối: $A_g = 500 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 503263.022 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$S_g = \frac{500^2 \times 1000}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 440 = 1264357297 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow Y_{bd} = \frac{1264357297}{503263.022} = 251.23 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = 440 - Y_{bd} = 440 - 251.23 = 188.77 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{500^3 \times 1000}{12} + 500 \times 1000 \left(248.7 - \frac{500}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 188.77^2 = 1.04E + 10$$

➤ Tại giữa nhịp bản: $A_g = 250 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 253263.022 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$S_g = \frac{250^2 \times 1000}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 60 = 31445781.32 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow e = \frac{31445781.32}{253263.022} - 60 = 64.16 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow Y_{td} = e + Y_{ps} = 64.16 + 60 = 124.16 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{250^3 \times 1000}{12} + 250 \times 1000 \left(125.84 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 64.16^2 = 1.30E + 09$$

Thấy rằng diện tích tiết diện và mômen quán tính của tiết diện nguyên trừ lỗ và tiết diện nguyên tính toán của bản mặt cầu là gần bằng nhau, nên trong tính toán sử dụng tiết diện nguyên.

Bảng tính mất mát do co ngắn đàn hồi

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ⁴)	F_i KN	f_{cgp} (MPa)	Δf_{pES} (MPa)	$0.25\Delta f_{pES}$ (MPa)
Gối 1	B1, B2	41060000	188.7	503263.022	1.04E+10	710708	-3.10	-18.01	-4.50
Giữa nhịp	B1, B2	42200000	64.16	253263.022	1.30E+09	703000	-2.92	-16.96	-4.24
Gối 2	B1, B2	41060000	188.7	503263.022	1.04E+10	695515	-3.02	-17.53	-4.38

4. Mất mát do co ngót

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

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

(5.9.5.4.2-2)

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

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 bó cáp so với trục trung hoà(mm)
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm²) (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 (mm⁴)

- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản (Nmm)
- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép - st do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính f_{cgp} (MPa)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC} + M_{DW})}{I_g} e$$

- M_{DC} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)

Bảng tính mất mát do từ biến

Tiết	Tên bố thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ⁴)	$-f_{cgp}$ (MPa)	$M_{DC2}+M_{DW}$ Nmm	Δf_{cdp} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	41060000	188.7	503263.022	1.04E+10	3.1	24991000	0.45	34.03
Giữa nhịp	B1,B2	42200000	64.16	253263.022	1.30E+09	2.92	13560000	0.67	30.36
Gối 2	B1,B2	41060000	188.7	503263.022	1.04E+10	3.02	24991000	0.45	33.07

6. Mất mát do trũng dãn cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tạo thép được 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:

- Δf_{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)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)

- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dao cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	8.064	-18.42	25	34.87	39.29
Giữa nhịp	B1,B2	21.08	-18.09	25	32.64	38.22
Gối 2	B1,B2	33.72	-18.85	25	35.71	36.98

7. Tổng mất mát ứng suất tr- ớc

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa	Δf_{pT} MPa
Gối 1	B1,B2	93.82	8.064	-18.42	25	34.87	39.29	182.62
Giữa nhịp	B1,B2	93.82	21.08	-18.09	25	32.64	38.22	192.67
Gối 2	B1,B2	93.82	33.72	-18.85	25	35.71	36.98	206.38

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 d- 12.70, tạo 3 sợi

$A_{ps} = 592.2\text{mm}^2$, $E_p = 197000\text{ Mpa}$

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302\text{Mpa}$

- Cường độ chảy quy 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

$f'_{ci} = 0.9 \times 50 = 45 \text{ Mpa}$ cường độ bê tông lúc truyền lực.

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

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

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

Giới hạn ứng suất nén: $-0.45f'_c = -22.5 \text{ Mpa}$

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:

▪ Thớ d-ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bg} - \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{tg} + \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$$

...Tại vị trí giữa nhịp:

▪ Thớ d-ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bg} + \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{tg} - \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất trước lúc truyền lực (MPa)

$$F_t = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}) \text{ Mpa}$$

- 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 (mm²)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M_s Nm	y_t mm	y_b mm	F N	f_{bg} MPa	f_{tg} MPa	Duy ệt
Gối 1	50326 3.02	1.04E+1 0	188. 7	4106000 0	248. 7	251 .3	710708	0.84	- 3.64	Gối 1
Giữa nhịp	25326 3.02	1.30E+0 9	64.1 6	4220000 0	124. 16	125 .84	703000	-3.06	- 2.50	Giữ a nhịp
Gối 2	50326 3.02	1.04E+1 0	188. 7	4106000 0	248. 7	251 .3	695515	0.80	- 3.54	Gối 2

2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

...Tại vị trí gối:

- Thớ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bg} - \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.45f_{ci}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

- 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;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bg} + \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.45 f_{ci}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{tg} - \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.5 \sqrt{f_{ci}'} = 3.535 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr-ớc sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)

$$F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pT}) \text{ Mpa}$$

- 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 thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)

- A = diện tích tiết diện (mm²)

- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	503263.02	1.04E +10	188.7	109800000	248.7	251.3	662896	-0.95	-1.68	Gối 1
Giữa nhịp	253263.02	1.30E +09	64.16	72628000	124.16	125.84	656945	0.36	-5.50	Giữa nhịp
Gối 2	503263.02	1.04E +10	188.7	109800000	248.7	251.3	648826	-0.98	-1.59	Gối 2

3. Kiểm tra nứt: kiểm tra ứng suất nh- trên đã đảm bảo chống nứt

III.5 .2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỘT 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 GHCDI (MPa)
- ϕ = Hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

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

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

Với mặt cắt hình chữ nhật:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- a : chiều dày của khối ứng suất t- ơng đ- ơng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(50 - 28)}{7} = 0.6928$$

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

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

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

- d_p : Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất tr- ớc (mm)

$$d_p = 440 \text{ mm tại gối}$$

$d_p = 190\text{mm}$ tại giữa bản

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

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

Tại giữa nhịp bản

Tại gối

$$\text{Tại gối : } c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{440}} = 36.54$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{190}} = 35.45$$

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

Kết quả kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	a mm	A_{ps} mm^2	f_{ps} MPa	d_p mm	ϕM_n KNm	M_u KNm	Duyệt
Gối 1	25.3	592.2	1816	440	459.6	168.833	Đạt
Giữa bản	24.56	592.2	1763	190	185.5	120.595	Đạt
Gối 2	25.3	592.2	1816	440	459.6	168.833	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 tr- ốc phải đ- ọc giới hạn sao cho :

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

- $d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ th- ớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)
- c : khoảng cách từ th- ớ nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm) đã đ- ợc tính toán ở trên

Kết quả kiểm tra hàm l- ượng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	440	36.54	0.08	Đạt
Giữa nhịp	190	35.45	0.19	Đạt
Gối 2	440	36.54	0.08	Đạt

2.2 L- ượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu kiện chịu uốn, l- ượng cốt thép th- ờng và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

- 1,2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông

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

Trong đó M_{cr} đ- ợc 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 th- ớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr- ớc có hiệu (Mpa)
- f_r : c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông (Mpa)

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50} = 4.454 \text{ Mpa}$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)

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

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (mm^2, mm^4)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)
- ϕ : hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

- 1,33 lần momen tính toán cần thiết d- ới tổ hợp tải trọng- c- ờng độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u$$

$$(3.4.1.1)$$

Kết quả kiểm toán đ- ợc đ- a ra ở các bảng sau:

Bảng tính toán sức kháng nứt $1.2M_{cr}$

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	M Nmm	e mm	y_t mm	y_b mm	f_{pe} Mpa	f_d Mpa	$1.2M_{cr}$ kNm
Gối 1	503263	1.04E+10	41060000	188.7	248.7	251.3	-7.04	0.992	293.679
Giữa nhịp	253263	1.30E+09	42200000	64.16	125.84	124.16	-	4.030	170.139
Gối 2	503263	1.04E+10	41060000	188.7	248.7	251.3	-7.04	0.992	293.679

Bảng kiểm tra hàm l- ượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	$1.2M_{cr}$ kNm	$1.33M_u$ kNm	Duyệt
Gối 1	459.6	293.679	224.5	Đạt
Giữa nhịp	185.5	170.139	160.39	Đạt
Gối 2	459.6	293.679	224.5	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_u : Lực cắt tính toán lấy theo TTGHCD1
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases} \quad (5.8.3.3-1)$$

$$(5.8.3.3-2)$$

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

$$(5.8.3.3-3)$$

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

ở đây :

- b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)
- d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ-ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)
- s : Cự li cốt thép đai (mm)
- β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ-ợc qui định trong điều 5.8.3.4
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ-ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ)
- α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)
- A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự li s (mm²)
- V_p : Thành phần lực ứng suất tr-ớc có hiệu trên h-ớng lực cắt tác dụng, là d-ơng nếu ng-ợc chiều lực cắt(N)
- V_c : Sức kháng cắt danh định của bê tông(N).
- V_s : Sức kháng cắt danh định của cốt thép(N).

Kiểm toán lực cắt có thể kiểm tra tại mặt của cấu kiện đỡ, trong đồ án này sẽ kiểm tra tại tim cấu kiện đỡ (có lực cắt lớn)

Mômen và lực cắt tính toán theo TTGHCD 1 (tại gối)

$$M_u = 168.83 \text{KNm}$$

$$V_u = 180.9 \text{KN}$$

d. Xác định V_p

Vì tại tiết diện gối và tiết diện ở mặt cấu kiện đỡ, dòng cáp đi ngang nên thành phần V_p trên hướng lực cắt là bằng 0

e. Xác định d_v và b_v

- Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

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

Ta có $d_p = 440 \text{ mm}$ tại gối

$$\begin{cases} a = \beta_1 c = 0.6928 \times 48.35 = 33.5 \\ 0.9d_e = 0.9 \times 440 = 396 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 500 = 360 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 440 - \frac{33.5}{2} = 423.25 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_v = 423.25 \text{ mm}$$

- Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v :

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

f. Xác định β và θ

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

▪ ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{180.9 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 423.25} = 0.534 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.534}{50} = 0.0106$$

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 : Môđun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Môđun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c} f_{pe} : \text{ ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.}$$

$$f_{pe} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1302 - 218.73 = 1083.27 \text{ MPa}$$

- 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 $f_{pc} = 0$

$$\Rightarrow f_{po} = 1150.9 \text{ MPa}$$

Giả thiết $\theta = 30^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{168.83 \cdot 10^6}{423.25} + 0.5 \cdot 180.9 \cdot 10^3 \cdot \cot 30 - 592.2 \cdot 1083.27}{197000 \cdot 592.2} = -1.3 \cdot 10^{-3}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ợc $\theta = 27^\circ$, $\beta = 6.6$

g. Xác định V_c và V_s

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

$$V_c = 0.083 \times 6.6 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 423.25 = 1639472 \text{ N}$$

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

h. Tính sức kháng danh định của tiết diện

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 1639472 + 0 + 0 = 1639472 \text{ N} = 1639.472 \text{ KN} \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 423.25 + 0 = 5290 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 1639.472 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1639.472 = 1475.5 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 180.9 \text{ KN} \leq \phi V_n$

4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

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

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

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y} \quad (5.10.8.2.-1)$$

ở đây :

- A_g = Tổng diện tích mặt cắt (mm^2) , ta tính cho 1m rộng
 - f_y = Cường độ chảy quy định của thanh thép (Mpa)
- +Tiết diện giữa nhịp

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

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

Chọn N_016 $a=300$ mm, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi hướng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2/\text{m}$

+Tại tiết diện gối

$$A_g = 500 \times 1000 = 500000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{500000}{400} = 937.5 \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

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

Kết luận :

Phía đáy bản bố trí cốt dọc theo cốt chính là $\phi 16a = 200$

Còn lại bố trí cốt cấu tạo theo điều kiện chịu co ngót và nhiệt độ là $\phi 16a = 300$

(cốt thép còn được tính lại ở phần dầm chủ)

CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

IV. LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC

IV.1 KÍCH THƯỚC KẾT CẤU VÀ MẶT CẮT NGANG DẦM

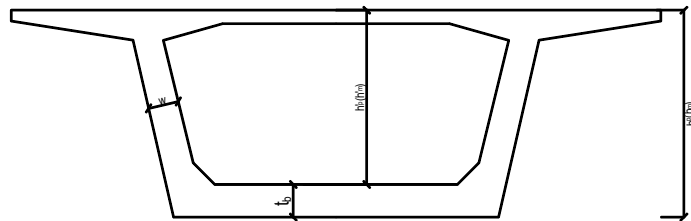
IV.1.1. Thiết kế dầm có biên dạng cong:

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 có biên dạng cong bậc từ 1 ÷ 2. Trong tính toán đặc trưng hình học mặt cắt ngang dầm, lấy dầm có dạng bậc 2.

$$y_1 = a_1 x^2 + b_1$$



$$a_1 = \frac{h_p - h_m}{L^2}$$

$$b_1 = h_m$$

trong đó :

- h_p : Chiều cao dầm tại mặt cắt sát đỉnh trụ.
- h_m : Chiều cao dầm tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phân cánh hằng cong.
- y_1 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

IV.1.2.Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

- Trọng lượng bản thân.
- Lực nén do mô men uốn và lực cắt gây ra.
- Trọng lượng của các thiết bị, ván khuôn trong quá trình thi công.

Để phù hợp với đặc điểm chịu lực, bản đáy hộp 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 $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 900mm

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 phân cánh hằng cong.
- y_2 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

Chiều dày đáy hộp được tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

IV.1.3.Thiết kế s- ờn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

- Lực cắt do trọng l- ọng đầm và hoạt tải.
- Một phần mô men uốn truyền xuống từ bản mặt cầu, mô men xoắn do tải trọng lệch tâm gây ra.

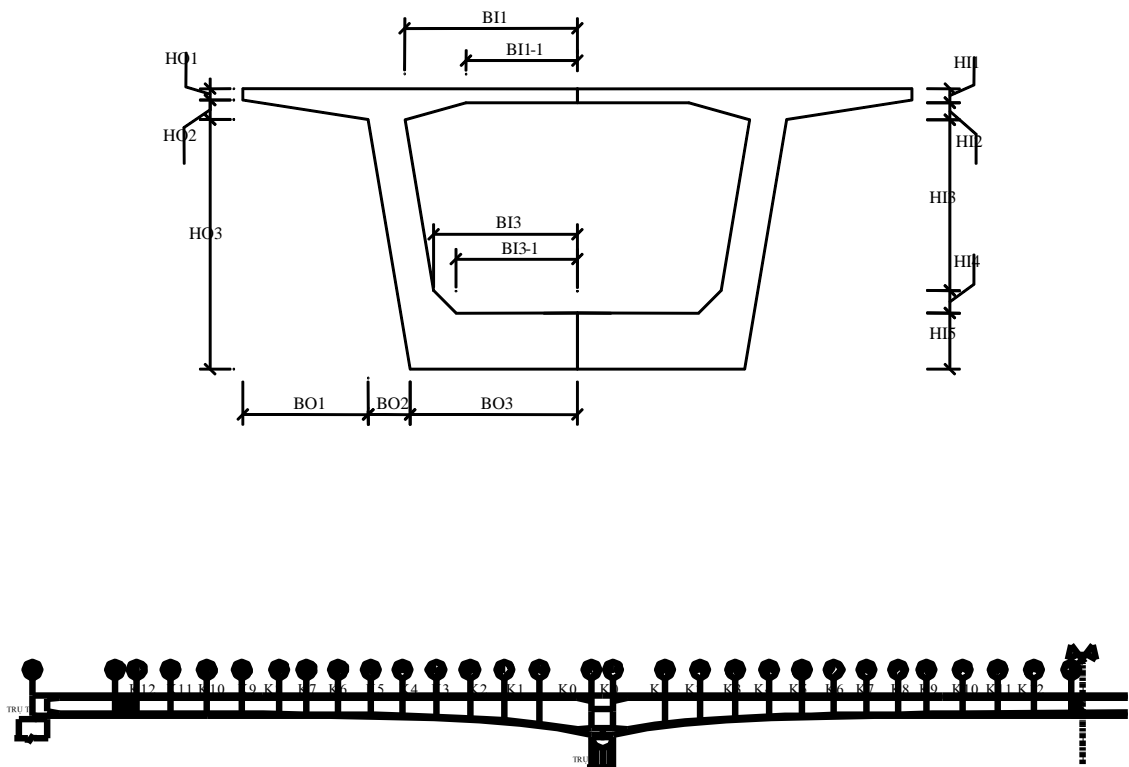
Chiều dày s- ờn phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Đủ khả năng chịu lực
- Đủ tính không để đổ bê tông.

Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày s- ờn thay đổi tuyến tính với các đặc tr- ng nh- sau :

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 5.0 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ $0.9 \div 0.3$ m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 12.5m có chiều dày không thay đổi 0.25 m, s- ờn đầm dày 0.5 m.

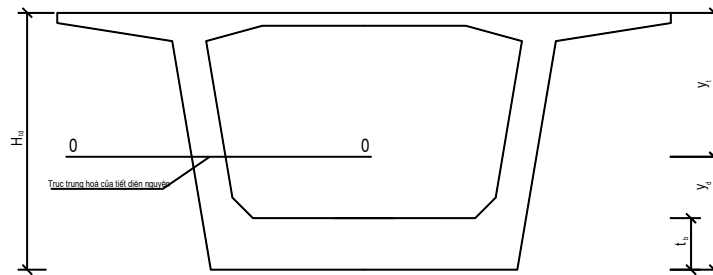
Sau đây là chiều cao, chiều dày đầm và bề dày s- ờn hộp của một số tiết diện



Thứ tự	Tiết diện	HO1	HO2	HO3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	BI1	BI1-1	BI3	BI3-1
1	I	0.25	0.25	2.2	2.8	0.297	2.906	0.25	0.25	1.1	0.3	0.3	3.05	1.55	2.604	2.25
2	2	0.25	0.25	1.7	2.8	0.297	2.906	0.25	0.25	1.1	0.3	0.3	3.05	1.55	2.604	2.25
3	3	0.25	0.25	1.7	2.8	0.297	2.906	0.25	0.25	1.1	0.3	0.3	3.05	1.55	2.604	2.25
4	4	0.25	0.25	1.74	2.8	0.306	2.897	0.25	0.25	1.103	0.3	0.337	3.05	1.55	2.601	2.244
5	5	0.25	0.25	1.84	2.8	0.325	2.878	0.25	0.25	1.165	0.3	0.375	3.05	1.55	2.59	2.233
6	6	0.25	0.25	1.979	2.8	0.348	2.855	0.25	0.25	1.275	0.3	0.404	3.05	1.55	2.571	2.214
7	7	0.25	0.25	2.15	2.8	0.378	2.825	0.25	0.25	1.417	0.3	0.433	3.05	1.55	2.546	2.189
8	8	0.25	0.25	2.37	2.8	0.417	2.786	0.25	0.25	1.609	0.3	0.46	3.05	1.55	2.512	2.155
9	9	0.25	0.25	2.64	2.8	0.464	2.739	0.25	0.25	1.85	0.3	0.49	3.05	1.55	2.47	2.113
10	10	0.25	0.25	2.94	2.8	0.517	2.686	0.25	0.25	2.119	0.3	0.52	3.05	1.55	2.423	2.066
11	11	0.25	0.25	3.29	2.8	0.577	2.626	0.25	0.25	2.44	0.3	0.55	3.05	1.55	2.367	2.01
12	12	0.25	0.25	4	2.8	0.703	2.5	0.25	0.25	3.1	0.3	0.6	3.05	1.55	2.254	1.902
13	13T	0.25	0.25	5.2	2.8	1.05	2.5	0.25	0.25	3.1	0.3	0.6	3.05	1.55	2.254	1.902

IV.1.4. TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC TIẾT DIỆN

Bằng cách chia nhỏ tiết diện nguyên thành các tam giác và hình chữ nhật, ta lần lượt tính diện tích tiết diện, mômen tĩnh, vị trí trục trung hoà và cuối cùng là mômen quán tính của tiết diện. Đặc trưng hình học tiết diện được tính cho một nửa cầu, các mặt cắt còn lại mang tính chất đối xứng.

