

Phần II
Thiết kế kỹ thuật

CHƯƠNG I: Giới thiệu chung về ph- ơng án thiết kế

- Sơ đồ kết cấu: 33+52+74+52+33 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 259.8 m
- Chiều cao dầm chính:
 - Tại vị trí đỉnh trụ $H = 4.5$ m
 - Tại vị trí giữa nhịp $h = 2.2$ m
 - Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2} x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hằng 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 4000m
 - 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 2-1.6 m theo ph- ơng dọc cầu và 7-7.6 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 1-0.8$ m.

- Bệ móng cao 2m, rộng 8.0-6.0 m theo ph-ơng ngang cầu, 11m theo ph-ơng dọc cầu và đặt d-ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 30 m
- **Cấu tạo mố:**
 - Dạng mố có t-ờng cánh ng-ọc bê tông cốt thép
 - Bệ móng mố dày 2m, rộng 6m, dài 12m đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ
 - Dùng cọc khoan nhồi D100cm, 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 $f_t = 0.63 \sqrt{f'_c}$

(5.4.2.6)

▪ Đối với các ứng suất tạm thời tr-ớc mất mát

(5.9.4.1)

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

- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$

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 - st ở TTGHSD sau mất mát : $0.45 f'_c$ (MPa)

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

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều 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: $H = 80\%$

II.1.2 THÉP THƯỜNG (A5.5.3)

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

II.1.3 THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC

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

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

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:

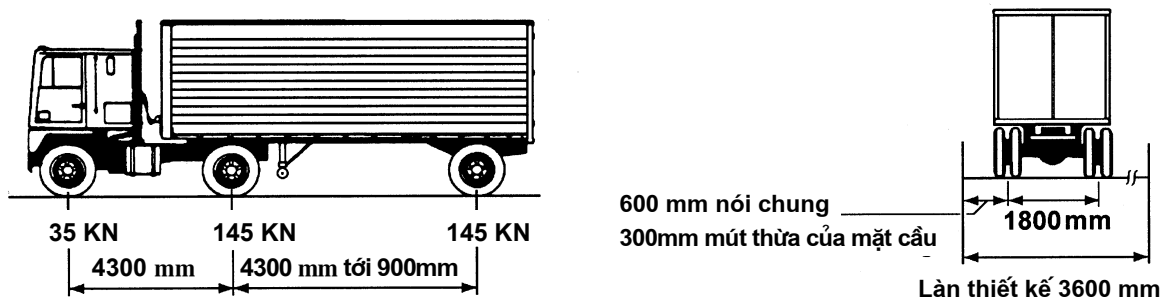
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

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

II.2.1 XE TẢI THIẾT KẾ

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

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



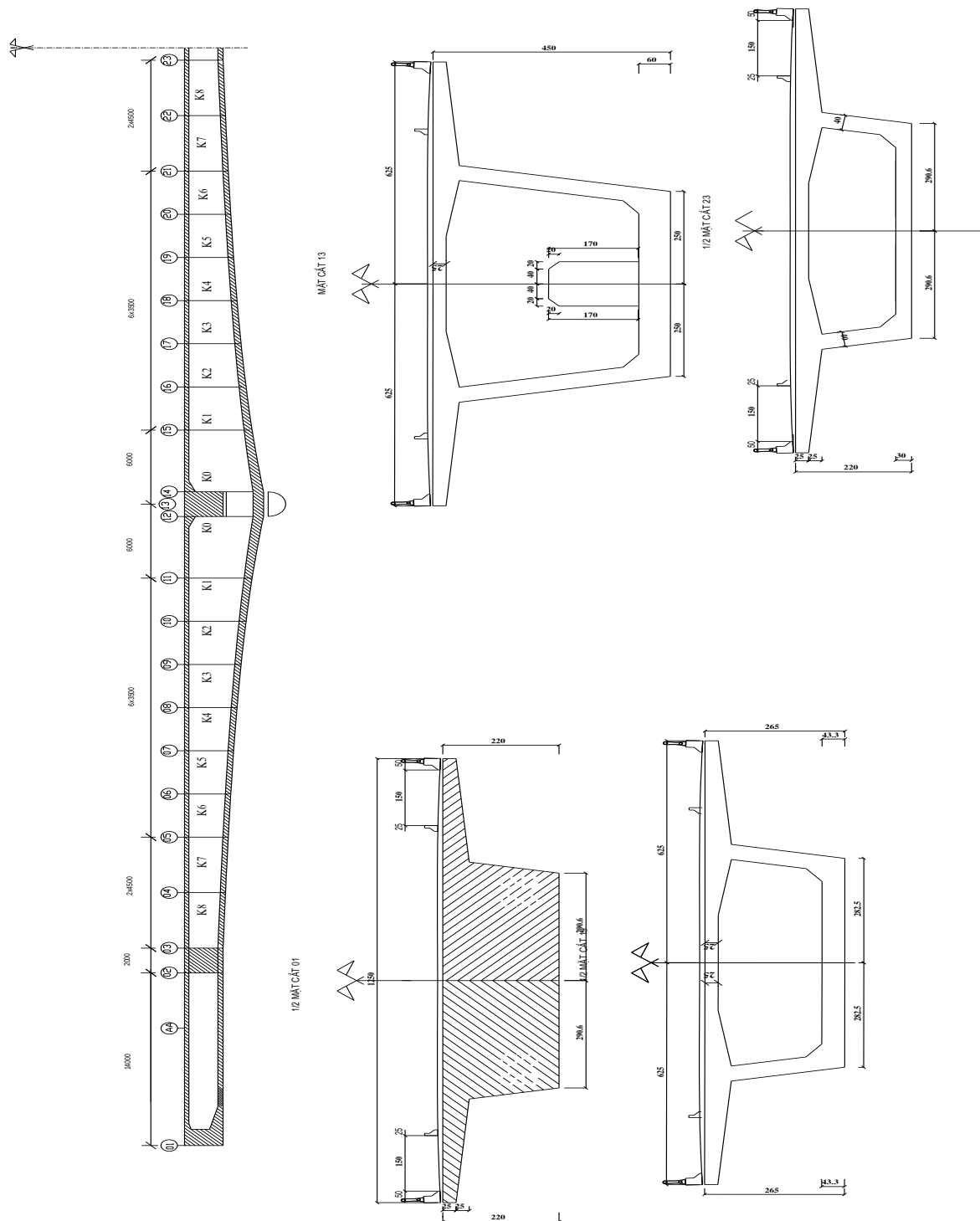
II.2.2 XE HAI TRỤC THIẾT KẾ

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

II.3 KÍCH THƯỚC KỸ THUẬT LỰA CHỌN THIẾT KẾ.



CHƯƠNG III: Tính toán bản mặt cầu

III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU

III.1.1 CẤU TẠO CỦA BẢN MẶT CẦU

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

(9.7.1.1)

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

$$h_{\min} = 0.027L = 0.027 \cdot 6500 = 175.5\text{mm}$$

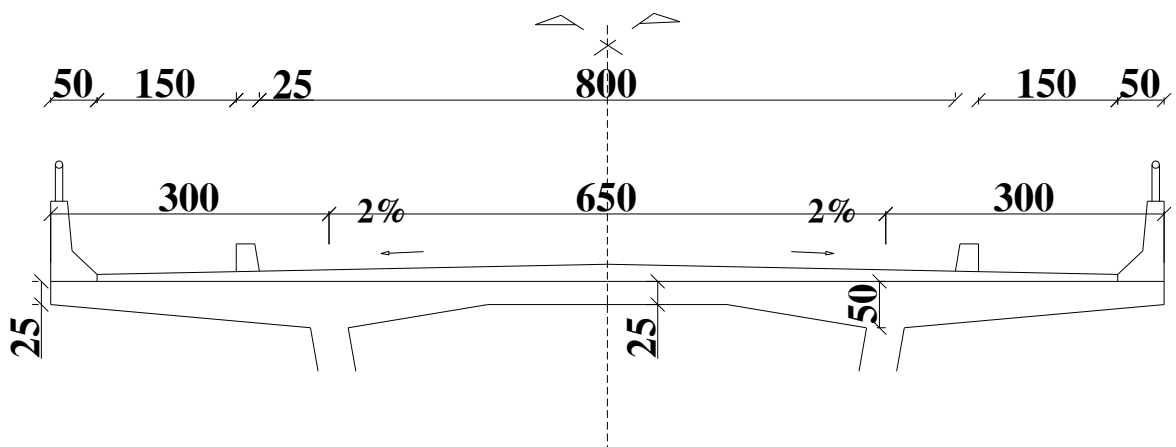
- Chọn chiều dày bản phải thỏa mãn các điều kiện sau:
 - Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men dương chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
 - Độ dày cần thiết được coi là phần bản chịu hoạt tải trực tiếp.
 - Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st căng ngang , dọc và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