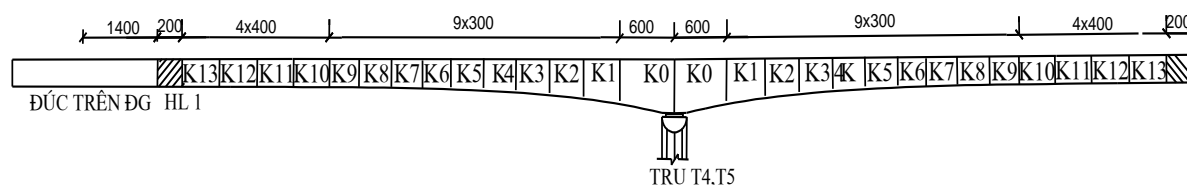


Tiết diện	K/c từ gối	A	s	I	y _t	y _d	H _{td}	t _b
	m	m ²	m ³	m ⁴	m	m	m	m
1	0	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
2	14	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
3	16	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
4	20	7.480	10.510	5.262	0.835	1.405	2.24	0.337
5	24	7.742	11.163	6.072	0.898	1.442	2.34	0.375
6	28	7.984	12.047	7.155	0.971	1.509	2.48	0.404
7	32	8.242	13.133	8.567	1.057	1.593	2.65	0.433
8	35	8.520	14.555	10.538	1.162	1.708	2.87	0.46
9	38	8.843	16.349	13.257	1.291	1.849	3.14	0.49
10	41	9.175	18.398	16.670	1.435	2.005	3.44	0.52
11	44	9.534	20.880	21.166	1.600	2.190	3.79	0.55
12	47	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
13	50	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
13	53	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
14	56	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
15	59	9.534	20.880	21.166	1.600	2.190	3.79	0.55
16	63.5	9.175	18.398	16.670	1.435	2.005	3.44	0.52
17T	65	8.843	16.349	13.257	1.291	1.849	3.14	0.49

Vì trong quá trình thi công hằng nội lực hình thành dần qua các b-ớc thi công, nên để tính nội lực trong dầm chủ ta phải xem xét quá trình làm việc qua các giai đoạn thi công.

Nội lực hình thành dần qua các giai đoạn thi công và sơ đồ tính nội lực đ-ợc mô hình hoá để tính toán sẽ trình bày sau đây. Tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công đó ta sẽ có biểu đồ bao nội lực thi công. Sau đó tính toán nội lực trong giai đoạn khai thác. Cuối cùng ta tổ hợp lấy đ-ồng bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta đ-ợc nội lực thiết kế.

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhíp



iv.2 .2 Các giai đoạn thi

a. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng trên tru T4, T5

Để thực hiện việc đúc hẫng ta phải thi công đốt K0 trên đà giáo mở rộng trụ. Các khối K0 phải liên kết tam thời với đỉnh trụ thông qua các thanh c-ờng đô cao

Trong b-ớc này tải trọng tác dụng lên dầm gồm có trọng l-ợng bản thân của các đ-ốt đ-úc, trọng l-ợng xe đ-úc P (kể cả ván khuôn, thiết bị thi công và ng-ời).

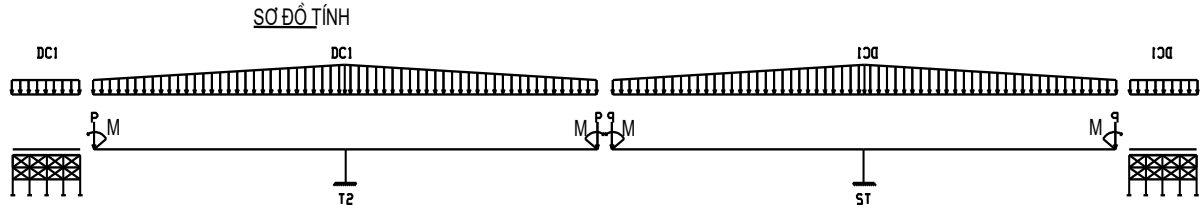
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên truT4, T5 hai xe đúc đứng ở K8.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P = 600\text{KN}$, $M = 200\text{ KN.m}$ tải trọng do trọng lượng bản thân đầm đợc 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 lượng riêng của bê tông $\gamma = 2.4\text{ T/m}^3$.

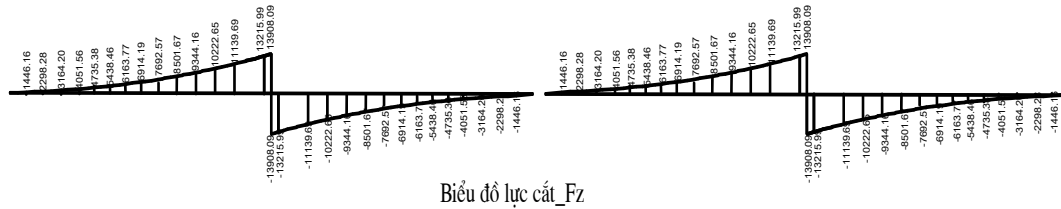
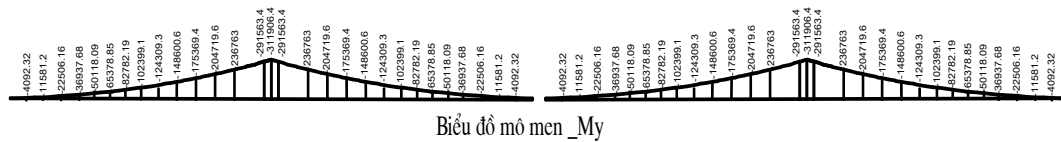
Khi thi công đúc hẫng từng cặp dốt đối xứng, khi bê tông đạt c- ờng độ tiến hành căng cáp - st.

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

Ta có sơ đồ tính nh- sau:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.v.10



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	DC1,X D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	DC1,X D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	16	DC1,X D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	20	DC1,X D	1446.1 6	- 4092.32	1301.5 4	- 3683.09	1807.7 0	- 5115.40
5	24	DC1,X D	2298.2 8	- 11581.2 0	2068.4 5	- 10423.0 8	2872.8 5	- 14476.5 0
6	28	DC1,X D	3164.2 0	- 22506.1 6	2847.7 8	- 20255.5 4	3955.2 5	- 28132.7 0
7	32	DC1,X D	4051.5 6	- 36937.6 8	3646.4 0	- 33243.9 1	5064.4 5	- 46172.1 0
8	35	DC1,X D	4735.3 8	- 50118.0 9	4261.8 4	- 45106.2 8	5919.2 2	- 62647.6 1
9	38	DC1,X D	5438.4 6	- 65378.8 5	4894.6 1	- 58840.9 6	6798.0 7	- 81723.5 6
10	41	DC1,X D	6163.7 7	- 82782.1 9	5547.3 9	- 74503.9 8	7704.7 1	- 103477. 74

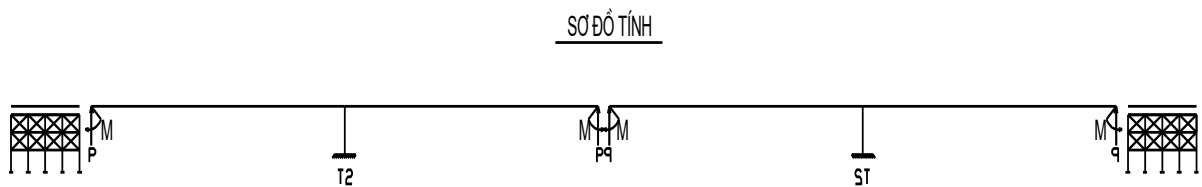
11	44	<i>DC1,X D</i>	6914.1 9	- 102399. 13	6222.7 7	- 92159.2 2	8642.7 4	- 127998. 92
12	47	<i>DC1,X D</i>	7692.5 7	- 124309. 27	6923.3 1	- 111878. 35	9615.7 1	- 155386. 59
13	50	<i>DC1,X D</i>	8501.6 7	- 148600. 63	7651.5 0	- 133740. 57	10627. 09	- 185750. 79
14	53	<i>DC1,X D</i>	9344.1 6	- 175369. 38	8409.7 4	- 157832. 44	11680. 20	- 219211. 72
15	56	<i>DC1,X D</i>	10222. 65	- 204719. 59	9200.3 8	- 184247. 64	12778. 31	- 255899. 49
16	59	<i>DC1,X D</i>	11139. 69	- 236763. 10	10025. 72	- 213086. 79	13924. 61	- 295953. 88
17T	65	<i>DC1,X D</i>	13215. 99	- 311906. 4	11894. 39	- 262407. 05	16519. 99	- 364454. 23
17P	65	<i>DC1,X D</i>	13215. 99	- 311906. 4	11894. 39	- 262407. 05	16519. 99	- 364454. 23
18	71	<i>DC1,X D</i>	11139. 69	- 236763. 10	10025. 72	- 213086. 79	13924. 61	- 295953. 88
19	74	<i>DC1,X D</i>	- 10222. 65	- 204719. 59	- 9200.3 8	- 184247. 64	- 12778. 31	- 255899. 49
20	77	<i>DC1,X D</i>	- 9344.1 6	- 175369. 38	- 8409.7 4	- 157832. 44	- 11680. 20	- 219211. 72

21	80	DCI, X_D	- 8501.6 7	- 148600. 63	- 7651.5 0	- 133740. 57	- 10627. 09	- 185750. 79
22	83	DCI, X_D	- 7692.5 7	- 124309. 27	- 6923.3 1	- 111878. 35	- 9615.7 1	- 155386. 59
23	86	DCI, X_D	- 6914.1 9	- 102399. 13	- 6222.7 7	- 92159.2 2	- 8642.7 4	- 127998. 92
24	89	DCI, X_D	- 6163.7 7	- 82782.1 9	- 5547.3 9	- 74503.9 8	- 7704.7 1	- 103477. 74
25	92	DCI, X_D	- 5438.4 6	- 65378.8 5	- 4894.6 1	- 58840.9 6	- 6798.0 7	- 81723.5 6
26	95	DCI, X_D	- 4735.3 8	- 50118.0 9	- 4261.8 4	- 45106.2 8	- 5919.2 2	- 62647.6 1
27	98	DCI, X_D	- 4051.5 6	- 36937.6 8	- 3646.4 0	- 33243.9 1	- 5064.4 5	- 46172.1 0
28	102	DCI, X_D	- 3164.2 0	- 22506.1 6	- 2847.7 8	- 20255.5 4	- 3955.2 5	- 28132.7 0
29	106	DCI, X_D	- 2298.2 8	- 11581.2 0	- 2068.4 5	- 10423.0 8	- 2872.8 5	- 14476.5 0
30	110	DCI, X_D	- 1446.1 6	- 4092.32	- 1301.5 4	- 3683.09	- 1807.7 0	- 5115.40
31	114	DCI, X_D	-600.00	0.00	-540.00	0.00	-750.00	0.00
32	116	DCI, X_D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

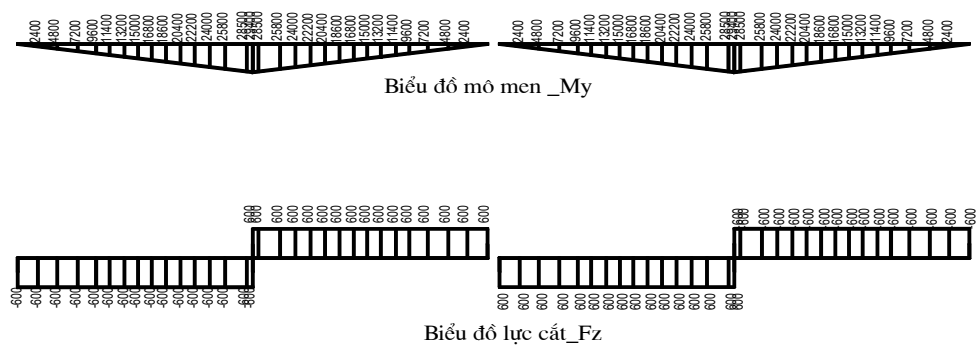
b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T2, T3 đ-ợc tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc t- ơng đ- ơng với việc tác dụng cặp lực ng- ợc trở lại trên 2 cánh hẫng.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.v.10150



ết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	<i>XD</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	<i>XD</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	16	<i>XD</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	20	<i>XD</i>	-600.00	2400.00	-540.00	2160.00	-750.00	3000.00
5	24	<i>XD</i>	-600.00	4800.00	-540.00	4320.00	-750.00	6000.00
6	28	<i>XD</i>	-600.00	7200.00	-540.00	6480.00	-750.00	9000.00
7	32	<i>XD</i>	-600.00	9600.00	-540.00	8640.00	-750.00	12000.00
8	35	<i>XD</i>	-600.00	11400.00	-540.00	10260.00	-750.00	14250.00
9	38	<i>XD</i>	-600.00	13200.00	-540.00	11880.00	-750.00	16500.00
10	41	<i>XD</i>	-600.00	15000.00	-540.00	13500.00	-750.00	18750.00
11	44	<i>XD</i>	-600.00	16800.00	-540.00	15120.00	-750.00	21000.00
12	47	<i>XD</i>	-600.00	18600.00	-540.00	16740.00	-750.00	23250.00
13	50	<i>XD</i>	-600.00	20400.00	-540.00	18360.00	-750.00	25500.00
14	53	<i>XD</i>	-600.00	22200.00	-540.00	19980.00	-750.00	27750.00
15	56	<i>XD</i>	-600.00	24000.00	-540.00	21600.00	-750.00	30000.00
16	59	<i>XD</i>	-600.00	25800.00	-540.00	23220.00	-750.00	32250.00
17T	65	<i>XD</i>	-600.00	29400.00	-540.00	25650.00	-750.00	35625.00
17P	65	<i>XD</i>	600.00	29400.00	540.00	25650.00	750.00	35625.00
18	71	<i>XD</i>	600.00	25800.00	540.00	23220.00	750.00	32250.00
19	74	<i>XD</i>	600.00	24000.00	540.00	21600.00	750.00	30000.00
20	77	<i>XD</i>	600.00	22200.00	540.00	19980.00	750.00	27750.00
21	80	<i>XD</i>	600.00	20400.00	540.00	18360.00	750.00	25500.00
22	83	<i>XD</i>	600.00	18600.00	540.00	16740.00	750.00	23250.00
23	86	<i>XD</i>	600.00	16800.00	540.00	15120.00	750.00	21000.00
24	89	<i>XD</i>	600.00	15000.00	540.00	13500.00	750.00	18750.00
25	92	<i>XD</i>	600.00	13200.00	540.00	11880.00	750.00	16500.00
26	95	<i>XD</i>	600.00	11400.00	540.00	10260.00	750.00	14250.00
27	98	<i>XD</i>	600.00	9600.00	540.00	8640.00	750.00	12000.00
28	102	<i>XD</i>	600.00	7200.00	540.00	6480.00	750.00	9000.00
29	106	<i>XD</i>	600.00	4800.00	540.00	4320.00	750.00	6000.00
30	110	<i>XD</i>	600.00	2400.00	540.00	2160.00	750.00	3000.00
31	114	<i>XD</i>	600.00	0.00	540.00	0.00	750.00	0.00
32	116	<i>XD</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

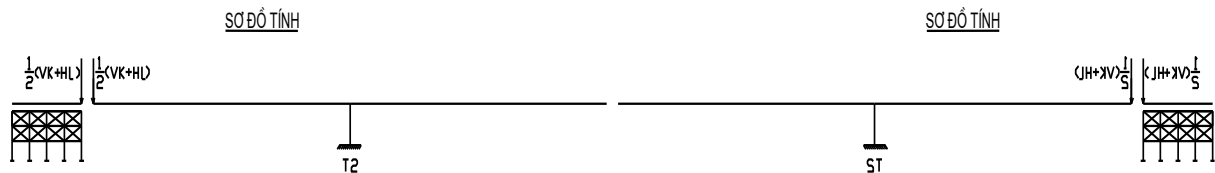
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

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 và giàn giáo với giá trị bằng $\frac{1}{2}(VK + HL)$

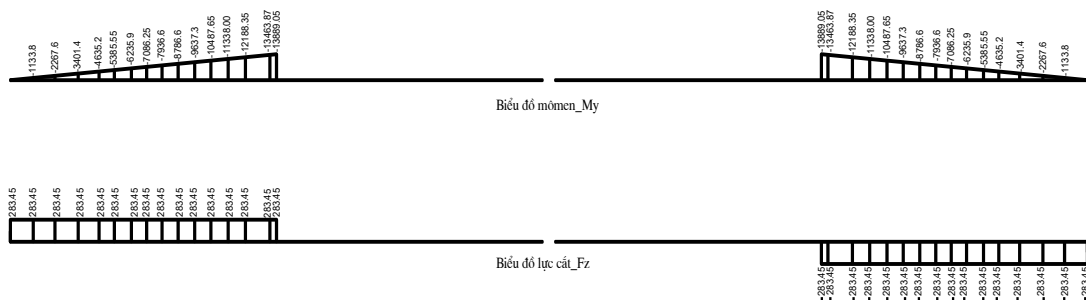
Với : Tải trọng ván khuôn nặng : $VK = 15 \text{ (T)} = 150 \text{ KN}$

$HL = 417.806 \text{ KN}$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.v.10



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	$(VK+HL)/2$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	$(VK+HL)/2$	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
3	16	$(VK+HL)/2$	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
4	20	$(VK+HL)/2$	283.45	-1133.8	255.10	-1020.42	354.31	-1417.25
5	24	$(VK+HL)/2$	283.45	-2267.6	255.10	-2040.84	354.31	-2834.50
6	28	$(VK+HL)/2$	283.45	-3401.4	255.10	-3061.26	354.31	-4251.75
7	32	$(VK+HL)/2$	283.45	-4535.2	255.10	-4081.68	354.31	-5669.00
8	35	$(VK+HL)/2$	283.45	-5385.55	255.10	-4846.99	354.31	-6731.94
9	38	$(VK+HL)/2$	283.45	-6235.9	255.10	-5612.31	354.31	-7794.87
10	41	$(VK+HL)/2$	283.45	-7086.25	255.10	-6377.62	354.31	-8857.81
11	44	$(VK+HL)/2$	283.45	-7936.6	255.10	-7142.94	354.31	-9920.75
12	47	$(VK+HL)/2$	283.45	-8786.95	255.10	-7908.25	354.31	-10983.69
13	50	$(VK+HL)/2$	283.45	-9637.3	255.10	-8673.57	354.31	-12046.62
14	53	$(VK+HL)/2$	283.45	-10487.6	255.10	-9438.88	354.31	-13109.56
15	56	$(VK+HL)/2$	283.45	-11338	255.10	-10204.20	354.31	-14172.50
16	59	$(VK+HL)/2$	283.45	-12188.3	255.10	-10969.51	354.31	-15235.44
17T	65	$(VK+HL)/2$	283.45	-13889.05	255.10	-12117.49	354.31	-16829.84

d. Giai đoạn 4 : Căng cáp, hạ giàn giáo, giáo ván khuôn nhịp biên.

Sau khi bê tông khối hợp long đạt c-ờng độ, tiến hành căng cáp d-ơng tại nhịp biên, bê tông bị tách ra khỏi hệ giàn giáo và toàn bộ trọng l-ợng của phần dúc trên đà giáo sẽ lên cánh hẫng và gối.

- Tải trọng tác dụng:

+ Lực căng của bó cốt thép d-ơng tại nhịp biên.