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

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

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

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



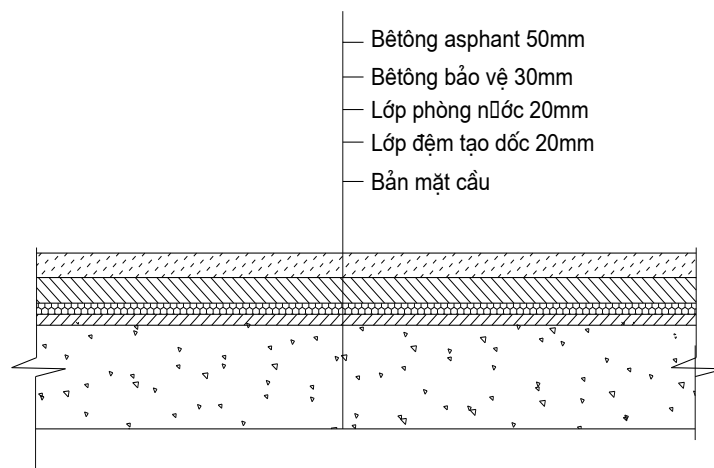
Mặt cắt ngang tính toán bản

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

III.1.2 CẤU TẠO LỚP MẶT CẦU

Lớp mặt cầu đ- ợc thiết kế với cấu tạo cơ bản sau:

- + 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
- +Bản mặt cầu



Cấu tạo chung lớp mặt cầu

III.2 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC.

III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:

- Các dải phải đ- ợc coi nh- dầm liên tục hoặc dầm giản đơn, chiều dài nhịp phải đ- ợc lấy bằng khoảng cách tâm đến tâm giữa các cấu kiện đỡ. Nhằm điều đích xác định hiệu ứng lực trong các dải, các cấu kiện đỡ đ- ợc coi là cứng vô hạn.
- Mặt cắt thiết kế cho các mô men âm và lực cắt có thể đ- ợc lấy nh- sau: Cho dầm hộp bê tông và đúc liền khối là ở mặt cầu kiện đỡ.

(4.6.2.1.6)

Nh- vậy 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 của cơ học kết cấu nh- sau:

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 mô men tại ngàm và giữa nhịp đối với dầm hai đầu ngàm.

Hệ số đó lấy nh- sau:

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

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



Sơ đồ tính bản mặt cầu

III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC

III.2.2.1 TÍNH TOÁN BẢN MÚT THỪA

Ta tính toán nội lực tại vị trí ngàm, bao gồm các loại tải trọng sau:

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

Để có thể linh hoạt trong việc dùng hệ số tải trọng, mô men uốn sẽ đ- ọc xác định rõ từng phần do: phân hẫng, lan can, lớp mặt cầu, và hoạt tải.

1. Do lan can (Hình 1)

Coi là tải trọng tập trung có trọng l- ượng (đã tính ở phần sơ bộ)

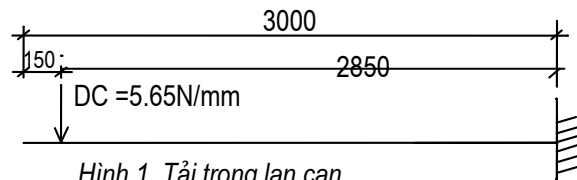
$$DC_2 = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] = 0.240 \text{ m}^2$$