+ Tải trọng phân bố đều của đoạn dúc trên đà giáo và khối hợp long, tải trọng tập trung của một nửa trọng l-ợng ván khuôn và khối hợp long .

$$q=HL/2=208.9032(KN/m)$$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.V.10



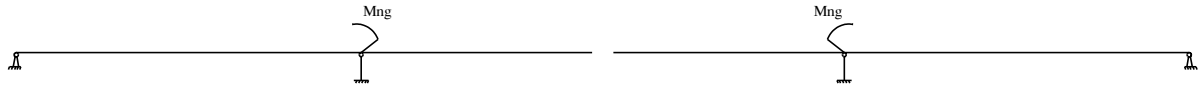
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	$q, HL/2, VK/2$	-2550.1	0.00	-2295.10	0.00	-3187.64	0.00
2	14	$q, HL/2, VK/2$	374.48	15229.42	337.04	13706.47	468.11	19036.77
3	16	$q, HL/2, VK/2$	582.93	14063.55	524.64	12657.19	728.67	17579.43
4	20	$q, HL/2, VK/2$	507.93	12031.81	457.14	10828.63	634.92	15039.76
5	24	$q, HL/2, VK/2$	507.93	10000.07	457.14	9000.06	634.92	12500.09
6	28	$q, HL/2, VK/2$	507.93	7968.33	457.14	7171.50	634.92	9960.42
7	32	$q, HL/2, VK/2$	507.93	5936.59	457.14	5342.93	634.92	7420.74
8	35	$q, HL/2, VK/2$	507.93	4412.79	457.14	3971.51	634.92	5515.99
9	38	$q, HL/2, VK/2$	507.93	2888.99	457.14	2600.09	634.92	3611.23
10	41	$q, HL/2, VK/2$	507.93	1365.18	457.14	1228.66	634.92	1706.48
11	44	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-158.62	457.14	-142.76	634.92	-198.28
12	47	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-1682.42	457.14	-1514.18	634.92	-2103.03
13	50	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-3206.23	457.14	-2885.61	634.92	-4007.79
14	53	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-4730.03	457.14	-4257.03	634.92	-5912.54
15	56	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-6253.84	457.14	-5628.45	634.92	-7817.29
16	59	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-7777.64	457.14	-6999.88	634.92	-9722.05
17T	65	$q, HL/2, VK/2$	507.93	-10825.25	457.14	-9057.01	634.92	-12579.18

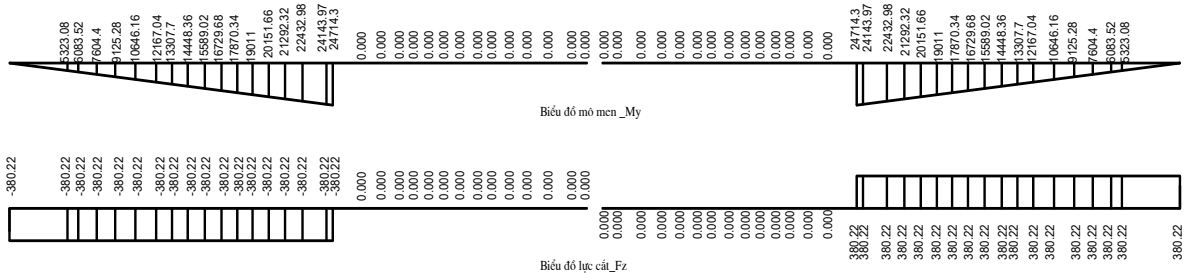
e. Giai đoạn 5: Tháo ngầm

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T2,T3. Sơ đồ tính t-ơng đ-ơng với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm sap.v.10



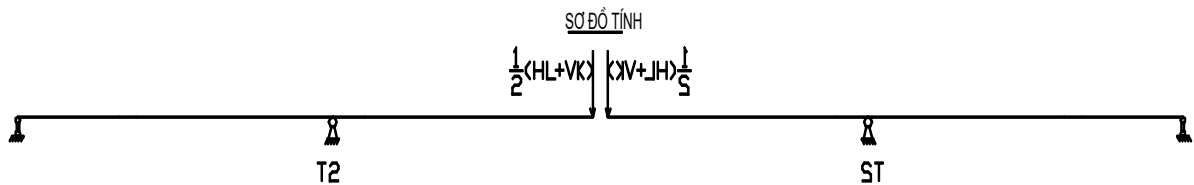
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	Mng	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	Mng	-380.22	5323.08	-342.20	4790.77	-475.27	6653.85
3	16	Mng	-380.22	6083.52	-342.20	5475.17	-475.27	7604.40
4	20	Mng	-380.22	7604.40	-342.20	6843.96	-475.27	9505.50
5	24	Mng	-380.22	9125.28	-342.20	8212.75	-475.27	11406.60
6	28	Mng	-380.22	10646.16	-342.20	9581.54	-475.27	13307.70
7	32	Mng	-380.22	12167.04	-342.20	10950.34	-475.27	15208.80
8	35	Mng	-380.22	13307.70	-342.20	11976.93	-475.27	16634.62
9	38	Mng	-380.22	14448.36	-342.20	13003.52	-475.27	18060.45
10	41	Mng	-380.22	15589.02	-342.20	14030.12	-475.27	19486.27
11	44	Mng	-380.22	16729.68	-342.20	15056.71	-475.27	20912.10
12	47	Mng	-380.22	17870.34	-342.20	16083.31	-475.27	22337.92
13	50	Mng	-380.22	19011.00	-342.20	17109.90	-475.27	23763.75
14	53	Mng	-380.22	20151.66	-342.20	18136.49	-475.27	25189.57
15	56	Mng	-380.22	21292.32	-342.20	19163.09	-475.27	26615.40
16	59	Mng	-380.22	22432.98	-342.20	20189.68	-475.27	28041.22
17T	65	Mng	-380.22	24714.3	-342.20	21729.57	-475.27	30179.96

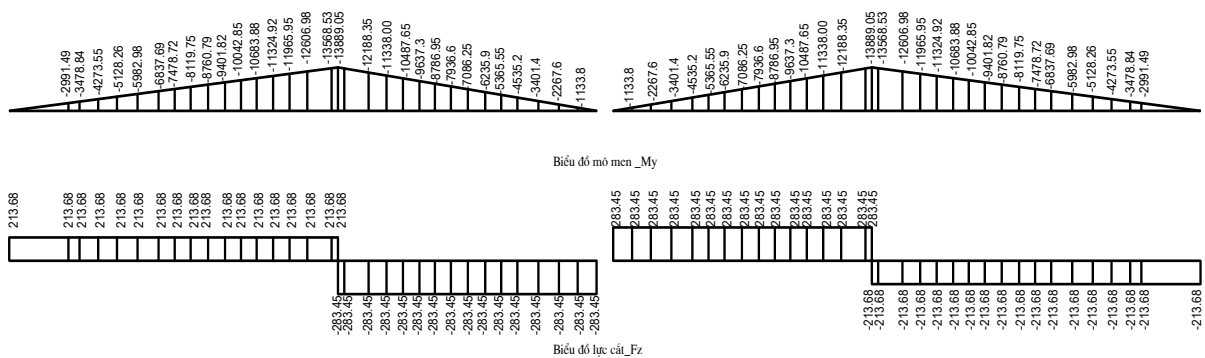
f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa

Tiến hành hợp long nhịp T2 – T3: tiến xe đúc trên trụ T2 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối l-ợng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông đốt hợp long. Trọng l-ợng của đốt hợp long (khi bê tông ch-a đông cứng) chia đều cho hai cánh hẫng với giá trị bằng $\frac{1}{2}(VK + HL)$.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.V.10



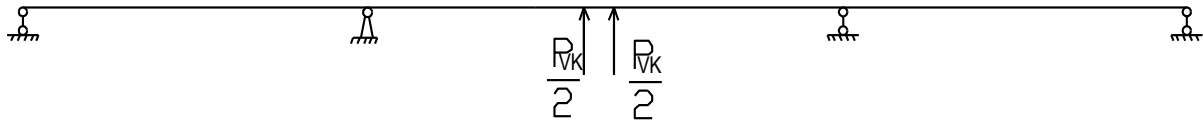
Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Lực cắt KN	Mômen KNm	Ptc x0.9 KN	Mtc x0.9 KNm	Ptc x1.25 KN	Mtc x1.25 KNm
1	0	(VK+HL)/2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	(VK+HL)/2	213.68	-2991.49	192.31	-2692.34	267.10	-3739.36
3	16	(VK+HL)/2	213.68	-3418.84	192.31	-3076.96	267.10	-4273.55
4	20	(VK+HL)/2	213.68	-4273.55	192.31	-3846.20	267.10	-5341.94
5	24	(VK+HL)/2	213.68	-5128.26	192.31	-4615.44	267.10	-6410.33
6	28	(VK+HL)/2	213.68	-5982.98	192.31	-5384.68	267.10	-7478.72
7	32	(VK+HL)/2	213.68	-6837.69	192.31	-6153.92	267.10	-8547.11
8	35	(VK+HL)/2	213.68	-7478.72	192.31	-6730.85	267.10	-9348.40
9	38	(VK+HL)/2	213.68	-8119.75	192.31	-7307.78	267.10	-10149.69
10	41	(VK+HL)/2	213.68	-8760.79	192.31	-7884.71	267.10	-10950.98
11	44	(VK+HL)/2	213.68	-9401.82	192.31	-8461.64	267.10	-11752.27
12	47	(VK+HL)/2	213.68	-10042.85	192.31	-9038.57	267.10	-12553.56
13	50	(VK+HL)/2	213.68	-10683.88	192.31	-9615.50	267.10	-13354.86
14	53	(VK+HL)/2	213.68	-11324.92	192.31	-10192.43	267.10	-14156.15
15	56	(VK+HL)/2	213.68	-11965.95	192.31	-10769.36	267.10	-14957.44
16	59	(VK+HL)/2	213.68	-12606.98	192.31	-11346.29	267.10	-15758.73
17T	65	(VK+HL)/2	213.68	-13889.05	192.31	-12211.68	267.10	-16960.67
17P	65	(VK+HL)/2	-283.45	-13889.05	-255.10	-12117.49	-354.31	-16829.84
18	71	(VK+HL)/2	-283.45	-12188.35	-255.10	-10969.51	-354.31	-15235.44
19	74	(VK+HL)/2	-283.45	-11338.00	-255.10	-10204.20	-354.31	-14172.50
20	77	(VK+HL)/2	-283.45	-10487.65	-255.10	-9438.88	-354.31	-13109.56
21	80	(VK+HL)/2	-283.45	-9637.30	-255.10	-8673.57	-354.31	-12046.62
22	83	(VK+HL)/2	-283.45	-8786.95	-255.10	-7908.25	-354.31	-10983.69
23	86	(VK+HL)/2	-283.45	-7936.60	-255.10	-7142.94	-354.31	-9920.75
24	89	(VK+HL)/2	-283.45	-7086.25	-255.10	-6377.62	-354.31	-8857.81
25	92	(VK+HL)/2	-283.45	-6235.90	-255.10	-5612.31	-354.31	-7794.87
26	95	(VK+HL)/2	-283.45	-5385.55	-255.10	-4846.99	-354.31	-6731.94
27	98	(VK+HL)/2	-283.45	-4535.20	-255.10	-4081.68	-354.31	-5669.00
28	102	(VK+HL)/2	-283.45	-3401.40	-255.10	-3061.26	-354.31	-4251.75
29	106	(VK+HL)/2	-283.45	-2267.60	-255.10	-2040.84	-354.31	-2834.50
30	110	(VK+HL)/2	-283.45	-1133.80	-255.10	-1020.42	-354.31	-1417.25
31	114	(VK+HL)/2	-283.45	0.00	-255.10	0.00	-354.31	0.00
32	116	(VK+HL)/2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

8

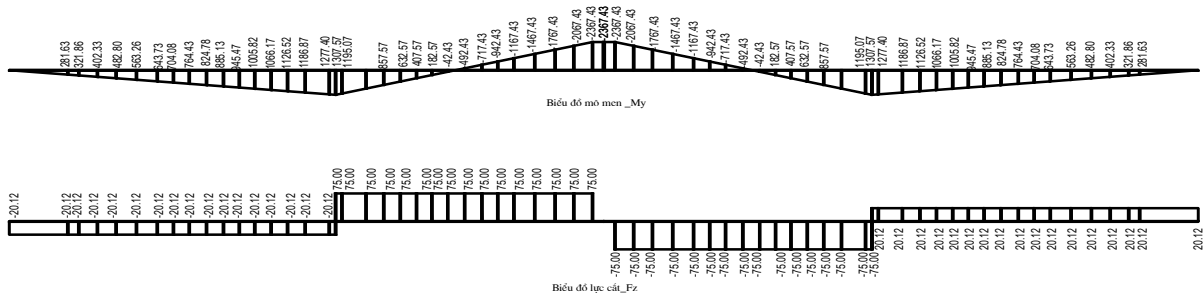
g. Giai đoạn 7 : Căng cáp, tháo ván khuôn đốt hợp long

Sau khi bê tông đạt đủ cường độ, tiến hành căng cáp d-ơng và tháo xe đúc đốt hợp long. Việc tháo xe đúc t-ơng đ-ơng với việc tác dụng ng-ợc 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	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x0.9	Mtc x0.9	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	VK/2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	VK/2	-20.12	281.63	-18.10	253.47	-25.15	352.04
3	16	VK/2	-20.12	321.86	-18.10	289.68	-25.15	402.33
4	20	VK/2	-20.12	402.33	-18.10	362.10	-25.15	502.91
5	24	VK/2	-20.12	482.80	-18.10	434.52	-25.15	603.49
6	28	VK/2	-20.12	563.26	-18.10	506.94	-25.15	704.08
7	32	VK/2	-20.12	643.73	-18.10	579.35	-25.15	804.66
8	35	VK/2	-20.12	704.08	-18.10	633.67	-25.15	880.10
9	38	VK/2	-20.12	764.43	-18.10	687.98	-25.15	955.53
10	41	VK/2	-20.12	824.78	-18.10	742.30	-25.15	1030.97
11	44	VK/2	-20.12	885.13	-18.10	796.61	-25.15	1106.41
12	47	VK/2	-20.12	945.47	-18.10	850.93	-25.15	1181.84
13	50	VK/2	-20.12	1005.82	-18.10	905.24	-25.15	1257.28
14	53	VK/2	-20.12	1066.17	-18.10	959.56	-25.15	1332.72
15	56	VK/2	-20.12	1126.52	-18.10	1013.87	-25.15	1408.15
16	59	VK/2	-20.12	1186.87	-18.10	1068.18	-25.15	1483.59
17T	65	VK/2	-20.12	1307.57	-18.10	1149.66	-25.15	1596.75
17P	65	VK/2	75.00	1307.57	67.50	1075.56	93.75	1493.84
18	71	VK/2	75.00	857.57	67.50	771.81	93.75	1071.96
19	74	VK/2	75.00	632.57	67.50	569.31	93.75	790.71
20	77	VK/2	75.00	407.57	67.50	366.81	93.75	509.46
21	80	VK/2	75.00	182.57	67.50	164.31	93.75	228.21
22	83	VK/2	75.00	-42.43	67.50	-38.19	93.75	-53.04
23	86	VK/2	75.00	-267.43	67.50	-240.69	93.75	-334.29
24	89	VK/2	75.00	-492.43	67.50	-443.19	93.75	-615.54
25	92	VK/2	75.00	-717.43	67.50	-645.69	93.75	-896.79
26	95	VK/2	75.00	-942.43	67.50	-848.19	93.75	-1178.04
27	98	VK/2	75.00	-1167.43	67.50	-1050.69	93.75	-1459.29
28	102	VK/2	75.00	-1467.43	67.50	-1320.69	93.75	-1834.29
29	106	VK/2	75.00	-1767.43	67.50	-1590.69	93.75	-2209.29
30	110	VK/2	75.00	-2067.43	67.50	-1860.69	93.75	-2584.29
31	114	VK/2	75.00	-2367.43	67.50	-2130.69	93.75	-2959.29
32	116	VK/2	0.00	-2367.43	0.00	-2130.69	0.00	-2959.29

❖ **Bảng tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công**

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt(KN)		Mô men(KNm)	
		Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán
1	0	-2550.12	-3187.64	0.00	0.00
2	14	187.83	234.78	17842.64	22303.30
3	16	396.28	495.34	17050.09	21312.61
4	20	1450.89	1813.61	12938.86	16173.58
5	24	2303.01	2878.76	5431.08	6788.85
6	28	3168.93	3961.16	-5512.78	-6890.98
7	32	4056.29	5070.36	-19963.21	-24954.01
8	35	4740.11	5925.13	-33157.79	-41447.24
9	38	5443.19	6803.98	-48432.73	-60540.91
10	41	6168.50	7710.62	-65850.25	-82312.82
11	44	6918.92	8648.64	-85481.37	-106851.71
12	47	7697.30	9621.62	-107405.69	-134257.11
13	50	8506.40	10632.99	-131711.22	-164639.03
14	53	9348.89	11686.11	-158494.15	-198117.68
15	56	10227.38	12784.22	-187858.54	-234823.17
16	59	11144.42	13930.52	-219916.23	-274895.28
17T	65	13220.72	16525.89	-274737.77	-343422.22
17P	65	13607.54	17009.42	-275332.19	-344165.24
18	71	11531.24	14414.05	-222293.88	-277867.35
19	74	-9831.10	-12288.87	-191425.02	-239281.28
20	77	-8952.61	-11190.76	-163249.46	-204061.82
21	80	-8110.12	-10137.65	-137655.36	-172069.20
22	83	-7301.02	-9126.27	-114538.65	-143173.32
23	86	-6522.64	-8153.30	-93803.16	-117253.95
24	89	-5772.22	-7215.27	-75360.87	-94201.09
25	92	-5046.91	-6308.64	-59132.18	-73915.22
26	95	-4343.83	-5429.79	-45046.07	-56307.59
27	98	-3660.01	-4575.01	-33040.31	-41300.39
28	102	-2772.65	-3465.81	-20174.99	-25218.74
29	106	-1906.73	-2383.41	-10816.23	-13520.29
30	110	-1054.61	-1318.26	-4893.55	-6116.94
31	114	-208.45	-260.56	-2367.43	-2959.29
32	116	0.00	0.00	-2367.43	-2959.29

h. 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)

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

Trong đó:

d_{lp} : chiều dày trung bình của lớp mặt đ-ờng,lấy trong thiết kế sơ bộ=12 cm
=0.12 m

B_{lp} : bề rộng của các lớp mặt đ-ờng,B=11 m .