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

Lan can coi 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 mm $\rightarrow$ cách mép bản tính toán là 150 mm $\rightarrow$ cách ngàm là $3000 - 150 = 2850 \text{ (mm)}$

$$M_{DC2} = -5.65 \times 2850 = -16102.5 \text{ (Nmm/mm)} = -16.1025 \text{ KNm/m}$$

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



Hình 1. Tải trọng lan can

2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

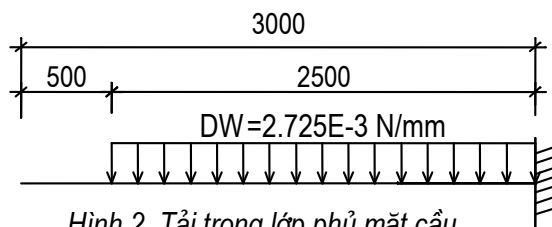
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250 Kg/m^3)

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

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 $L = 3000 - 500 = 2500 \text{ (mm.)}$

$$M_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2500^2 / 2 = -8277.19 \text{ (Nmm/mm)} = -8.277 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2500 = -6.622 \text{ (N/mm)} = -6.622 \text{ KN/m}$$



Hình 2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu

3. Do bản bê tông phần hẫng (Hình 3)

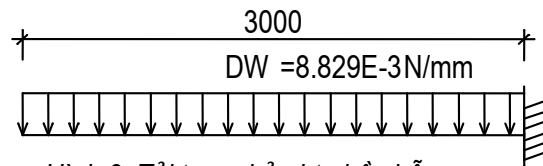
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250 + 500) / 2 = 375 \text{ (mm)}$

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

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

$$M_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3000^2 / 2 = -39730.5 \text{ (Nmm/mm)} = -39.73 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3000 = -26.487 \text{ (Nmm/mm)} = -26.487 \text{ (KN/m)}$$



Hình 3. Tải trọng bản bt phần hẫng

4. Do hoạt tải xe tác dụng – khi xe tải đi vào phần dành cho ng- ời đi (hình 4)

- Thiết kế bản mặt cầu dùng ph- ơng pháp dải [A4.6.2.1] và dải là ngang.
- Hiệu ứng lực đ- ọc xác định trên cơ sở sau: Khi các dải chính là ngang và nhịp nhỏ hơn 4600mm (3000mm < 4600mm). Các dải ngang phải đ- ọc thiết kế theo các bánh xe của trục 145KN.
- Cả tải trọng làn và vị trí của bề rộng 4000mm của mỗi làn phải đặt sao cho gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế phải bố trí trên chiều ngang cầu sao cho tìm của bất kỳ tải trọng bánh xe nào cũng không gần hơn:
 - Khi thiết kế bản mút thừa: 300mm tính từ mép đá vĩa hay lan can
 - Khi thiết kế các bộ phận khác: 600mm tính từ mép làn xe thiết kế. (3.6.1.3.1)
- Bề rộng của dải t- ơng đ- ơng bên trong (mm) đối với tải trọng bánh xe có thể phân bố theo ph- ơng dọc nh- sau [Bảng A4.6.2.1.3-1]
 - Phần hẫng : $1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 2200 = 2972.6 \text{ mm}$
 - Mômen d- ơng: $660 + 0.55S$ (đối với bản kê 2 cạnh)
 $\Rightarrow 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6000 = 3960 \text{ mm}$
 - Mômen âm: $1220 + 0.25S$ (đối với bản kê 2 cạnh)
 $\Rightarrow 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6000 = 2720 \text{ mm}$

Trong đó:

+ X = 2200 (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+ S = 6000 (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.
- Số làn xe thiết kế NL đ- ọc xác định bởi phần nguyên của tỷ số $w/3500$, ở đây w là bề rộng tịnh của lòng đ- ờng giữa hai đá vĩa hoặc hai rào chắn, đơn vị mm. (3.6.1.1.1)

$$N_L = INT\left(\frac{7500}{3500}\right) = 2$$

- Hệ số làn xe là 1.2 cho một làn đặt tải, 1.0 cho hai làn đặt tải, 0.85 cho 3 làn đặt tải. (3.6.1.1.2)