γ_{lp} : tỷ trọng của lớp phủ,lấy trung bình =22.5 KN/m

$$DW=0.12 \cdot 11 \cdot 22.5=29.7 \text{ KN/m}$$

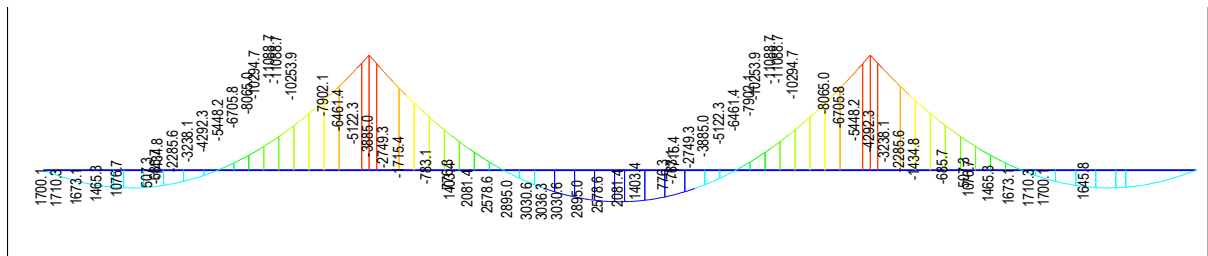
+ Tính tải lan can(DC2) phân bố đều tính cả 2 bên lan can

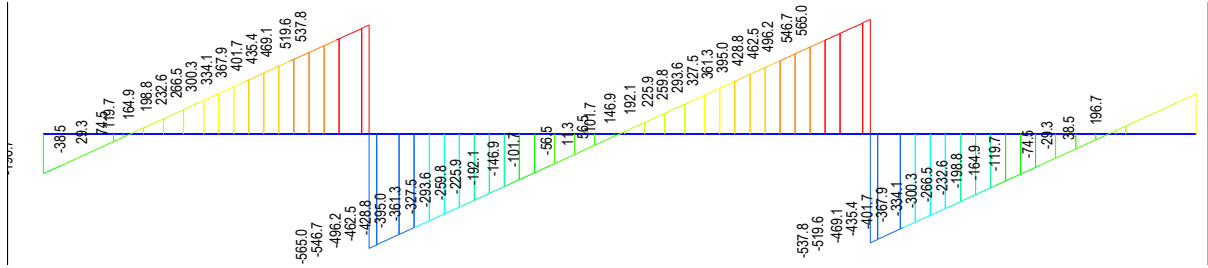
$$DC2=2 \cdot 0.24 \cdot 24=11.52 \text{ KN/m}$$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01





NỘI LỰC DO LAN CÁN GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	DC2	-196.65	0.00	-176.99	0.00	-245.81	0.00
2	14	DC2	-38.45	1645.80	-34.61	1481.22	-48.07	2057.25
3	16	DC2	-15.85	1700.10	-14.27	1530.09	-19.82	2125.13
4	20	DC2	29.35	1673.10	26.41	1505.79	36.68	2091.38
5	24	DC2	74.54	1465.30	67.09	1318.77	93.17	1831.63
6	28	DC2	119.72	1076.70	107.75	969.03	149.65	1345.88
7	32	DC2	164.90	507.34	148.41	456.61	206.13	634.18
8	35	DC2	198.76	-38.35	178.88	-34.51	248.45	-47.93
9	38	DC2	232.61	-685.73	209.35	-617.16	290.76	-857.16
10	41	DC2	266.45	-1434.80	239.81	-1291.32	333.06	-1793.50
11	44	DC2	300.26	-2285.60	270.23	-2057.04	375.33	-2857.00
12	47	DC2	334.06	-3238.10	300.65	-2914.29	417.58	-4047.63
13	50	DC2	367.82	-4292.30	331.04	-3863.07	459.78	-5365.38
14	53	DC2	401.56	-5448.20	361.40	-4903.38	501.95	-6810.25
15	56	DC2	435.27	-6705.80	391.74	-6035.22	544.09	-8382.25
16	59	DC2	468.90	-8065.00	422.01	-7258.50	586.13	-10081.25
17T	65	DC2	565.00	-11089.00	508.50	-9980.10	706.25	-13861.25
17P	65	DC2	-565.00	-11089.00	-508.50	-9980.10	-706.25	-13861.25
18	71	DC2	-546.72	-10254.00	-492.05	-9228.60	-683.40	-12817.50
19	74	DC2	-496.20	-7902.10	-446.58	-7111.89	-620.25	-9877.63
20	77	DC2	-462.51	-6461.40	-416.26	-5815.26	-578.14	-8076.75
21	80	DC2	-428.79	-5122.30	-385.91	-4610.07	-535.99	-6402.88
22	83	DC2	-395.04	-3885.00	-355.54	-3496.50	-493.80	-4856.25
23	86	DC2	-361.26	-2749.30	-325.13	-2474.37	-451.58	-3436.63
24	89	DC2	-327.46	-1715.40	-294.71	-1543.86	-409.33	-2144.25
25	92	DC2	-293.63	-783.11	-264.27	-704.80	-367.04	-978.89
26	95	DC2	-259.79	47.44	-233.81	42.69	-324.74	59.30
27	98	DC2	-225.93	776.29	-203.34	698.66	-282.41	970.36
28	102	DC2	-192.07	1403.40	-172.86	1263.06	-240.09	1754.25
29	106	DC2	-146.89	2081.40	-132.20	1873.26	-183.61	2601.75
30	110	DC2	-101.70	2578.60	-91.53	2320.74	-127.13	3223.25
31	114	DC2	-56.50	2895.00	-50.85	2605.50	-70.63	3618.75
32	116	DC2	-11.30	3030.60	-10.17	2727.54	-14.13	3788.25

NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	DW	-460.83	0.00	-414.75	0.00	-576.04	0.00
2	14	DW	-90.11	3856.60	-81.10	3470.94	-112.64	4820.75
3	16	DW	-37.15	3983.90	-33.44	3585.51	-46.44	4979.88
4	20	DW	68.77	3920.70	61.89	3528.63	85.96	4900.88
5	24	DW	174.67	3433.70	157.20	3090.33	218.34	4292.13
6	28	DW	280.56	2523.20	252.50	2270.88	350.70	3154.00
7	32	DW	386.41	1188.90	347.77	1070.01	483.01	1486.13
8	35	DW	465.77	-89.86	419.19	-80.87	582.21	-112.32
9	38	DW	545.10	-1606.90	490.59	-1446.21	681.38	-2008.63
10	41	DW	624.39	-3362.30	561.95	-3026.07	780.49	-4202.88
11	44	DW	703.63	-5356.00	633.27	-4820.40	879.54	-6695.00
12	47	DW	782.81	-7588.00	704.53	-6829.20	978.51	-9485.00
13	50	DW	861.94	-10058.00	775.75	-9052.20	1077.43	-12572.50
14	53	DW	941.00	-12767.00	846.90	-11490.30	1176.25	-15958.75
15	56	DW	1020.00	-15714.00	918.00	-14142.60	1275.00	-19642.50
16	59	DW	1098.80	-18899.00	988.92	-17009.10	1373.50	-23623.75
17T	65	DW	1324.00	-25985.00	1191.60	-23386.50	1655.00	-32481.25
17P	65	DW	-1324.00	-25985.00	-1191.60	-23386.50	-1655.00	-32481.25
18	71	DW	-1281.20	-24029.00	-1153.08	-21626.10	-1601.50	-30036.25
19	74	DW	-1162.80	-18518.00	-1046.52	-16666.20	-1453.50	-23147.50
20	77	DW	-1083.80	-15141.00	-975.42	-13626.90	-1354.75	-18926.25
21	80	DW	-1004.80	-12003.00	-904.32	-10802.70	-1256.00	-15003.75
22	83	DW	-925.72	-9103.90	-833.15	-8193.51	-1157.15	-11379.88
23	86	DW	-846.56	-6442.60	-761.90	-5798.34	-1058.20	-8053.25
24	89	DW	-767.35	-4019.70	-690.62	-3617.73	-959.19	-5024.63
25	92	DW	-688.09	-1835.10	-619.28	-1651.59	-860.11	-2293.88
26	95	DW	-608.78	111.16	-547.90	100.04	-760.98	138.95
27	98	DW	-529.44	1819.10	-476.50	1637.19	-661.80	2273.88
28	102	DW	-450.08	3288.80	-405.07	2959.92	-562.60	4111.00
29	106	DW	-344.21	4877.60	-309.79	4389.84	-430.26	6097.00
30	110	DW	-238.31	6042.70	-214.48	5438.43	-297.89	7553.38
31	114	DW	-132.40	6784.10	-119.16	6105.69	-165.50	8480.13
32	116	DW	-26.48	7101.90	-23.83	6391.71	-33.10	8877.38

i. Giai đoạn 9: Đ- a kết cấu vào khai thác sử dụng

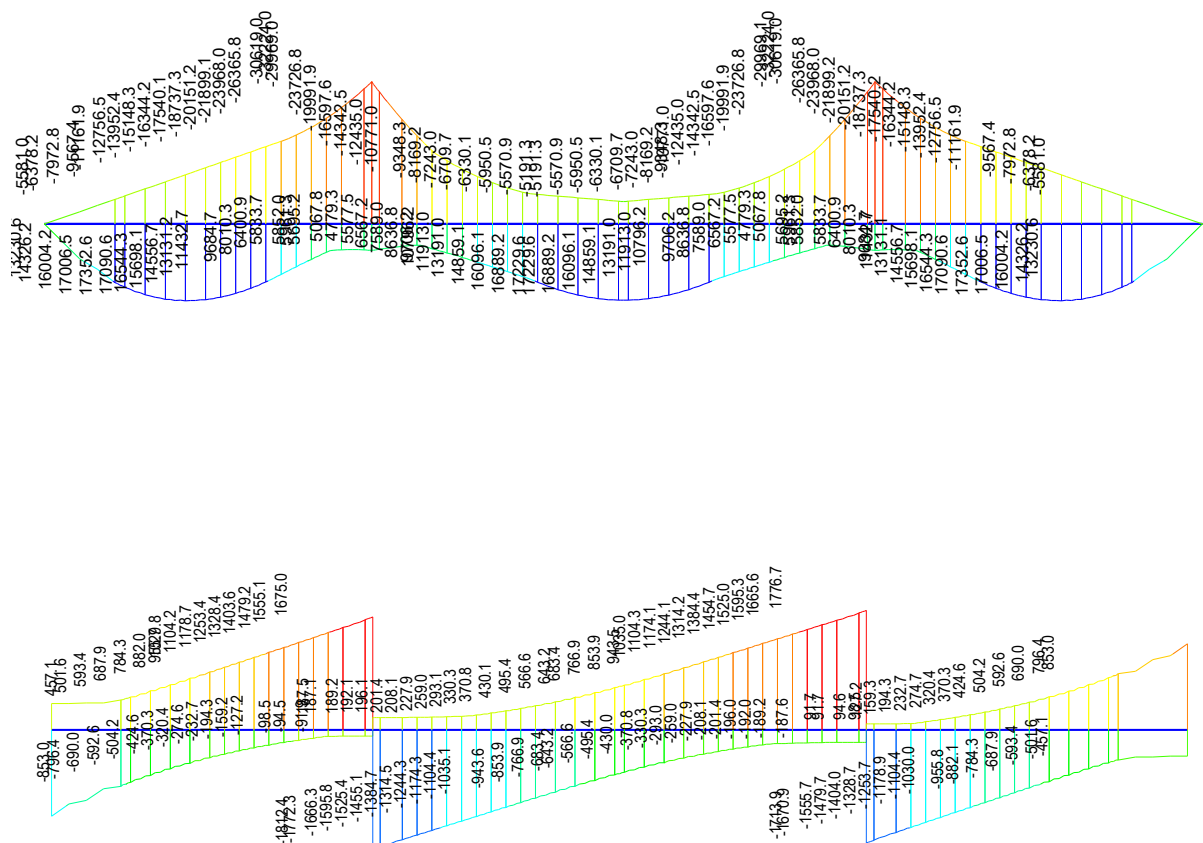
Trong giai đoạn này kết cấu nhịp đ- ợc tính toán với các tải trọng khai thác:

Tải trọng ng- ời ($PL=0.3 \text{ KN/m}^2$), tính trên chiều dài cầu: $PL = 0.3 \times 1.5 = 4.5 \text{ KN/m}$

Hoạt tải HL93



Biểu đồ mômen và lực cắt thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01



TỔNG HỢP LỰC CẮT DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiế t diệ n	Khoản g cách m	NG		HL93K		HL93M	
		Nmax(K N)	Nmin(K N)	Nmax(K N)	Nmin(K N)	Nmax(K N)	Nmin(K N)
1	0	110.83	-267.53	398.64	-1307.50	208.66	-662.44
2	14	129.51	-160.20	457.12	-853.04	255.22	-430.90
3	16	135.16	-147.86	501.59	-796.44	275.76	-402.28
4	20	148.59	-125.28	593.39	-689.96	318.46	-348.54
5	24	164.73	-105.43	687.88	-592.56	363.24	-299.54
6	28	183.42	-88.13	784.27	-504.18	409.71	-255.26
7	32	204.49	-73.22	881.95	-424.57	457.56	-215.53
8	35	221.75	-63.52	955.72	-370.29	494.22	-188.60
9	38	240.19	-54.99	1029.80	-320.40	531.45	-163.99
10	41	259.72	-47.57	1104.20	-274.62	569.22	-141.57
11	44	280.28	-41.20	1178.70	-232.68	607.50	-121.19
12	47	301.82	-35.82	1253.40	-194.30	646.29	-102.72
13	50	324.27	-31.38	1328.40	-159.22	685.57	-86.03
14	53	347.59	-27.83	1403.60	-127.19	725.35	-70.99
15	56	371.74	-25.13	1479.20	-98.50	765.64	-57.49
16	59	396.63	-23.24	1555.10	-94.55	806.37	-48.42
17 T	63.5	436.71	-21.91	1675.00	-91.90	871.12	-46.81
17P	66.5	44.59	-494.59	187.46	-1812.40	95.44	-948.29
18	71	44.55	-479.99	187.14	-1772.30	95.29	-926.12
19	74	45.54	-440.74	189.24	-1666.30	96.54	-867.42
20	77	46.89	-415.26	192.06	-1595.80	98.23	-828.68
21	80	48.82	-390.34	196.10	-1525.40	100.65	-790.21
22	83	51.37	-366.01	201.42	-1455.10	103.84	-752.02
23	86	54.58	-342.31	208.10	-1384.70	109.95	-714.12
24	89	58.49	-319.29	227.93	-1314.50	123.59	-676.52
25	92	63.13	-297.00	259.01	-1244.30	138.71	-639.25
26	95	68.57	-275.48	293.08	-1174.30	155.40	-602.33
27	98	74.84	-254.78	330.30	-1104.40	173.74	-565.81
28	102	81.99	-234.97	370.82	-1035.10	193.80	-529.77
29	106	93.00	-209.99	430.09	-943.60	223.29	-482.62
30	110	105.77	-186.77	495.42	-853.93	255.91	-436.76
31	114	120.40	-165.40	566.61	-766.90	291.57	-392.54

32	116	136.94	-145.94	643.23	-683.39	330.08	-350.32
----	-----	--------	---------	--------	---------	--------	---------

TỔNG HỢP MÔ MEN DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	NG		HL93K		HL93M	
		Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	2863.40	-1551.70	13231.00	-5581.00	6805.40	-2921.20
3	16	3128.40	-1773.30	14326.00	-6378.20	7386.40	-3338.50
4	20	3550.60	-2216.70	16004.00	-7972.80	8272.10	-4173.20
5	24	3828.70	-2660.00	17006.00	-9567.40	8806.40	-5007.80
6	28	3962.80	-3103.30	17353.00	-11162.00	9009.90	-5842.40
7	32	3952.90	-3546.70	17091.00	-12756.00	8902.60	-6677.00
8	35	3851.00	-3879.20	16544.00	-13952.00	8633.80	-7303.00
9	38	3668.10	-4211.70	15698.00	-15148.00	8208.30	-7929.00
10	41	3404.10	-4544.20	14557.00	-16344.00	7629.70	-8555.00
11	44	3059.20	-4876.70	13131.00	-17540.00	6902.80	-9180.90
12	47	2633.90	-5209.80	11433.00	-18737.00	6032.10	-9807.60
13	50	2232.00	-5647.30	9684.70	-20151.00	5150.10	-10564.00
14	53	1910.00	-6245.80	8010.30	-21899.00	4329.30	-11522.00
15	56	1661.70	-6998.80	6400.90	-23968.00	3563.50	-12671.00
16	59	1490.80	-7910.40	5833.70	-26366.00	3008.50	-14018.00
17T	63.5	1399.00	-9594.00	5852.00	-30619.00	2982.00	-16433.00
17P	66.5	1418.10	-10245.00	5961.30	-32224.00	3035.10	-17350.00
18	71	1358.50	-9521.00	5695.20	-29969.00	2901.00	-16134.00
19	74	1261.90	-7551.30	5067.80	-23727.00	2601.20	-12782.00
20	77	1260.10	-6402.00	4779.30	-19992.00	2669.40	-10787.00
21	80	1303.30	-5378.60	5577.50	-16598.00	3081.60	-8981.40
22	83	1387.70	-4477.60	6567.20	-14343.00	3526.20	-7699.30
23	86	1510.40	-3695.70	7589.00	-12435.00	3999.00	-6605.90
24	89	1669.30	-3031.20	8636.80	-10771.00	4496.50	-5658.60
25	92	1863.60	-2482.90	9706.20	-9348.30	5016.70	-4856.10
26	95	2094.10	-2052.00	10796.00	-8169.20	5559.40	-4199.70
27	98	2365.60	-1743.00	11913.00	-7243.00	6128.70	-3695.10
28	102	2745.30	-1623.20	13191.00	-6709.70	6806.80	-3426.20
29	106	3285.30	-1623.20	14859.00	-6330.10	7709.40	-3266.60
30	110	3681.30	-1623.20	16096.00	-5950.50	8376.70	-3107.00
31	114	3933.30	-1623.20	16889.00	-5570.90	8804.40	-2947.30

32	116	4041.30	-1623.20	17230.00	-5191.30	8988.40	-2787.70
----	-----	---------	----------	----------	----------	---------	----------

IV.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

Sử dụng phần mềm MIDAS 6.3 để phân tích kết cấu ứng với từng sơ đồ và tải trọng nh- trên. Sau đó tổ hợp bằng cách cộng nội lực của các b- ớc thi công (trong giai đoạn thi công) ta đ- ợc nội lực thi công, phần này chính nội lực do tải trọng kết cấu DC1. Nội lực do tĩnh tải giai đoạn 2 gồm lan can (DC2), và lớp mặt cầu(DW). Tổ hợp với hoạt tải khi khai thác ta đ- ợc nội lực thiết kế.

Bảng hệ số tải trọng dùng để tổ hợp:

Loại tải trọng	DC1, DC2	DW	PL	LL
γ_{\max}	1.25	1.5	1.75	1.75
γ_{\min}	0.90	0.65	1.75	1.75

γ_{\max} = hệ số tải trọng lớn nhất

γ_{\min} = hệ số tải trọng nhỏ nhất

Sau khi tính toán đ- ợc mômen do các tải trọng thành phần gây ra, tiến hành tổ hợp nội lực.

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy nh- sau

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

Trong đó:

- γ_i = Hệ số tải trọng bảng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]
- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.
- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng
- $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$

➤ ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

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

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

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

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

TỔ HỢP MÔ MEN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Tiế t diệ n	Khoản g cách m	DC1	DC2	DW	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		M (KNm)	M (KNm)	M (KNm)	M _{max} (KN m)	M _{min} (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KN m)
1	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.00
2	14	0.00	1645.80	3856.60	13231.00	-5581.00	43899.3	36673.1	39438.64	16212.44
3	16	22303.30	1700.10	3983.90	14326.00	-6378.20	44451.61	29845.01	40189.09	14582.49
4	20	21312.61	1673.10	3920.70	16004.00	-7972.80	41322.58	20577.88	38087.86	8343.16
5	24	16173.58	1465.30	3433.70	17006.00	-9567.40	32522.85	-1539.45	31165.08	-1897.22
6	28	6788.85	1076.70	2523.20	17353.00	-11162.0 0	18024.02	-37555.98	19402.22	-16177.78
7	32	-6890.98	507.34	1188.90	17091.00	-12756.0 0	-2214.01	-59908.01	2776.79	-34570.21
8	35	-24954.01	-38.35	-89.86	16544.00	-13952.0 0	-21180.24	-82894.48	-12890.79	-51117.79
9	38	-41447.24	-685.73	-1606.90	15698.00	-15148.0 0	-43466.91	-121081.8 2	-31358.73	-70085.73
10	41	-60540.91	-1434.80	-3362.30	14557.00	-16344.0 0	-69148.82	-148625.6 3	-52686.25	-91536.25
11	44	-82312.82	-2285.60	-5356.00	13131.00	-17540.0 0	-98203.07	-179703.4 2	-76932.57	-115539.3 7
12	47	-106851.7 1	-3238.10	-7588.00	11433.00	-18737.0 0	-124635.4 9	-208514.2 2	-104165.1 9	-142178.6 9
13	50	-134257.1 1	-4292.30	-10058.0 0	9684.70	-20151.0 0	-154006.0 4	-249278.0 6	-134145.1 2	-171860.2 2
14	53	-164639.0 3	-5448.20	-12767.0 0	8010.30	-21899.0 0	-186431.5 8	-296235.3 7	-166788.9 5	-204854.1 5

15	56	- 198117.6 8	- 6705.80	- 15714.0 0	6400.90	- 23968.0 0	- 222038.9 5	- 339646.3 5	- 202215.5 4	- 241245.5 4
16	59	- 234823.1 7	- 8065.00	- 18899.0 0	5833.70	- 26366.0 0	- 260964.7 6	- 389790.5 7	- 239556.2 3	- 281156.2 3
17 T	63.5	- 274895.2 8	- 10295.0 0	- 24124.0 0	5852.00	- 30619.0 0	- 326896.3 2	- 466844.4 3	- 301905.7 7	- 349369.7 7
17 P	66.5	- 343422.2 2	- 11089.0 0	- 25985.0 0	5961.30	- 32224.0 0	- 326896.3 2	- 466844.4 3	- 305026.1 9	- 354875.1 9
18	71	- 344165.2 4	- 10254.0 0	- 24029.0 0	5695.20	- 29969.0 0	- 263453.3	- 383734.7 1	- 249522.8 8	- 296066.8 8
19	74	- 277867.3 5	- 7902.10	- 18518.0 0	5067.80	- 23727.0 0	- 251570.1 5	- 332562.5 6	- 211515.0 2	- 249123.0 2
20	77	- 239281.2 8	- 6461.40	- 15141.0 0	4779.30	- 19992.0 0	- 215252.5 9	- 291123.6 5	- 178812.4 6	- 211246.4 6
21	80	- 204061.8 2	- 5122.30	- 12003.0 0	5577.50	- 16598.0 0	- 182206.8 5	- 244138.4 1	- 147900.3 6	- 176757.3 6
22	83	- 172069.2 0	- 3885.00	- 9103.90	6567.20	- 14343.0 0	- 148207.3 2	- 210346.6 3	- 119572.6 5	- 146347.6 5
23	86	- 143173.3 2	- 2749.30	- 6442.60	7589.00	- 12435.0 0	- 117346.5 6	- 174507.9 1	- 93895.77	- 119126.1 6
24	89	- 117253.9 5	- 1715.40	- 4019.70	8636.80	- 10771.0 0	- 89630.09	- 145402.1 8	- 70789.87	- 94897.87
25	92	- 94201.09	-783.11	- 1835.10	9706.20	- 9348.30	- 64963.72	- 119830.4 5	- 50180.68	- 73582.18
26	95	- 73915.22	47.44	111.16	10796.00	- 8169.20	- 43258.59	- 82615.17	- 31997.07	- 55109.07
27	98	- 56307.59	776.29	1819.10	11913.00	- 7243.00	- 24426.39	- 62600.77	- 16166.31	- 39430.91
28	102	- 41300.39	1403.40	3288.80	13191.00	- 6709.70	-4590.74	- 50437.47	453.01	- 23815.69
29	106	- 25218.74	2081.40	4877.60	14859.00	- 6330.10	11582.71	- 27040.57	14286.77	- 11810.55
30	110	- 13520.29	2578.60	6042.70	16096.00	- 5950.50	22282.06	- 12233.87	23505.45	-3845.95
31	114	-6116.94	2895.00	6784.10	16889.00	-	27542.71	-5918.57	28134.57	117.67

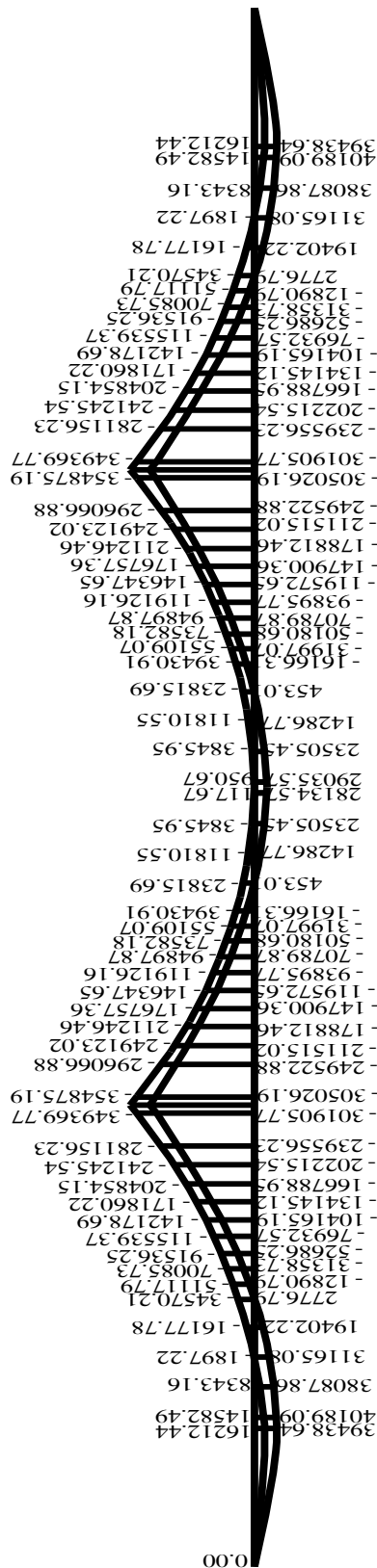
						5570.90				
32	116	-2959.29	3030.60	7101.90	17230.00	- 5191.30	28443.71	-5918.57	29035.57	950.67

TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

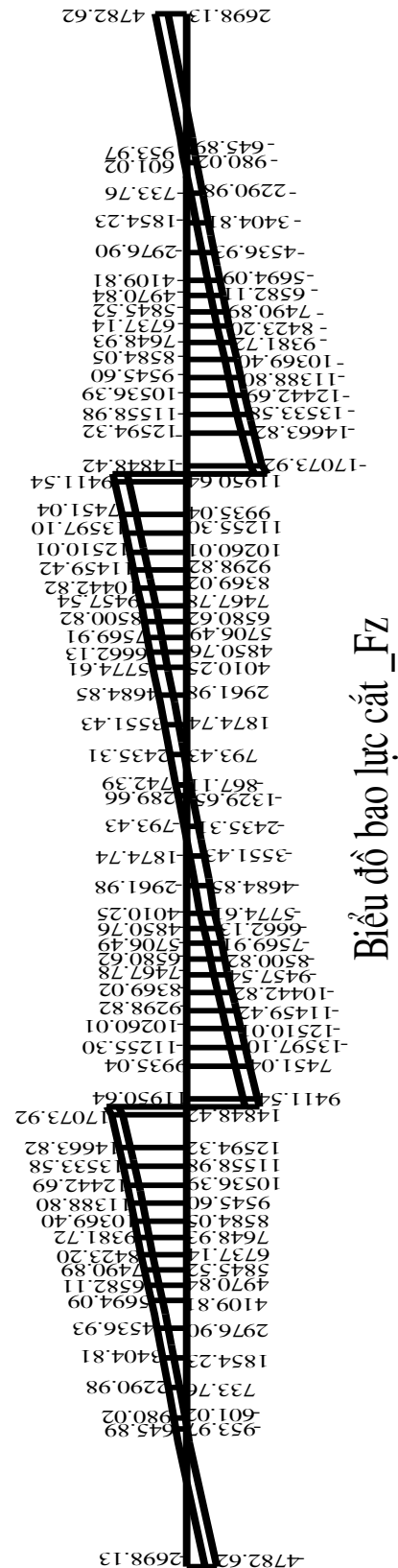
Tiết diện	Khoảng cách m	DC1	DC2	DW	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		N (KN)	N (KN)	N (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)
1	0	- 2550.12	- 196.65	-460.83	398.64	- 1307.5 0	-2772.59	-6880.94	-2698.13	-4782.62
2	14	187.83	-38.45	-90.11	457.12	-853.04	1168.19	-1721.62	645.89	-953.97
3	16	396.28	-15.85	-37.15	501.59	-796.44	1571.24	-1232.76	980.02	-601.02
4	20	1450.89	29.35	68.77	593.39	-689.96	3251.91	458.01	2290.98	733.76
5	24	2303.01	74.54	174.67	687.88	-592.56	4725.96	1837.86	3404.81	1854.23
6	28	3168.93	119.72	280.56	784.27	-504.18	6225.06	3214.73	4536.93	2976.90
7	32	4056.29	164.90	386.41	881.95	-424.57	7757.36	4598.80	5694.09	4109.81
8	35	4740.11	198.76	465.77	955.72	-370.29	8932.83	5647.61	6582.11	4970.84
9	38	5443.19	232.61	545.10	1029.8 0	-320.40	10134.9 8	6710.73	7490.89	5845.52
10	41	6168.50	266.45	624.39	1104.2 0	-274.62	11367.0 2	7792.44	8423.20	6737.14
11	44	6918.92	300.26	703.63	1178.7 0	-232.68	12632.5 4	8896.94	9381.72	7648.93
12	47	7697.30	334.06	782.81	1253.4 0	-194.30	13935.0 2	10028.3 9	10369.4 0	8584.05
13	50	8506.40	367.82	861.94	1328.4 0	-159.22	15277.7 9	11190.7 4	11388.8 0	9545.60
14	53	9348.89	401.56	941.00	1403.6 0	-127.19	16664.2 1	12387.8 7	12442.6 9	10536.3 9
15	56	10227.3 8	435.27	1020.0 0	1479.2 0	-98.50	18097.4 2	13622.6 0	13533.5 8	11558.9 8
16	59	11144.4 2	468.90	1098.8 0	1555.1 0	-94.55	19580.3 2	14860.6 3	14663.8 2	12594.3 2
17 T	63.5	13220.7 2	520.90	1220.6 0	1675.0 0	-91.90	22703.3 9	17588.9 9	17073.9 2	14848.4 2
17 P	66.5	13607.5 4	- 565.00	1324.0 0	- 187.46	- 1812.4 0	16046.4 2	10279.8 2	11950.6 4	- 9411.54
18	71	11531.2 4	- 546.72	1281.2 0	- 187.14	1772.3 0	13494.7 0	7867.35	9935.04	7451.04
19	74	-	-	- 1162.8	189.24	- 1666.3	- 13080.4	- 18340.5	- 11255.3	- 13597.1

		9831.10	496.20	0		0	0	7	0	0
20	77	- 8952.61	- 462.51	- 1083.8 0		- 1595.8 0	- 11893.3 5	- 16913.9 6	- 10260.0 1	- 12510.0 1
21	80	- 8110.12	- 428.79	- 1004.8 0		- 1525.4 0	- 10748.0 7	- 15533.3 5	- -9298.82	- 11459.4 2
22	83	- 7301.02	- 395.04	- -925.72		- 1455.1 0	- -9641.13	- 14195.4 7	- -8369.02	- 10442.8 2
23	86	- 6522.64	- 361.26	- -846.56		- 1384.7 0	- -8569.01	- 12897.1 0	- -7467.78	- -9457.54
24	89	- 5772.22	- 327.46	- -767.35		- 1314.5 0	- -7507.54	- 11634.7 7	- -6580.62	- -8500.82
25	92	- 5046.91	- 293.63	- -688.09		- 1244.3 0	- -6456.42	- 10405.1 4	- -5706.49	- -7569.91
26	95	- 4343.83	- 259.79	- -608.78		- 1174.3 0	- -5426.42	- -9204.69	- -4850.76	- -6662.13
27	98	- 3660.01	- 225.93	- -529.44		- 1104.4 0	- -4413.49	- -8030.21	- -4010.25	- -5774.61
28	102	- 2772.65	- 192.07	- -450.08		- 1035.1 0	- -3138.80	- -6603.61	- -2961.98	- -4684.85
29	106	- 1906.73	- 146.89	- -344.21		- -943.60	- -1823.94	- -5102.11	- -1874.74	- -3551.43
30	110	- 1054.61	- 101.70	- -238.31		- -853.93	- -512.60	- -3624.06	- -793.43	- -2435.31
31	114	-208.45	-56.50	-132.40		566.61	-766.90	804.84	-2161.26	289.66
32	116	0.00	-11.30	-26.48		643.23	-683.39	1337.90	-1505.20	742.39

Biểu đồ bao nội lực do tổ hợp tải trọng ở TTGHSD



Biểu đồ bao mô men _My



Biểu đồ bao lực cắt _Fz

IV.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP

IV.4.1 BÊ TÔNG MÁC C50.

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 nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

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

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

Cường độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, móng 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 ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)
 - Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

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

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

IV.4.2 CHỌN CÁP

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

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

Đ-ờng kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
C-ờng độ chịu kéo	1860 Mpa
C-ờng độ chảy	$f_{py} = 1674$ Mpa
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000$ Mpa
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lắc	$K = 6.6 \times 10^{-7}(\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4}(\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006\text{m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302$ Mpa

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cáp dựa vào điều kiện sau: Lực nén F_f nhỏ nhất để đảm bảo thớ chịu kéo ngoài cùng của bê tông không bị nứt, tức là ứng suất thớ ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn $0.50\sqrt{f'_c} = 3.53\text{Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{KN/m}^2$

IV.4.3 CỐT THÉP THƯỜNG

- Giới hạn chảy của cốt thép : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mô đun đàn hồi của thép thường: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

❖ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công thức sau:

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

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

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

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm $h_b = 0,5 \text{ m}$

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

Số bó cốt thép dự ứng lực cần thiết xác định theo công thức : $n = \frac{A_{pSt}}{A_b}$

Trong đó:

A_{pSt} : Diện tích thép dự ứng lực cần thiết

A_b : Diện tích 1 bó thép tùy vào số tao trong bó: $F_b = m \cdot A_{str}$

m : số tao trong 1 bó

A_{str} : diện tích của 1 tao = 1.4 cm^2

Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 19 tao:

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

Bó cáp chịu mômen d-ơng chọn loại bó 19 tao:

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

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.

IV.4.4 TÍNH TOÁN CỐT THÉP DƯỠNG

BẢNG TÍNH TOÁN LỰA CHỌN LƯỢNG CỐT THÉP DƯỠNG

Tiết diện	K/c	M _{max}	M _{min}	Z _{capduong}	Z _{capam}	f _{ce}	A _{psmax}	A _{psmin}	CT tính toán		CT chọn	
	m	KNm	KNm	m	m	Mpa	m ²	m ²	Max	Min	mín	max
1	0	0	0	2.21	2.30	1339	0	0	0	0		
2	14	43899.3	36673.1	2.21	2.30	1339	0.01486854	0.00672732	5.58967796	2.52906914		6
3	16	44451.61	29845.01	2.21	2.29	1339	0.01505561	0.00613274	5.66000335	2.30554281		6
4	20	41322.58	20577.88	2.23	2.32	1339	0.01382651	0.00372841	5.19793716	1.40165671	2	6
5	24	32522.85	-1539.45	2.30	2.38	1339	0.0105834	-0.0004839	3.97872289	-0.1819329	4	4
6	28	18024.02	-37555.98	2.40	2.47	1339	0.00560167	-0.0113388	2.10588997	-4.2627233	6	4
7	32	-2214.01	-59908.01	2.54	2.59	1339	-0.0006515	-0.0172423	-0.2449208	-6.482077	8	
8	35	-21180.24	-82894.48	2.66	2.71	1339	-0.0059377	-0.0228603	-2.2322069	-8.5941091	10	
9	38	-43466.91	-121081.82	2.81	2.84	1339	-0.0115606	-0.031871	-4.3460974	-11.981595	12	
10	41	-69148.82	-148625.63	2.98	2.99	1339	-0.0173354	-0.0371055	-6.5170651	-13.949419	14	
11	44	-98203.07	-179703.42	3.17	3.16	1339	-0.0231504	-0.0424509	-8.7031742	-15.958993	16	
12	47	-124635.49	-208514.22	3.38	3.36	1339	-0.0275062	-0.0463952	-10.340681	-17.44182	18	
13	50	-154006.0	-249278.0	3.61	3.56	1339	-0.031869	-0.052317	-11.98087	-19.66836	20	

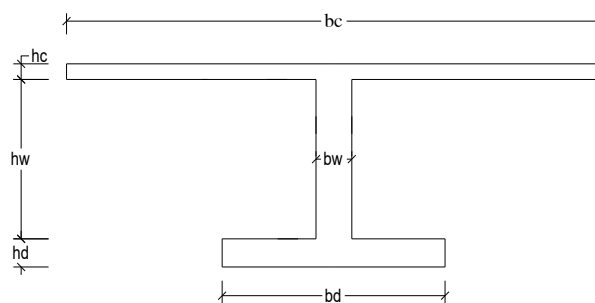
		4	6				1	9	8	7		
14	53	- 186431.5 8	- 296235.3 7	3.86	3.79	133 9	- 0.036061 1	- 0.058446 9	- 13.55680 9	- 21.97252	22	
15	56	- 222038.9 5	- 339646.3 5	4.13	4.03	133 9	- 0.040141 5	- 0.062972 6	- 15.09078 2	- 23.67391 3	24	
16	59	- 260964.7 6	- 389790.5 7	4.43	4.30	133 9	- 0.044014 3	- 0.067765 5	- 16.54672 5	- 25.47576 4	26	
17 T	65	- 326896.3 2	- 466844.4 3	4.91	4.73	133 9	- 0.049772 6	- 0.073788 7	- 18.71150 9	- 27.74010 8	28	
17 P	65	- 326896.3 2	- 466844.4 3	4.91	4.73	133 9	- 0.049772 6	- 0.073788 7	- 18.71150 9	- 27.74010 8	28	
18	71	- 263453.3	- 383734.7 1	4.43	4.30	133 9	- 0.044441 9	- 0.066698 2	- 16.70748 3	- 25.07451 5	26	
19	74	- 251570.1 5	- 332562.5 6	4.13	4.03	133 9	- 0.045441 6	- 0.061613 9	- 17.08332 5	- 23.16310 6	24	
20	77	- 215252.5 9	- 291123.6 5	3.86	3.79	133 9	- -0.04162	- 0.057427 4	- 15.64661 1	- 21.58923 8	22	
21	80	- 182206.8 5	- 244138.4 1	3.61	3.56	133 9	- 0.037682 9	- 0.051193	- 14.16651 1	- 19.24547 7	20	
22	83	- 148207.3 2	- 210346.6 3	3.38	3.35	133 9	- 0.032743 3	- 0.046845 9	- 12.30952 3	- 17.61123 8	18	
23	86	- 117346.5 6	- 174507.9 1	3.17	3.17	133 9	- 0.027643	- 0.041166 8	- 10.39210 5	- 15.47623	16	
24	89	- 89630.09	- 145402.1 8	2.98	2.99	133 9	- 0.022455 4	- 0.036263 9	- 8.441870 5	- 13.63306 1	14	
25	92	- 64963.72	- 119830.4 5	2.81	2.84	133 9	- 0.017252 1	- 0.031470 4	- 6.485770 3	- 11.83096 9	12	
26	95	- 43258.59	- 82615.17	2.66	2.71	133 9	- 0.012126 5	- 0.022774 5	- 4.558835 7	- 8.561837 1	10	
27	98	- 24426.39	- 62600.77	2.54	2.60	133 9	- 0.007191	- 0.018014	- 2.703483	- 6.772397	8	

							3	6	3	7		
28	10 2	-4590.74	- 50437.47	2.40	2.47	133 9	- 0.001429 1	- 0.015244 1	- 0.537270 6	- 5.730876 7	6	
29	10 6	11582.71	- 27040.57	2.30	2.38	133 9	0.003764 3	- 0.008488 8	1.415150 75	- 3.191271 7	4	2
30	11 0	22282.06	- 12233.87	2.23	2.32	133 9	0.007449 9	- 0.003939 5	2.800716	- 1.481031 2	2	4
31	11 4	27542.71	-5918.57	2.21	2.30	133 9	0.009323 77	- 0.001925	3.505176 12	- 0.723693 6	2	4
32	11 6	28443.71	-5918.57	2.21	2.30	133 9	0.009628 78	- 0.001925	3.619840 35	- 0.723693 6		

IV.4.5 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 _w	b _d	h _d	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
4	16.00	12.5	0.399	0.933	1.9	5.58	0.309	2.7
19	65	12.5	0.399	0.998	4.3	5.0	0.824	5.7

34	116	12.5	0.399	0.933	1.9	5.58	0.308	2.7
----	-----	------	-------	-------	-----	------	-------	-----

* 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.

$$n_T = n = E_p/E_c = 197000/35749.53 = 5.51$$

$$F_{td} = F_0 + n^*(F_t + F_d) \quad \text{và} \quad S_0 = n*[F_t^*(y_t - a_t) - F_d^*(y_d - a_d)] \quad ; \quad c = \frac{S_0}{F_{td}}$$

$$y_d^I = y_d - c \quad \text{và} \quad y_t^I = y_t + c$$

$$J_{td} = J_0 + F_0 * c^2 + n*[F_t^*(y_t^I - a_t)^2 + F_d^*(y_d^I - a_d)^2]$$

$$y_{a-b}^{I-I} = y_t^I - h_c \quad \text{và} \quad y_{c-d}^{I-I} = y_d^I - h_d$$