- Bề rộng của phần đường dành cho người đi bộ là 1500mm ,dải phân cách bằng bố vỉa rộng 250mm, tải trọng xe tải tác dụng lên là 600mm

Bề rộng tổng cộng của dải ngang là:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 2200 = 2972.6 \text{ mm và hệ số làn m} = 1.2$$

$$M_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5 \times 10^3}{2972.6} \times 2200 + \frac{72.5 \times 10^3}{2972.6} \times 400 \right) = -76095 \text{ Nmm/mm} = -76.095 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5}{2972.6} + \frac{72.5}{2972.6} \right) = -58540 \text{ (Nmm/mm)} = -58.54 \text{ (KN/m)}$$

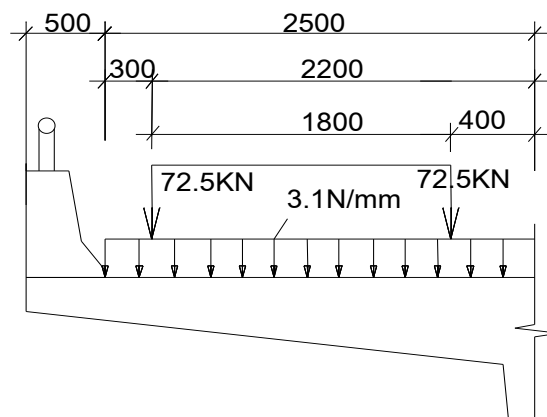
$$M_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 2500^2 / 2 = -11625 \text{ (Nmm/mm)} = -11.625 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 2500 = -9300 \text{ (Nmm/mm)} = -9.3 \text{ (KN/m)}$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{Ln} = -1.25 \times 76.095 - 11.625 = -106.74 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100} \right) + V_{Ln} = -1.25 \times 58.54 - 9.3 = -82.475 \text{ (KN/m)}$$



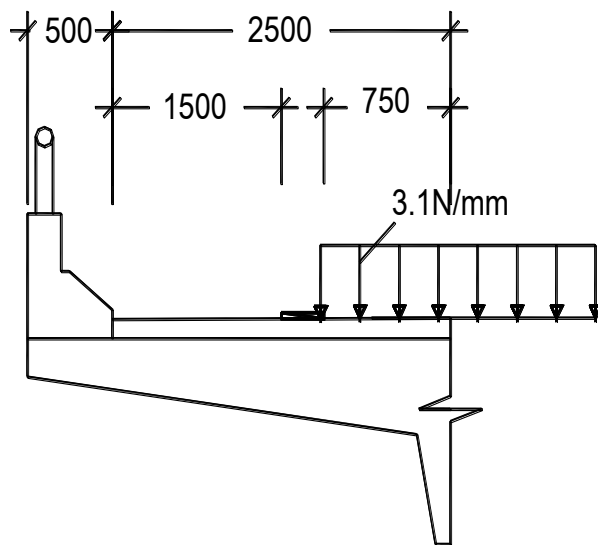
Hình 4: Hoạt tải tác dụng lên phần hằng

5. Do hoạt tải xe tác dụng – khi xe tải không vi phạm phần đường dành cho người đi bộ (hình 5)

Bề rộng của phần đường dành cho người đi bộ là 1500mm ,dải phân cách bằng vạch sơn là 250mm nên khi xe tải không vi phạm phần đường dành cho người đi bộ, phần hằng chịu tải trọng xe tải tác dụng lên là 1000mm

$$M_{LL} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 750^2 / 2 = -1046.3 \text{ (Nmm/mm)} = -1.046 \text{ KNm/m}$$

$$V_{LL} = -1.2 \times 3.1 \times 750 = -2790 \text{ N/mm} = -2.79 \text{ KN/m}$$



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

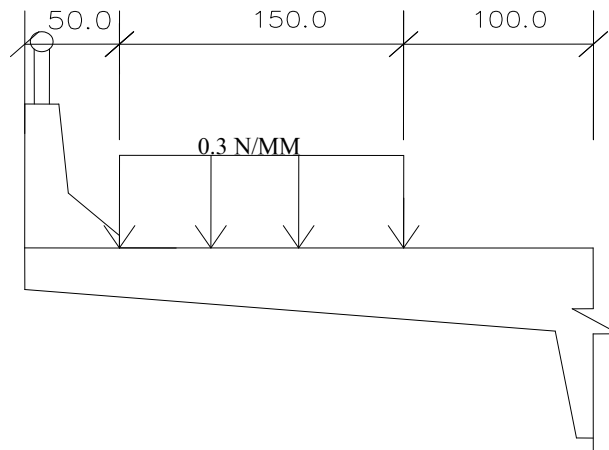
6. Do tải trọng ng- ời đi bộ (hình 6)

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

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

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

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



Hình 6: Hoạt tải ngời đi bộ

7. Tổ hợp nội lực theo trạng thái giới hạn.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i = \sum \eta_i [\gamma_{P1} DC_i + \gamma_{P2} DW + \gamma_L (LL + IM)]$$

η : Hệ số điều chỉnh tải trọng. Đối với tải trọng sử dụng các giá trị cực đại của hệ số tải trọng γ_i hệ số điều chỉnh tải trọng tính theo công thức :

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

η_D : Hệ số xét đến tính dẻo.

Cốt thép đ- ợc thiết kế đến chảy $\eta_D = 0,95$ [A1.3.3]

η_R : Bản liên tục $\eta_R = 0,95$ [A1.3.4]

η_I : Hệ số xét đến tầm quan trọng khai thác.

Cầu quan trọng $\eta_I = 1.05$

Do đó: $\eta = 0,95.0,95.1,05 = 0,95$

III.2.2.2 TÍNH TOÁN HIỆU ỨNG LỰC CHO NHỊP GIẢN ĐƠN

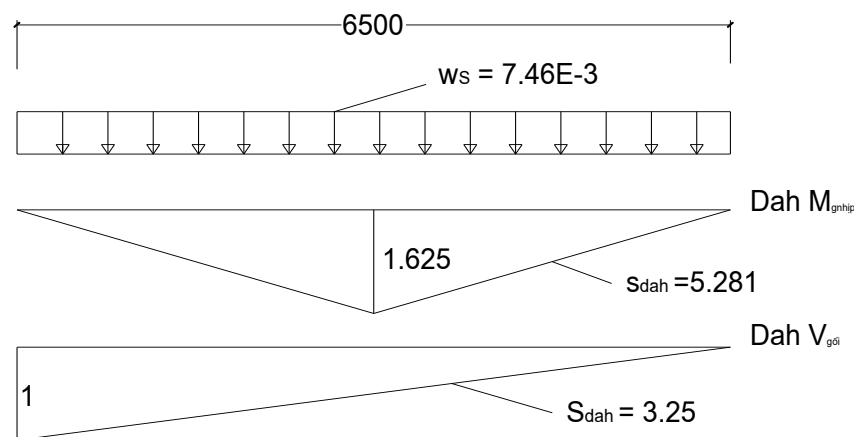
Ta tính mômen tại giữa nhịp và lực cắt tại gối của dầm giản đơn

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

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahM_{0,5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 13987 \text{ Nmm/m} = 13.987 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahV_{gối}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 3.25 \times 10^3 = 8.606 \text{ KN/m}$$

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:

$$2060000/6500 = 316.923 \text{ mm} \approx 0.315 \text{ m}$$

$$w_s = 2400 \times 9.81 \times 0.315 = 7416.36 \text{ N/m}^2 = 7.46 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$+ M_s = w_s(\text{Diện tích } DahM_{0,5}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 39396.26 \text{ Nmm/mm} = 39.396 \text{ KNm/m}$$

$$+ V_s = w_s(\text{Diện tích } DahV_{gối}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 3.25 \times 10^3 = 24.245 \text{ KN/m}$$

c. Do hoạt tải xe (LL)

Bề rộng dải t- ơng đ- ơng với mômen d- ơng: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6500 = 4235 \text{ mm}$

Bề rộng dải t- ơng đ- ơng với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6500 = 2845 \text{ mm}$