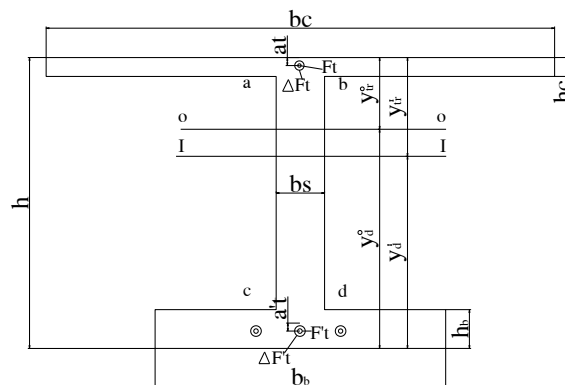
$$S_{a-b}^{I-I} = b_c * h_c * (y_t^I - \frac{h_c}{2}) + n * F_t^*(y_t^I - a_t) \quad ; \quad S_{c-d}^{I-I} = b_d * h_d * (y_d^I - \frac{h_d}{2}) + n * F_d^*(y_d^I - a_d)$$

$$e^{I-I} = y_d^I - a_d$$

Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luôn cáp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- b_c : Bề rộng bản cánh trên.
- h_c : Chiều cao bản cánh trên.
- b : Chiều dày sườn dầm.
- h_b : Chiều cao sườn 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 dưới tới mép dưới tiết diện.
- F_d : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía dưới .
- 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 dưới và trên tiết diện

- J_{td} : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- y_{a-b}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ a-b
- S_{a-b}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ a-b đối với trục I-I
- y_{c-d}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ c-d
- S_{c-d}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ c-d đối với trục I-I
- e^{I-I} : Độ lệch tâm của lực N_d đối với trục I-I



Bảng tính đặc tr- ng hình học các tiết diện

	Tiết diện		
	4	19	34
Bc	12.500	12.500	12.500
Hc	0.399	0.399	0.399
B	0.993	0.998	0.993
Hb	1.900	4.300	1.900
Bb	5.580	5.000	5.580
Hd	0.308	0.824	0.309
H	2.700	5.700	2.700
At	0.000	0.150	0.000
Ad	0.154	0.000	0.155
DFt	0.000	0.126	0.000
DFd	0.045	0.000	0.027
Fd	0.011	0.000	0.008
Ft	0.003	0.043	0.003
n	5.340	5.340	5.340
Ftd	8.708	13.810	8.708
Fo	8.708	13.684	8.681
Sx	15.094	41.176	15.100
Yt	0.967	2.691	0.961
Yd	1.733	3.009	1.739
Jo	8.183	64.832	8.234

Ya-b(0-0)	0.568	2.292	0.562
Sa-b(0-0)	3.824	12.098	3.794
Yc-d(0-0)	1.425	2.185	1.430
Sc-d(0-0)	2.644	10.700	2.690
E(0-0)	0.967	2.541	0.961
Fqd	8.589	13.395	8.595
So	-0.076	0.604	-0.053
C	-0.009	0.045	-0.006
Yt(1-1)	0.958	2.736	0.954
Yd(1-1)	1.742	2.964	1.746
Jqd	8.347	66.449	8.361
Ya-b(1-1)	0.559	2.337	0.556
Sa-b(1-1)	3.796	13.257	3.779
Yc-d(1-1)	1.341	1.963	1.437
Sc-d(1-1)	2.757	11.218	2.771
E(1-1)	1.588	2.964	1.591

IV.4.6 TÍNH MẤT MÁT ỨNG SUẤT TRỌNG

Các mất mát ứng suất trọng trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo ứng suất trọng 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:

- Δf_{PT} : Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát (MPa)
- Δf_{pA} : Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} : Mất mát do trùng dãn cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

- Mất mát tức thời gồm các mất mát : Δf_{pF} , Δf_{pA} , Δf_{pES}

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

1 Mất mát do ma sát

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

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

(5.9.5.2.2b-1)

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.7 f_u = 1302 \text{ MPa}$
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- K : hệ số ma sát lắ $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ Là hệ số ma sát.
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ- ống cáp thép - st từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết diện	Bó thép	μ	K	f_{pj}	x	a	Δf_{pF}
			(1/m)	T/m ²	(m)	(rad)	T/m ²
HL biên	C2-01-2	0.250	0.00066	130200	4	0.234	7581
	C2-02-2	0.250	0.00066	130200	12	0.234	8364
	C2-03-2	0.250	0.00066	130200	12	0.234	8364
	C2-04-2	0.250	0.00066	130200	12	0.234	8364
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						8103
Đỉnh trụ	C1-01-2	0.250	0.00066	130200	6	0.174	6034
	C1-02-2	0.250	0.00066	130200	9.522	0.174	6323
	C1-03-2	0.250	0.00066	130200	12.522	0.174	6568
	C1-04-2	0.250	0.00066	130200	15.522	0.174	6812
	C1-05-2	0.250	0.00066	130200	18.522	0.174	7056
	C1-06-2	0.250	0.00066	130200	21.522	0.174	7299
	C1-07-2	0.250	0.00066	130200	24.522	0.174	7543
	C1-08-2	0.250	0.00066	130200	27.522	0.174	7785
	C1-09-2	0.250	0.00066	130200	30.522	0.174	8028
	C1-10-2	0.250	0.00066	130200	33.522	0.174	8269

	C1-11-2	0.250	0.00066	130200	37.696	0.174	8605
	C1-12-2	0.250	0.00066	130200	41.696	0.174	8925
	C1-13-2	0.250	0.00066	130200	45.696	0.174	9245
	C1-14-2	0.250	0.00066	130200	49.696	0.174	9564
	C1-15-2	0.250	0.00066	130200	49.696	0.174	9564
HL giữa	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						7841
	C4-01-2	0.250	0.00066	130200	3	0.000	258
	C3-01-2	0.250	0.00066	130200	3	0.234	7640
	C3-02-2	0.250	0.00066	130200	6	0.234	7883
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						5260

2) Mất mát do thiết bị neo

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

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

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neo

Tiết diện	Bó thép	L	ΔL	E	Δf _{pA}
		(mm)	(mm)	T/m ²	T/m ²
HL biên	C2-01-2	20.87	6.10 ⁻³	19700000	5664
	C2-02-2	28.87	6.10 ⁻³	19700000	4094
	C2-03-2	28.87	6.10 ⁻³	19700000	4094
	C2-04-2	28.87	6.10 ⁻³	19700000	4094
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				4486.5
Đỉnh trụ	C1-01-2	12.00	6.10 ⁻³	19700000	9850
	C1-02-2	19.40	6.10 ⁻³	19700000	6092
	C1-03-2	25.40	6.10 ⁻³	19700000	4653
	C1-04-2	31.40	6.10 ⁻³	19700000	3764
	C1-05-2	37.40	6.10 ⁻³	19700000	3160
	C1-06-2	43.40	6.10 ⁻³	19700000	2723

	C1-07-2	49.40	6.10^{-3}	19700000	2393
	C1-08-2	55.40	6.10^{-3}	19700000	2133
	C1-09-2	61.40	6.10^{-3}	19700000	1925
	C1-10-2	67.40	6.10^{-3}	19700000	1754
	C1-11-2	75.87	6.10^{-3}	19700000	1558
	C1-12-2	83.87	6.10^{-3}	19700000	1409
	C1-13-2	91.87	6.10^{-3}	19700000	1287
	C1-14-2	99.87	6.10^{-3}	19700000	1184
HL giữa	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				6135
	C4-01-2	10.00	6.10^{-3}	19700000	1820
	C3-01-2	10.93	6.10^{-3}	19700000	1808
	C3-02-2	18.93	6.10^{-3}	19700000	1242
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				3870

3) Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó tr-óc, và đ-ợc tính theo công thức:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F.e}{I} y + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-óc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- F: Lực nén trong bê tông do ứng suất tr-óc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A,I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực(MPa)=197000(MPa)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$E_{ci} = 0.043 \gamma_c \sqrt[1.5]{f'_{ci}} = 0.043 \times 2400 \times \sqrt[1.5]{0.8 \times 50} = 35753 \text{ (MPa)}$$

- A_{ps} : Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr- ớc.
- M_{DC1} : Mômen do trọng l- ợng bản thân kết cấu

Tiết diện	Bó thép	F	A m ²	I m ⁴	e m	M _{dc1} Tm	f _{cgp} T/m ²	Ep/Eci	Δf _{pES} (T/m ²)
HL biên	C2-01(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	-89.43
	C2-02(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	-77.65
	C2-03(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	-56.86
	C2-04(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	0.00
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								-74.65
Đỉnh trụ	C1-01(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.65
	C1-02(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.47
	C1-03(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.25
	C1-04(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.00
	C1-05(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-29.70
	C1-06(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-29.34
	C1-07(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-28.88
	C1-08(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-28.29
	C1-09(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-27.50
	C1-10(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-26.40
	C1-11(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-24.75
	C1-12(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-22.00
	C1-13(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-16.50
	C1-14(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	0.00
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								-25.34
HL giữa	C1-14(2)	692.66	8.681	8.234	0.961	-236.74	-18.51	5.510	-33.98
	C1-14(2)	692.66	8.681	8.234	0.961	-236.74	-18.51	5.510	-25.48
	C1-14(2)	692.66	8.681	8.234	0.961	-236.74	-18.51	5.510	0.00
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								-19.82

4) Mất mát do co ngót

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

$$\text{Đối với cấu kiện kéo sau: } \Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ MPa} = 2500 \text{ T/m}^2$$

(5.9.5.4.2-2)

H = độ ẩm t- ơng 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).

Δf_{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)
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Tiết diện	Bó thép	Fi (T)	e (m)	y (m)	M _{DW} +M _{Dc2} (T.m)	A _x (m ²)	I _x (m ⁴)	f _{cgp} T/m ²	Δf _{cdp} T/m ²	Δf _{pCR} T/m ²
HL biên	C2-01-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	- 43.28	108	-594.96
	C2-02-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	- 43.28	108	-594.96
	C2-03-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	- 43.28	108	-594.96
	C2-04-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	- 43.28	108	-594.96
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									-594.96
Đỉnh trụ	C1-01-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-02-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-03-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-04-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-05-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-06-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-07-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-08-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-09-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-10-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-11-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-12-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-13-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	C1-14-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	- 11.98	- 1694.96	1042.71
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									1042.71
HL giữa	C4-01-2	692.66	1.591	0.556	10132.5	8.681	8.234	- 18.51	1957.83	-1592.48
	C3-01-2	692.66	1.591	1.437	10132.5	8.681	8.234	- 18.51	1957.83	-1592.48
	C3-02-2	692.66	1.591	1.437	10132.5	8.681	8.234	- 18.51	1957.83	-1592.48
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó										-1592.48

6) Mất mát do trũng dãn cốt thép

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

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

(5.9.5.4.c-2)

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d-ới mức $0,6f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (M)

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF} T/m ²	Δf_{pES} T/m ²	Δf_{pSR} T/m ²	Δf_{pCR} T/m ²	Δf_{pR} T/m ²
HL biên	C2-01-2	7581	-89.43	2500	-594.96	-744.46
	C2-02-2	8364	-77.65	2500	-594.96	-816.34
	C2-03-2	8364	-56.86	2500	-594.96	-818.84
	C2-04-2	8364	0.00	2500	-594.96	-825.66
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				29.30	
Đỉnh trụ	C1-01-2	6034	-30.65	2500	1042.71	-710.54
	C1-02-2	6323	-30.47	2500	1042.71	-736.58
	C1-03-2	6568	-30.25	2500	1042.71	-758.65
	C1-04-2	6812	-30.00	2500	1042.71	-780.64
	C1-05-2	7056	-29.70	2500	1042.71	-802.64
	C1-06-2	7299	-29.34	2500	1042.71	-824.55
	C1-07-2	7543	-28.88	2500	1042.71	-846.57
	C1-08-2	7785	-28.29	2500	1042.71	-868.42
	C1-09-2	8028	-27.50	2500	1042.71	-890.38
	C1-10-2	8269	-26.40	2500	1042.71	-912.20
	C1-11-2	8605	-24.75	2500	1042.71	-942.64
	C1-12-2	8925	-22.00	2500	1042.71	-971.77
	C1-13-2	9245	-16.50	2500	1042.71	-1001.23
	C1-14-2	9564	0.00	2500	1042.71	-1031.92
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					-862.77
HL giữa	C4-01-2	-736.58	-33.98	2500	-1592.48	-32.19
	C3-01-2	-758.65	-25.48	2500	-1592.48	-697.59
	C3-02-2	-780.64	0.00	2500	-1592.48	-722.52

	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó	-484.10
--	--------------------------------------	---------

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

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF} T/m ²	Δf_{pA} T/m ²	Δf_{pES} T/m ²	Δf_{pSR} T/m ²	Δf_{pCR} T/m ²	Δf_{pR} T/m ²	$\Delta f_{tức thời}$ T/m ²	$\Delta f_{lâu dài}$ T/m ²	Δf_{pT} T/m ²
HL biên	C2-01-2	7581	5664	-89.43	2500	-594.96	-744.46	13334.43	3839.42	17173.85
	C2-02-2	8364	4094	-77.65	2500	-594.96	-816.34	12535.65	3911.3	16446.95
	C2-03-2	8364	4094	-56.86	2500	-594.96	-818.84	12514.86	3913.8	16428.66
	C2-04-2	8364	4094	0.00	2500	-594.96	-825.66	12458	3920.62	16378.62
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								16607.02	
Đỉnh trụ	C1-01-2	6034	9850	-30.65	2500	1042.71	-710.54	15914.65	4253.25	20167.9
	C1-02-2	6323	6092	-30.47	2500	1042.71	-736.58	12445.47	4279.29	16724.76
	C1-03-2	6568	4653	-30.25	2500	1042.71	-758.65	11251.25	4301.36	15552.61
	C1-04-2	6812	3764	-30.00	2500	1042.71	-780.64	10606	4323.35	14929.35
	C1-05-2	7056	3160	-29.70	2500	1042.71	-802.64	10245.7	4345.35	14591.05
	C1-06-2	7299	2723	-29.34	2500	1042.71	-824.55	10051.34	4367.26	14418.6
	C1-07-2	7543	2393	-28.88	2500	1042.71	-846.57	9964.88	4389.28	14354.16
	C1-08-2	7785	2133	-28.29	2500	1042.71	-868.42	9946.29	4411.13	14357.42
	C1-09-2	8028	1925	-27.50	2500	1042.71	-890.38	9980.5	4433.09	14413.59
	C1-10-2	8269	1754	-26.40	2500	1042.71	-912.20	10049.4	4454.91	14504.31
	C1-11-2	8605	1558	-24.75	2500	1042.71	-942.64	10187.75	4485.35	14673.1
	C1-12-2	8925	1409	-22.00	2500	1042.71	-971.77	10356	4514.48	14870.48
	C1-13-2	9245	1287	-16.50	2500	1042.71	-1001.23	10548.5	4543.94	15092.44
	C1-14-2	9564	1184	0.00	2500	1042.71	-1031.92	10748	4574.63	15322.63
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									24205.71
HL giữa	C4-01-2	- 736.5 8	11820	-33.98	2500	- 1592.48	-32.19	12590.56	4124.67	16715.23
	C3-01-2	- 758.6 5	10808	-25.48	2500	- 1592.48	-697.59	11592.13	4790.07	16382.2
	C3-02-2	- 780.6 4	6242	0.00	2500	- 1592.48	-722.52	7022.64	4815	11837.64

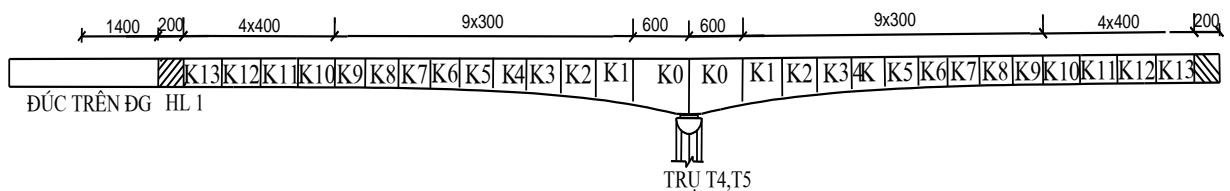
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó	14978.36
--	--------------------------------------	----------

IV.4.7 KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN

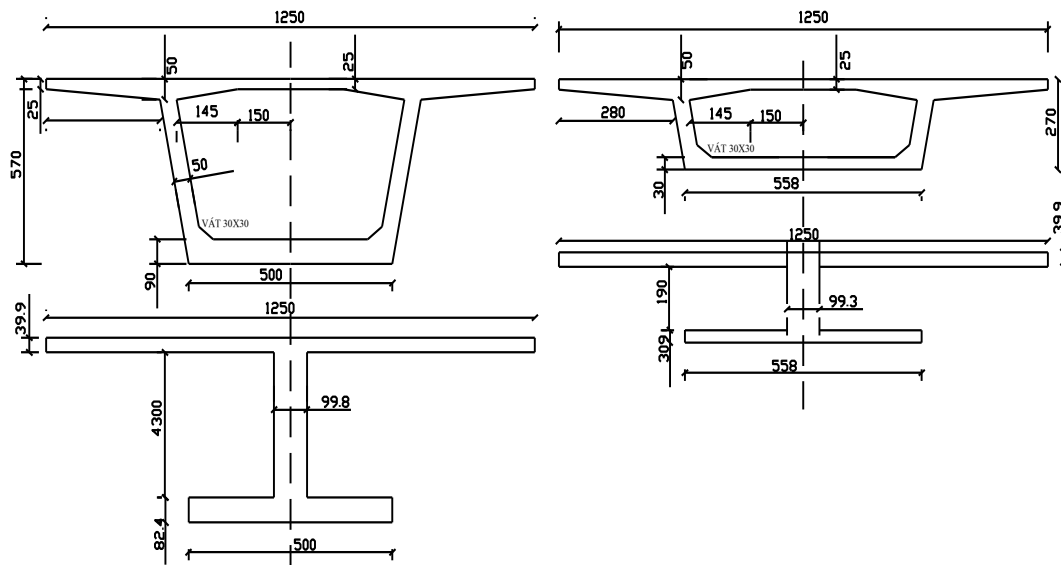
ĐẶT VẤN ĐỀ

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: 3,13,23.

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



Mặt cắt quy đổi tiết diện tại gối và giữa nhịp



IV.7.1 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]

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 thi công

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ **Giai đoạn 1:** Việc kiểm toán ứng suất trong giai đoạn 1 là một việc khó, do việc thi công các đốt đúc và căng cáp theo nhiều giai đoạn, mác bê tông và mô đun đàn hồi thực tế là biến đổi trên mỗi đốt đúc.

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.8f'_c = 40\text{Mpa}$.

- Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40 = -24\text{ Mpa}$
- Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.58\text{ Mpa}$

➤ **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 cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất tr- ớc có hiệu và các tải trọng th- ờng xuyên gây ra:

$$-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5\text{ Mpa} = -22500\text{ KN/m}^2$$

- ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355\text{ Mpa} = 3535.5\text{ KN/m}^2$$

IV.4.7.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen d- ơng (vị trí hợp long)

1. Giai đoạn thi công:

- Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} + \frac{-F_t e_t + F_b e_b}{I_0} y_t - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1580\text{KN/m}^2$$

- Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} - \frac{F_t e_t - F_b e_b}{I_0} y_b + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \geq -0.6.f'_{ci} = 24000\text{ KN/m}^2$$

2.Giai đoạn khai thác:

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} + \frac{-F_t e_t + F_b e_b}{I_0} y_t - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t - \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{tgd} \geq -0.45 f_c' = -22500 \text{KN/m}^2$$

▪ Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} - \frac{F_t e_t - F_b e_b}{I_0} y_b + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b + \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{bgd} \leq 0.5 \sqrt{f_c'} = 3535.5 \text{KN/m}^2$$

IV.4.7.1.2 Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen âm(vị trí trụ)

1.Giai đoạn thi công:

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A_0} - \frac{F_t e_t}{I_0} y_t + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t \geq -0.6 f_c' = 24000 \text{KN/m}^2$$

▪ Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A_0} + \frac{F_t e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \leq 0.25 \sqrt{f_c'} = 1580 \text{KN/m}^2$$

2.Giai đoạn khai thác:

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A_0} - \frac{F_t e_t}{I_0} y_t + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t + \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{tgd} \leq 0.25 \sqrt{f_c'} = 1580 \text{KN/m}^2$$

▪ Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A_0} + \frac{F_t e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b - \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{bgd} \geq -0.6 f_c' = 24000 \text{KN/m}^2$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía d-ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)

- M = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen d- ơng âm)
- A_{td} = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía d- ới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ d- ới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'_c = C- ờng độ qui định của bê tông 28 ngày

Kết quả kiểm toán nh- sau:

ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG DO MÔ MEN TỔ HỢP THEO
TTGHSD

Do mô men max

Tiết diện	M	I	Y_t	Y_b	f_{tg}	f_{bg}
	(KNm)	(m^4)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	40189.09	8.347	0.559	1.341	1.87	-2.01
Đỉnh trụ	-354875.19	66.449	2.337	1.963	-1.28	1.23
HL _{giữa}	29035.57	8.361	0.556	1.437	2.03	-3.18

Do mô men min

Tiết diện	M	I	Y_t	Y_b	f_{tg}	f_{bg}
	(KNm)	(m^4)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	14582.49	8.347	0.559	1.341	-1.29	-9.45
Đỉnh trụ	-305026.19	36.961	2.337	1.963	-16.72	1.45
HL _{giữa}	950.67	5.001	0.556	1.437	-1.84	-7.24

ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG DO LỰC CĂNG CẤP UST

Do mô men max

Tiết diện	F	M	A	I	$y_{trên}$	$y_{d-ới}$	$f_{trên}$	$f_{d-ới}$
	(KN)	(KNm)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	30880.01	28374.14	7.31	4.89	0.82	1.38	1.21	-2.63
Đỉnh trụ	31422.71	91061.08	10.33	36.96	1.84	2.66	-1.32	0.14
HL _{giữa}	31248.09	26599.44	7.31	5.00	0.81	1.39	1.09	-1.24

Do mô men min

Tiết diện	F	M	A	I	$y_{trên}$	$y_{d-ới}$	$f_{trên}$	$f_{d-ới}$
	(KN)	(KNm)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	31760.57	31292.32	7.31	4.89	0.82	1.38	-0.16	-6.77
Đỉnh trụ	32174.77	104518.90	10.33	36.96	1.84	2.66	-2.5	1.07
HL _{giữa}	32282.57	32642.04	7.31	5.00	0.81	1.39	-0.68	-3.97

KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Thở trên tiết diện

Tiết diện	f_{Mmax}	f_{Mmin}	GĐ khai thác		GĐ căng kéo		ứng suất		Kiểm tra	
			$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	max	min		
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Kéo	Nén
HL _{biên}	1.87	-1.29	1.21	0.00	-0.16	0.00	3.08	-1.45	Đạt	Đạt
Đỉnh trụ	-1.28	-16.72	0.00	-1.32	0.00	-2.5	-2.6	-19.22	Đạt	Đạt
HL _{giữa}	2.03	-1.84	1.09	0.00	-0.68	0.00	3.12	-2.25	Đạt	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ớc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ớc : 3.5355 (Mpa)

Thổ d- ới tiết diện

Tiết diện	f_{Mmax}	f_{Mmin}	GD khai thác		GD căng kéo		ứng suất		Kiểm tra	
			$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	max	min		
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Kéo	Nén
HL _{biên}	-4.01	-9.45	-2.63	0.00	-6.77	0.00	-6.64	-16.22	Đạt	Đạt
Đỉnh trụ	1.23	1.45	0.00	0.14	0.00	1.07	1.37	2.52	Đạt	Đạt
HL _{giữa}	-3.18	-7.24	-1.24	0.00	-3.97	0.00	-4.42	-11.21	Đạt	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ớc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ớc : 3.5355 (Mpa)

IV.4.7.2 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 4 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d- ơng lớn.
 - + Tiết diện 19 trên đỉnh trụ.
 - + Tiết diện 34 gần giữa nhịp có mômen d- ơng lớn.

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

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		Q_{max} (KN)	Q_{min} (KN)	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
1	4	1571.24	-1232.76	44451.61	6,321.93
2	19	22703.39	17588.99	-326896.32	-466844.43
3	34	1337.90	-1505.20	28443.71	-5918.57

IV.4.7.2.1 Sức kháng uốn.

ông thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

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

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

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

- M_n : Sức kháng danh định của tiết diện (MPa)

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

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)

- a : chiều dày của khối ứng suất t- ơng đ- ơng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(50 - 28)}{7} = 0.6928$$

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

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

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

$$(5.7.3.1.1-2)$$

- 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

$a'_T = 200mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu nén đến mép chịu nén.

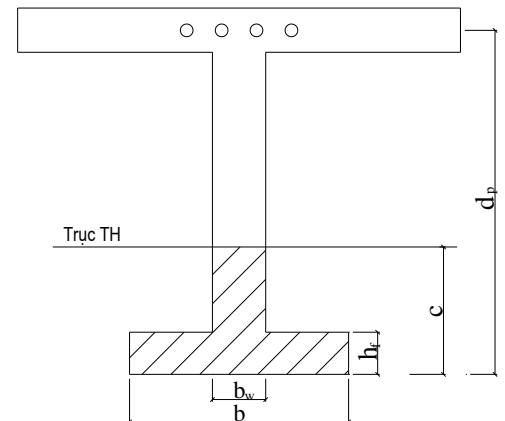
- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Trường hợp trục trung hoà đi qua sườn ($c > h$), khi đó tính toán tiết diện là tiết diện chữ T có bề rộng sườn là b_w và bề rộng cánh là b .

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} - 0.85\beta_1f'_c(b-b_w)h_f}{0.85\beta_1f'_cb_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

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

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu}}{0.85f'_c\beta_1b_w + kA_{ps}\frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$



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 : 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} (m ²)	d_p (m)	b_w (m)	b (m)	h_f (m)	c (m)	f_{ps} (KN/m ²)	a (m)	M_n (KNm)	M_u (KNm)	$M_n > M_u$
4	0.0213	2.67	0.933	5.58	0.309	1.252	1615789	0.867	76983.86	44451.61	Đạt
19	0.0745	5.67	0.998	5.0	0.824	1.14	1755288	0.789	689869.93	326896.32	Đạt
34	0.016	2.67	0.933	5.58	0.308	0.972	1670405	0.673	62373.93	28443.71	Đạt

IV.4.7.2.2 Kiểm tra hàm lượng thép DƯL

b. Kiểm tra hàm lượng 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-ong ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{PS} \cdot f_{PS} d_p}{A_{PS} \cdot f_{PS}} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

c. Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu :

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu kiện chịu uốn, lượng cốt thép th-ờng và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

- 1,2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và c-ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (5.4.2.6)$$

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 $f'_c = 50 \text{ (MPa)} = 50000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50000} = 140.87 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- 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/m²)

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr-ớc có hiệu (KN/m²)

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m^2, m^4)
- M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (m^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)
- ϕ : hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$
- 1,33 lần mômen tính toán cần thiết d- ới 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- a ra ở bảng sau:

KIỂM TRA HÀM LƯỢNG CỐT THÉP

Tiết diện	A (m^2)	I (m^4)	y_d (m)	y_t (m)	f_r (KN/ m^2)	f_d (KN/ m^2)	f_{pe} (KN/ m^2)	M_{cr} (KNm)	$1.2M_{cr}$ (KNm)	$1.33M_u$ (KNm)
4	8.589	8.347	1.742	0.958	140.87	9276.9	-15413.00	-213894.30	-256673.16	59120.64
19	13.396	66.449	2.964	2.736	140.87	14581.42	-27050.90	-1007699.33	-1209239.19	-434772.11
34	8.595	8.361	1.746	0.954	140.87	5939.81	-11989.23	-155898.22	-187077.86	37830.13

Tiết diện	min($1.2M_{cr}, 1.33M_u$)	Mr	Mr>min	0.42de	c	c
		(KNm)		(m)	(m)	<0.42de
4	59120	76983.86	Đạt	1.35	1.252	Đạt
19	434772.11	689869.93	Đạt	2.38	1.14	Đạt
34	37830.13	62373.93	Đạt	1.35	0.972	Đạt

IV.4.7.2.3 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 cùng độ 1

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

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

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

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

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

Trong đó:

b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)

d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu được xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)

s : Cự li cốt thép đai (mm), được chọn dựa trên tính toán chịu lực cắt và yêu cầu về cấu tạo, lấy giá trị nhỏ hơn của $h/3$ và 300mm, (đối với đoạn gần gối có lực cắt lớn)

β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được qui định trong điều 5.8.3.4

θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định theo điều 5.8.3.4 (độ).

Khi tính, giả thiết trước góc θ , sau đó tính các giá trị để tra bảng ngược lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận được, nếu không thì giả thiết lại.

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

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

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

V_p : Thành phần lực ứng suất tr-óc có hiệu trên h-ống lực cắt tác dụng, là d-ơng nếu ng-ợc chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

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

Trong đó:

A_{str} : diện tích thép ứng suất tr-óc trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

f_p : ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt.

γ_i : góc lệch của cáp i so với ph-ơng ngang, bằng độ dốc mặt cầu và có giá trị rất nhỏ nên trong tính toán coi nh- =0

Vậy giá trị V_p có thể bỏ qua trong tính toán.

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

+ Chiều cao chịu cắt có hiệu lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hiệu ứng lực do kéo và nén do uốn, tức là:

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

đ-ơng

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.

- d_e : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)

- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy b bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (mm)	$0.72h$ (mm)	$d_e-0.5a$ (mm)	d_v (mm)	b_v (mm)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)
4	2403	1944	2236.5	2403	933	28024.98
19	5103	4104	5275.5	5103	998	63659.93
34	2403	1944	2333.5	2403	933	28024.98

d.Xác định θ và β .

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

▪ ứng suất cắt trong bê tông :

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

trong đó :

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

Do Q_{\max}

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
4	1571.24	933	2403	0.700	1.00	0.02
19	22703.39	998	5103	0.700	6.37	0.127
34	1337.90	933	2403	0.700	0.85	0.017

Do Q_{\min}

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
4	-1232.76	933	2403	0.700	0.785	0.015
19	17588.99	998	5103	0.700	4.933	0.098

34	-1505.20	933	2403	0.700	0.959	0.019
----	----------	-----	------	-------	-------	-------

▪ 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 : Mô đun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Mô đun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c}$$

- f_{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- ốc (m^2)
- A : diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ọc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ốc góc $\theta=27^\circ=27*3.14/180=0.471$ (rad), sau đó tính các giá trị để

tra bảng ng- ọc lại θ và β , nếu hai giá trị θ 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_p

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)
4	30880.01	8.708	3.546	1301.78	197000	33915	1320.097
19	31422.71	13.684	2.296	1301.70	197000	33915	1332.882
34	31248.09	8.708	3.588	1301.82	197000	33915	1320.793

Do Q_{\min}

Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f_{pc} (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
4	31760.57	8.708	3.647	1301.89	197000	33915	1322.092
19	32174.77	13.684	2.351	1301.85	197000	33915	1337.639
34	32282.57	8.708	3.707	1301.89	197000	33915	1325.171

➤ Xác định ϵ_x

Do Q_{\max}

Tiết diện	M_u (kNm)	d_v (mm)	V_u (kN)	θ (rad)	A_{ps} (mm ²)	f_{po} (Mpa)	ϵ_x
4	48,492.19	2403	1571.24	0.47	42,600.00	1,320.10	-0.0036
19	- 128,848.47	5103	22703.3 9	0.46	110,800.0 0	1,332.88	-0.0075
34	27,115.19	2403	1337.90	0.47	44,200.00	1,320.79	-0.0050

Do Q_{\min}

Tiết diện	M_u (KNm)	d_v (mm)	V_u (KN)	θ (rad)	A_{ps} (mm ²)	f_{po} (Mpa)	ε_x
4	48,492.19	2403	-1232.76	0.47	42600	1322.09 2	- 0.00386
19	- 128,848.47	5103	17588.9 9	0.47	110800	1337.63 9	-0.0079
34	27,115.19	2403	-1505.20	0.47	44200	1325.17 1	-0.0053

➤ Xác định β và θ

Do Q_{\max}

ε_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-0.0036	0.033	6.75	27
-0.0075	0.141	5.8	26.6
-0.0050	0.018	6.75	27

Do Q_{\min}

ε_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-0.00386	0.013	6.8	27
-0.0079	0.076	7	26.8
-0.0053	0.028	6.7	27

e. 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 .

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

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Do Q_{\max}

Tiết diện	A_v mm^2	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s KN	V_c KN
4	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22364.82	8218.59
19	628	1674	5103	807.0	1.57	0.464	200	43896.92	12953.8
34	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22364.82	8218.59

Do Q_{\min}

Tiết diện	A_v mm^2	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s KN	V_c KN
4	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22363.79	7264.58
19	628	1674	5103	807.0	1.57	0.468	200	44534.36	13220.1
34	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22337.97	7164.62

f. Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

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

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do Q_{\max}

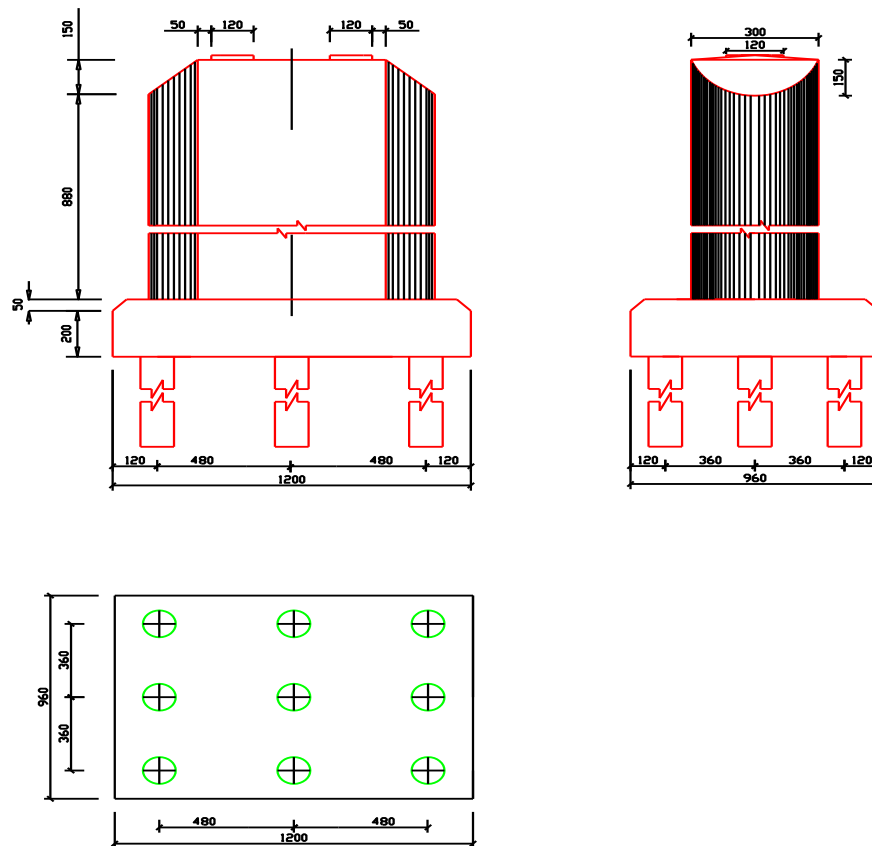
Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
4	22364.82	8218.59	36582.34	19621.51	19621.51	16678.21	3707.16	Đạt
19	43896.92	12953.8	62850.56	40223.24	40223.24	34190.38	15930.59	Đạt
34	22364.82	8218.59	36548.15	19596.35	19596.35	16657.24	1951.28	Đạt

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)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
4	22363.79	7264.58	32628.24	19621.51	19621.51	16678.21	-1695.27	Đạt
19	44534.36	13220.1	54754.56	40223.24	40223.24	34190.38	11579.23	Đạt
34	22337.97	7164.62	32502.72	19596.35	19596.35	16657.24	-2548.62	Đạt

V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

V.1 KÍCH THƯỚC HÌNH HỌC CỦA TRỤ.



V.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: +5.2 m

Cao độ đỉnh móng : -5.13m

Cao độ đáy móng : -7.63m

Mực n- ớc cao nhất : +4.75 m

Mực n- ớc thấp nhất : -1.2 m

Mực n- ớc thông thuyền : +2.5 m

2. Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phần tính 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	I M
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 γ_i						
	γ_{DC}	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
C-ờng độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

V.3 XÁC ĐỊNH CÁC TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ

1) Tĩnh tải:

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

a) Tĩnh tải phần 1:

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

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

$$N_{DCI} = 27533.19 \text{ KN}$$

b) *Tính tải phần 2:*

Tính tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng lượng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng như một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)

$$N_{DW} = 2598.5 \text{ KN}$$

$$N_{DB} = 1108.9 \text{ KN}$$

c) *Tính tải bản thân trụ DC:*

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

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

Trong đó:

- + P_i : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ
- + V_i : thể tích khối thành phần thứ i của trụ
- + γ_i : trọng lượng riêng tương ứng thành phần thứ i.

Bảng tính tải trọng các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m ³)	Trọng lượng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bộ móng	Tại đáy Bộ móng
1	Bộ trụ	288	6912	0	6912
2	Thân trụ	220.57	5293.73	5293.73	5293.73
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.816	18.816	18.816
<i>Tổng cộng DC</i>		509.354	12224.5	5312.5	12224.5

2) Hoạt tải

a) Theo phương dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

Gồm :

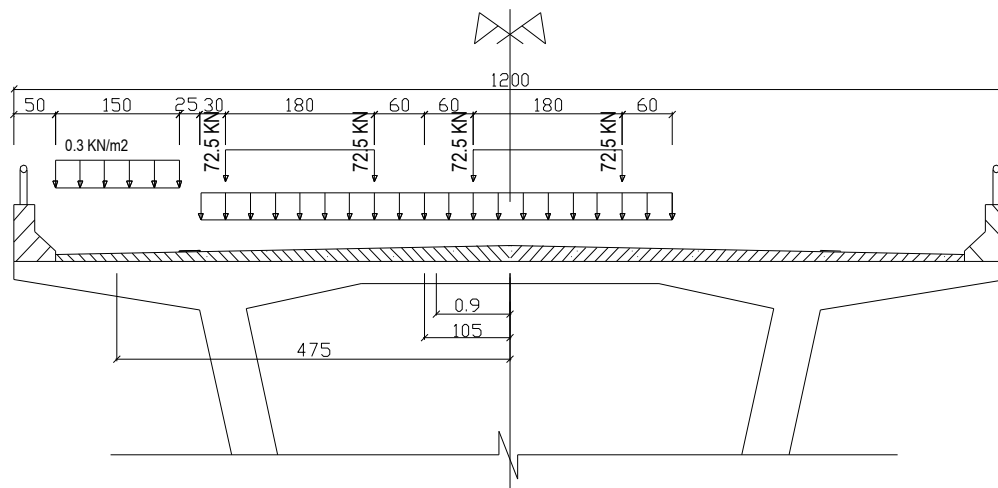
- Tải trọng ng-ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1.5 = 0.45 \text{ KN/m}^2$

- 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 kến = 2
- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ :..... $N_{LL} = 4526.14 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng-ời :..... $N_{lan} = 436.71 \text{ KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 4962.85 \text{ KN}$

b) Theo ph-ơng ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.05 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 0.9 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.05 + 3.1 \times 5.7 \times 0.9}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.04 \text{ m.}$$

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

3) Tải trọng hãm xe(BR):

- Đ-ợc lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)

- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh 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 tương lai.

- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2

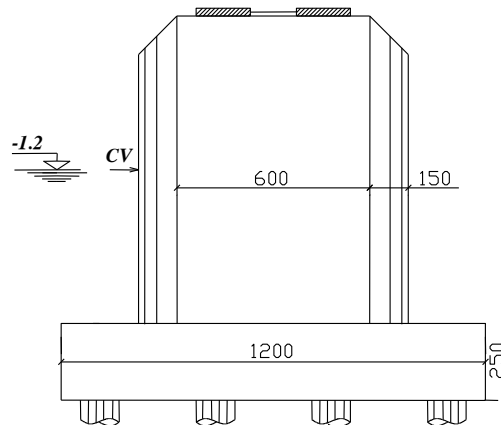
- Vậy lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đường : $h_{BR} = 1.8m$

- Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times 1 \times (35 + 145 + 145) = 162.5 \text{ (KN)}$

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
$h(m)$	8.8	11.3
H_y	162.5	162.5
M_x	1430	1836.25

4) Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ- ờng sông : cấp III
- Theo quy trình 22TCN – 272-05 (điều 3.14) và dựa vào cấp sông, tra bảng 3.14.2-1 để có tải trọng tàu thiết kế. Loại tàu tự hành 300DWT
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1): $V = 2.5 + V_s = 2.5 + 1.4 = 3.9 \text{ m/s}$.