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

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

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

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

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

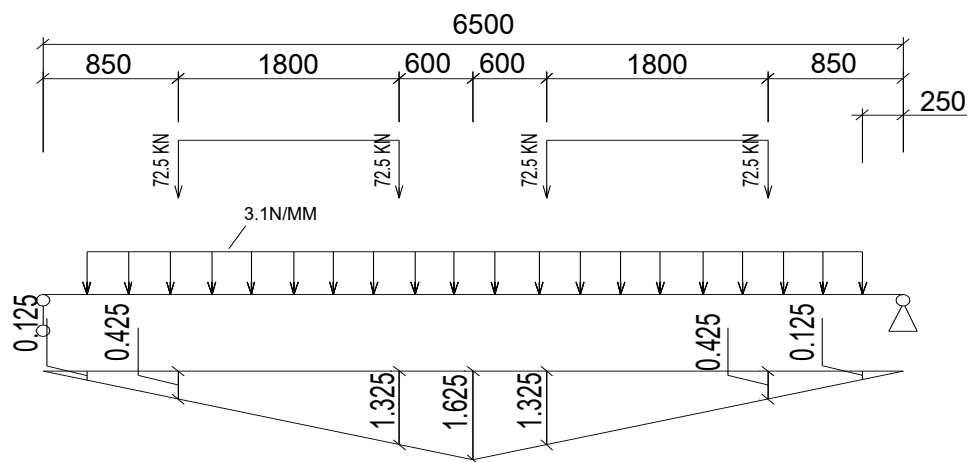
Trong đó

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

❖ *Tính toán Mômen:*

$$\sum y_i = 0.425 + 1.325 + 1.325 + 0.425 = 3.5$$

$$\omega_{Đah} = 5.25$$



Xếp hoạt tải lên d- ờng ảnh h- ưởng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i = \frac{72.5}{4235 \times 10^{-3}} \times 3.5 = 59.917 \text{ KNm/m (Hệ số làn xe } m=1)$$

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahmômen} = 3.1 \times 5.25 = 16.275 \text{ KN/m}$$

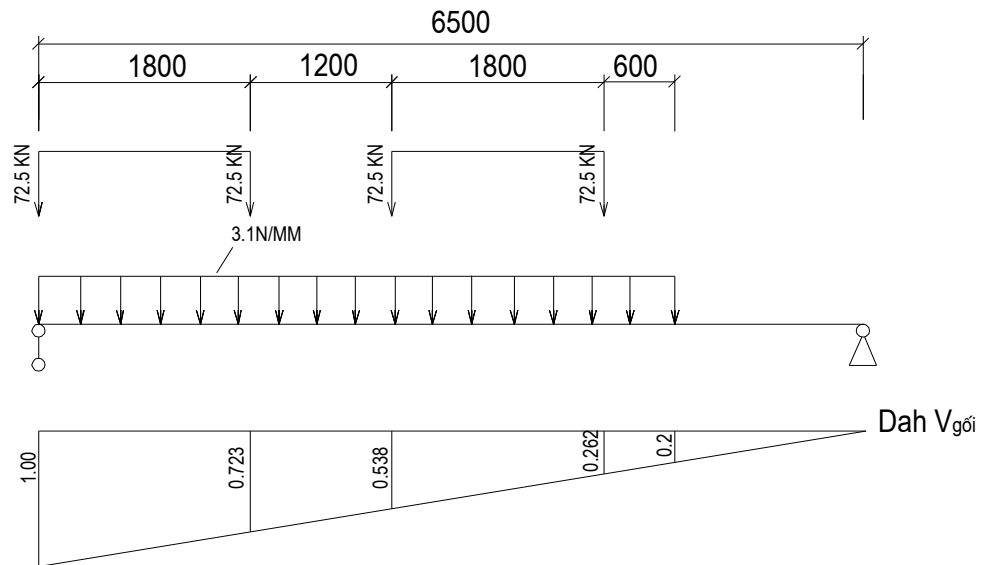
$$M_{LL+IM} = m(1.75 \times M_{Tr} + M_{Ln}) = 1 \times (1.75 \times 59.917 + 16.275) = 121.13 \text{ KNm/m}$$