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế đ- ọc coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phần d- ới ở mức n- ớc cao trung bình hàng 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 :

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

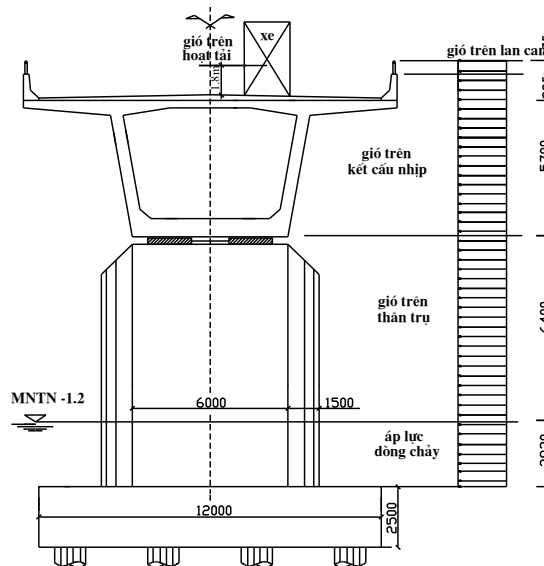
trong đó :

- P_s : là lực va tính t- ơng đ- ơng (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	3.93	6.43
H_y	8105.998	8105.998
H_x	4052.999	4052.999
M_x	15928.28	26060.78
M_y	31856	52121.56

5) Tải trọng gió (WL,WS)

❖ Tính với mức n- ốc 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 được 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 $S = 1.09$, với khu vực mặt thoáng n- ốc, độ cao mặt cầu so với mặt n- ốc là 10 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.09 \times 53 = 57.77 \text{ m/s}$$

➤ 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 :

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

Trong đó :

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo ph- ơng trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2). Trong đồ án , diện tích tính gió là phân lan can, hai bên cánh hẫng, diện tích trụ lớn nhất lộ trên mặt n- ớc.
- C_d : Hệ số cản, tra theo hình 3.8.1.2.1.1 có tính chiết giảm cho phần kết cấu s- ườn nghiêng 10^0 theo quy định của phần chú giải. $C_d = 1.296$
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d} = \frac{12.5}{7} = 1.786$

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)=12.5 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)=7 m

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

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

$$\Rightarrow A_{lc} = (65 + 100) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 71.36 (m^2)$$

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

h_1, h_2 - Chiều cao bình quân của nhịp 65 (m) và 100 (m)

$$h_1 = (5.7 + 2.7) / 2 = 4.2 (m) ; h_2 = 4.2 (m)$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (65 + 100) \cdot 4.2 \cdot 0.5 = 346.5 (m^2)$$

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

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng dọc cầu (quy đổi về hình HCN) $B = 7.67$ m

$$A_{trụ} = 6.4 \cdot 7.67 = 49.088 (m^2)$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	C_d	$1.8 \cdot A_t$	$0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	P_Δ	Z_1	Z_2
	m^2		KN	KN	KN	m	M
Kết cấu nhịp	346.5	1.296	623.7	899.2	899.2	11.65	14.15
Lan can	71.36	1.296	128.44	185.2	185.2	12.08	14.58
Thân trụ	49.088	1	88.36	98.3	98.3	4.4	6.9

➤ **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 phân 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- ướng 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:

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

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo ph- ơng dọc cầu:

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

6) Tải trọng n- ớc:

a. Lực đẩy nổi của n- ớc WA đ- ợc tính theo công thức: $WA = \gamma \cdot V_n$

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của n- ớc

+ V_n : là thể tích phần trụ ngập trong n- ớc

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n- ớc	V_{01}	70.4	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_1	704	KN
Tính tại mặt cắt đáy bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n- ớc	V_{02}	205.5	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_2	2055	KN

V.4 TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ:

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngàm vào bệ móng (Tiết diện II)
- Tiết diện đáy bệ móng (Tiết diện III)

Ta có bảng tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ nh- sau:

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

STT	Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
			N _x (KN)	Z ₁ (m)	M _y (KNm)	N _y (KN)	Z ₁ (m)	M _x (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	5312.5						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	28642.09						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2598.5						
4	Hoạt tải LL+WL	4526.14					1.04	4707.2
5a	2 làn ng-ời bộ hành PL	436.71						
5b	1 làn ng-ời bộ hành PL	218.35					4.75	1037.16
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	14.5	815.63	112.5	14.5	1,631.25
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					185.2	12.08	2204.6
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					899.2	11.65	10475.68
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					98.3	4.4	432.52
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		162.5	14.5	2,356.25			
8	Lực va tàu CV		8105.998	3.9	31613.39	4052.999	3.9	15806.69
9	áp lực đẩy nổi WA	-704						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N (KN)	N _x (KN)	M _y (KNm)	N _y (KN)	M _x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	55025.975	284.375	4123.43	0	8237.6
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	47869.47	284.375	4123.43	0	10052.63
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	40811.94	179.375	2600.939	388.56	9130.415
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)	40593.58	179.375	2600.939	388.56	10167.61

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		N _X (KN)	Z ₁ (m)	M _Y (KNm)	N _Y (KN)	Z ₁ (m)	M _X (KNm)
Tính tải bản thân trụ DC1	12224.5						
Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	28642.09						
Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	2598.5						
Hoạt tải LL+WL	4526.14					1.04	4707.2
2 làn ng-ời bộ hành PL	436.71						
1 làn ng-ời bộ hành PL	218.35					4.75	1037.16
Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	14.5	815.63	112.5	14.5	1,631.25
Tải trọng gió ngang WS1							
Gió tác dụng lên lan can					185.2	14.58	2700.2
Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					899.2	14.15	12723.68
Gió tác dụng lên thân trụ					98.3	6.9	678.27
Tải trọng gió dọc WS2							
Lực hãm xe dọc cầu BR		162.5	17.0	2762.5			
Lực va tàu CV		8105.998	6.4	51878.38	4052.999	6.4	25939.19
áp lực đẩy nổi WA	-2055						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

Tổ hợp	N (KN)	N _x (KN)	M _y (KNm)	N _y (KN)	M _x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	63665.97	284.375	4834.37	0	8237.6
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	63447.6	284.375	4834.37	0	10052.63
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	46372.94	179.375	3007.189	388.56	10027.22
1. (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) (II)	46154.58	179.375	3007.189	388.56	11064.38

V.4 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

V.4.1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

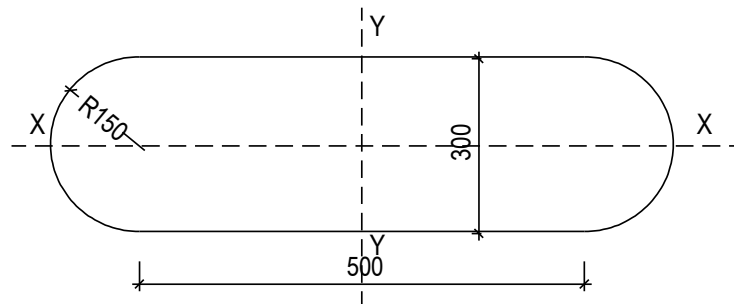
Một cột mảnh thường bị uốn ngang dưới tác dụng của tải trọng. Điều này làm tăng Mômen trong cột lên và do đó làm yếu cột. Theo Điều 5.7.4.3 TCVN-272-01 Đối với cấu kiện không có giằng liên kết, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi tỷ số độ mảnh

$$\frac{KL_u}{r_x} < 22$$

trong đó :

- K = hệ số độ dài hữu hiệu
- l_u = chiều dài không có thanh giằng (m)
- r = bán kính quán tính (m)

Mặt cắt ngang trụ T4 như sau:



$$A = 22.065 \text{ m}^2$$

$$I_x = 12.4 \text{ m}^4$$

$$I_y = 58.25 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{12.4}{22.065}} = 0.75 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58.25}{22.065}} = 2.64 \text{ m}$$

- Theo ph-ong x, coi trụ là một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do theo ph-ong x.

$$\Rightarrow K=1.2$$

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

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1.2 \times 8}{2.64} = 3.63 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong x.

- Theo ph-ong y ta cũng coi trụ nh- một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1.2 \times 8}{0.75} = 12.8 < 22$$

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

V.4.2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ **Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo nh- sau:**

Chọn bố trí cốt thép theo cả hai ph-ong ta chọn đ-ờng kính cốt thép là $\phi 28$.

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

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 22065000 = 330975 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph- ơng ta chọn đ- ờng kính cốt thép là $\phi 28$

$$\text{Số l- ợng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{330975}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = 537.78 \text{ thanh}$$

Vậy bố trí 540 thanh cốt thép D28

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài Tiết diện là 10cm,

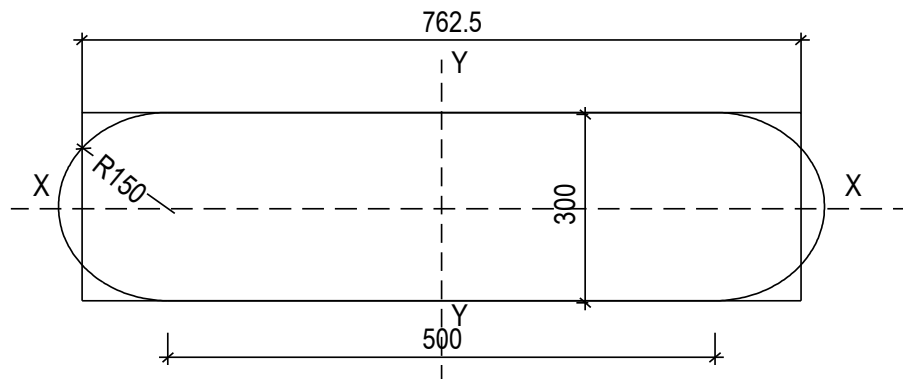
Cốt đai chọn $\phi 16$ khoảng cách giữa các thanh cốt đai là 200 mm

V.4.3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột

a. Quy đổi tiết diện tính toán.

Tiết diện trụ đ- ợc vát cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi 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 gần với mô hình tính toán theo lý thuyết

Kích th- ớc tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



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

Diện tích cốt thép theo hai cạnh tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 100mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 128.5 mm (100 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đ- ờng kính cốt đai, 14 mm bán kính cốt chủ).

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

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 130}{3000} = 0.913$$

$$\gamma_y = \frac{7625 - 2 \times 130}{7625} = 0.966$$

V.5 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:

+ Đối với ứng suất nén: $0,4 f_c' = 0,4 \times 30 = 12 \text{ Mpa} = 12000 \text{ KN/m}^2$

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

Công thức kiểm tra :

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

Trong đó:

N, M_x, M_y : lần lượt là lực dọc, mômen theo phương ngang cầu, dọc cầu tại vị trí mặt cắt tính toán với tổ hợp tải trọng theo TTGH sử dụng.

A, I_x, I_y lần lượt là diện tích, mômen quán tính theo phương x, mômen quán tính theo phương y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng dưới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	X m	Y m	A m ²	I _x m ⁴	I _y m ⁴	N KN	M _x KNm	M _y KNm	f KN/m ²	0.4f _c KN/m ²	Kết Luận
1	3.8125	1.5	22.065	12.4	58.25	24,361.24	10167.61	2600.93	2,504.25	12,000	Đạt
2	3.8125	1.5	22.065	12.4	58.25	24,146.78	11064.38	3007.189	2,629.60	12,000	Đạt

V.6 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

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 (mm²), $A_g = 22.065 \text{ m}^2$
- A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.051025 \text{ m}^2$
- φ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.75$
- f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P_n = 0.8[0.85 \times 30000(22.065 - 0.051025) + 400000 \times 0.051025] = 283343.1 \text{ KN}$$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- ờng hợp	TTGHCD I (KN)	ϕP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	63950.345	212,507.3	Đạt
(II)	63731.975	212,507.3	Đạt

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

$$\text{Ta có : } 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 30 \times 22.065 \times 1000 = 66195 \text{ KN}$$

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

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

ở đây :

- M_{ux} : Mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)
- M_{uy} : Mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)
- M_{rx} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ơng X đã tính toán ở trên (N.mm)
- M_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ơng Y đã tính toán ở trên (N.mm)

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

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

T- ơng tự với M_{ry}

Trong đó:

$$\phi = 0.9 \text{ với cấu kiện chịu uốn.}$$

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

f_y : giới hạn chảy của thép.

As: bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai phương.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot b_x} = \frac{0,051025 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 7,625} = 0,123$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot b_y} = \frac{0,051025 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 3} = 0,313$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0,123 \times 0,85 = 0,104$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0,313 \times 0,85 = 0,266$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0,9 \times 0,051025 \times 400 \times 10^3 \left(3 - 0,10 - \frac{0,104}{2} \right) = 52314,9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0,9 \times 0,051025 \times 400 \times 10^3 \left(7,625 - 0,10 - \frac{0,313}{2} \right) = 135351,97 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

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	N	M_x	M_y	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	63950.345	8237.6	4834.37	52314.9	135351.97	0.193	Đạt
(II)	63731.975	10052.63	4834.37	52314.9	135351.97	0.227	Đạt

V.7 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 độ võng. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

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

V.7.1 Xác định loại móng cọc.

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

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 3.9$ m.

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

Trong đó :

- φ, γ là góc nội ma sát và trọng lượng 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 phương thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

e.Theo phương trục y:

$$H_{\max} = 5348.2 \text{ KN} = 534.82 \text{ T}$$

$$b = 12 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{534.82}{1.8 \times 12}} = 2.87 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 2.87 = 2.01 \text{ m} < h = 3.9 \text{ m.}$$

f.Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 8324.7 \text{ KN} = 832.47 \text{ T}$$

$$b = 9.6 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{832.47}{1.8 \times 9.6}} = 4.0 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 4.0 = 2.8 \text{ m} < h = 3.9 \text{ m.}$$

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

V.7.2 Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

V.7.2.1 Tính toán sức kháng đỡ của cọc

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1,2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và lớp Sét cát pha có góc ma sát $\varphi_f = 30^\circ$.

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực $18\phi 25$ có cường độ 400MPa . đai tròn $\phi 15$ a200.

a. Tính toán sức kháng 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 :

$$P_V = \phi \cdot P_n \cdot$$

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 :

ϕ = 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).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

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

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

$$P_V = 1 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (\frac{3.14 \times 1200^2}{4} - 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) + 400 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) =$$
$$= 27312627.66 \text{ (N)}.$$

$$\text{Hay } P_V = 27312627.66 \text{ KN}$$

b.Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát hạt nhỏ
- Lớp 2: Sét pha dẻo cứng
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granit

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

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

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

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

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

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

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

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

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

S_d : Khoảng cách các d-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400\text{mm}$.

t_d : Chiều rộng các d-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6\text{mm}$.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1200\text{mm}$.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800\text{mm}$.

D_s : D-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400\text{mm}$.

Tính d-ợc : $d = 1.6$

$$K_{SP} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 35 \times 0,142 \times 1,51 = 22.51 \text{Mp} = 2251 \text{T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 2251 \times 3.14 \times 1200^2/4 = 1399.5 \times 10^6 \text{N} = 1399.5 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

Từ các kết quả tính d-ợc chọn sức chịu tải của cọc là $[P_c] = \min(P_v; Q_\gamma) = 13995 \text{ (KN)}$

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

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi nh- đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

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

Trong đó:

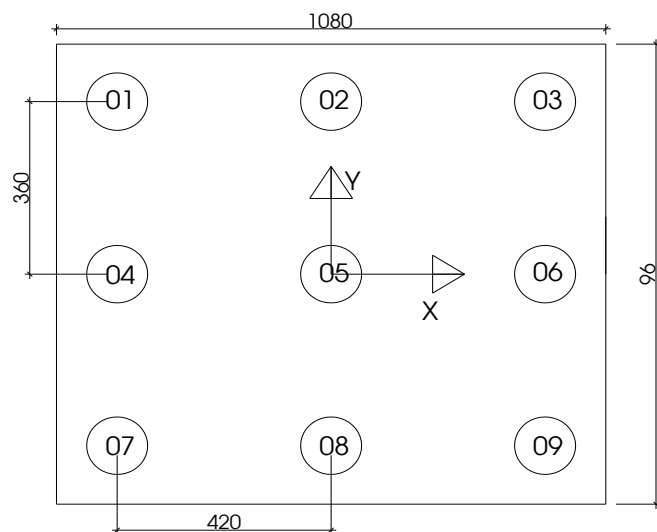
- P_{\max} : Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc đã d-ợc tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc d-ợc 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, $n = 9$
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm
- M_x, M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại



đáy đài theo 2 ph- ơng x, y.

Kiểm toán cọc với $P_c=13995KN$

III.4. Kiểm toán cọc (TTGHCD1)

$$N_z=6344.76T$$

$$M_x=1005.63Tm$$

$$M_y=483.437 Tm$$

Cọc	Xi (m)	Yi (m)	X ² i (m ²)	Y ² i (m ²)	Ni (T)	Kiểm tra
1	-4.2	3.6	17.64	12.96	869.2	O.K
2	0	3.6	0.0	12.96	984.315	O.K
3	4.2	3.6	17.64	12.96	1099.4	O.K
4	-4.2	0	17.64	0.0	589.86	O.K
5	0	0	0.0	0.0	704.97	O.K
6	4.2	0	17.64	0.0	809.35	O.K
7	-4.2	-3.6	17.64	12.96	321.23	O.K
8	0	-3.6	0.0	12.96	425.62	O.K
9	4.2	3.6	17.64	12.96	1099.4	O.K

MỤC LỤC

CHƯƠNG I: Giới thiệu chung về ph- ơng án thiết kế	71
CHƯƠNG II: Tính chất vật liệu và tải trọng thiết kế	73
II .1 VẬT LIỆU:	73
ii.1.1 Bê tông:	73
ii.1.2 Thép th- ờng (A5.5.3)	74
ii.1.3 Thép ứng suất tr- ớc.....	74
II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2).....	75
ii.2.1 Xe tải thiết kế	75
ii.2.2Xe hai trục thiết kế	75
ii.2.3 Tải trọng làn thiết kế	75
CHƯƠNG III: Tính toán bản mặt cầu.....	76
III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU	76
iii.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu	76
iii.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu	77
III.2 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC	77

III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:	78
III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC	78
iii.2.2.1 Tính toán bản mút thừa	78
iii.2.2.2 Tính toán hiệu ứng lực cho nhịp giản đơn	82
iii.3 Tổ hợp nội lực	84
III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU	86
iii.4 .1 Tính toán diện tích cốt thép	86
iii.4 .2 Tính toán mất mát ứng suất tr- ốc	89
III.5 KIỂM TRA TIẾT DIỆN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN	95
iii.5 .1 Trạng thái giới hạn sử dụng	95
iii.5 .2 Trạng thái giới hạn c- ờng độ 1	99
CHƯƠNG IV: Thiết Kế kết cấu Dầm Chủ	107
IV. LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC	107
iv.1 kích th- ớc kết cấu và mặt cắt ngang dầm	107
iv.1.4. Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện	110
IV.2. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM	112
iv.2 .1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp	112
iv.2 .2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp	112
IV.3 TỔ HỢP NỘI LỰC	135
IV.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP	140
iv.4.1 Bê tông mác c50.	140
iv.4.2 Chọn cấp	141
iv.4.3 Cốt thép th- ờng	142

iv.4.4 Tính toán cốt thép DƯỠI	143
BẢNG TÍNH TOÁN LỰA CHỌN LƯỢNG CỐT THÉP DƯỠI	143
iv.4.5 Tính đặc trưng hình học các giai đoạn	145
iv.4.6 Tính mất mát ứng suất tr- ốc	148
iv.4.7 Kiểm toán tiết diện	158
ĐẶT VẤN ĐỀ	158
V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU	178
V.1 Kích thước hình học của trụ	178
V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng	178
1. Số liệu tính toán :	178
Cao độ đỉnh trụ: +76.5 m	178
V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ	179
V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:	187
V.4 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng	192
V.7 Kiểm toán cọc	198