❖ *Tính toán Lực cắt tại gối:*

$$\sum y_i = 1.0 + 0.723 + 0.538 + 0.262 = 2.523$$

$$\omega_{Dah}=3.228$$

Sơ đồ tính toán:



Xếp hoạt tải lên đồ ảnh hưởng lực cắt

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i = \frac{72.5}{2845 \times 10^{-3}} \times 2.523 = 64.294 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Dah \text{ lực cắt}} = 3.1 \times 3.228 = 10.006 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{LL+IM} = m(1.75 \times V_{Tr} + V_{Ln}) = 1 \times (1.75 \times 64.294 + 10.006) = 122.521 \text{ (KN/m)}$$

3. Tổ hợp nội lực

III.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

1. Bảng kết quả tính nội lực

Bảng tổng hợp nội lực

	M_{DC2} DC2	V_{DC2} DC2	M_{DC1} DC1	V_{DC1} DC1	M_{DW} DW	V_{DW} DW	M_{PL} PL	V_{PL} PL	M_{LL+IM} LL	V_{LL+IM} LL
Phần hằng	-16.102	-5.65	-39.73	-26.487	-8.52	-6.81	-4,414	-7.725	-1.046	-2.79
	-16.102	-5.65	-39.73	-26.487	-8.52	-6.81	0	0	-106.74	-82.475
Phần giữa	-	-	39.396	24.245	13.98 7	8.606	-	-	121.13	122.521

Đơn vị mômen là (KNm/m), lực cắt là (KN/m)

. 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

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

- 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 tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

Nội lực tính toán theo sơ đồ					Nội lực tính toán của bản			
	TTGHCĐI		TTGHSDI		TTGHCĐI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u
Ngàm	-282.8	-204.45	-171.09	-121.42	Tại gối: -197.96	-204.45	Tại gối: -119.76	-121.42
Nhịp giản đơn	219.75	209.34	174.51	155.372	Tại giữa nhịp: 109.875	209.34	Tại giữa nhịp: 87.25	122.15 5

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU

III.4.1 TÍNH TOÁN DIỆN TÍCH CỐT THÉP

- Ứng suất giới hạn cho cấp ứng suất tr-óc ở các TTGH (theo bảng 5.9.3.1-22TCN 272-05) với loại thép đã đ-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-óc khi đệm neo	$f_{py} = 0,90 f_{pu}$	1674
Ứng suất lúc kích	$f_{pj} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất lúc truyền	$f_{pt} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất sau toàn bộ mất mát	$f_{pc} = 0,80 f_{py}$	1339

Từ kết quả tính nội lực ở trên, ta có cặp mômen để thiết kế là:

- Mômen âm tại gối: $M^- = -197.96 \text{ KNm/m}$
- Mômen d-ơng tại giữa nhịp: $M^+ = 109.875 \text{ KNm/m}$

Các đặc tr-ng vật liệu thiết kế

- Cường độ chịu nén của bê tông qui định ở tuổi 28 ngày là $f'_c = 50 \text{ Mpa}$
- Cường độ bê tông khi căng cáp $0.9 f'_c$
- Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng 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- ơng: $z = 250 - 60 = 190 \text{ mm}$

Diện tích cốt thép UST đ- ọc 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: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{197.96 \cdot 10^6}{440 \cdot 1302} = 345.55 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d- ơng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{109.875 \cdot 10^6}{190 \cdot 1302} = 444.15 \text{ (mm}^2\text{)}$

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 4 tao $\phi 12.7$ diện tích mỗi tao là 98.7 mm^2

$$\rightarrow A_{1bó} = 4 \times 98.7 = 394.8 \text{ mm}^2$$

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u (Nmm/mm ²)	h mm	z mm	$0.7f_{pu}$ N/mm ²	$A_{1bó}$ mm ²	A_{ps} mm ²	$n_{tính}$	n chọn bó	$A_{ps \text{ Thực}}$ mm ²
Gối	197960	500	440	1302	394.8	345.55	0.87	2	789.6
Giữa nhịp	109875	250	190	1302	394.8	444.15	1.13	2	789.6

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

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

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

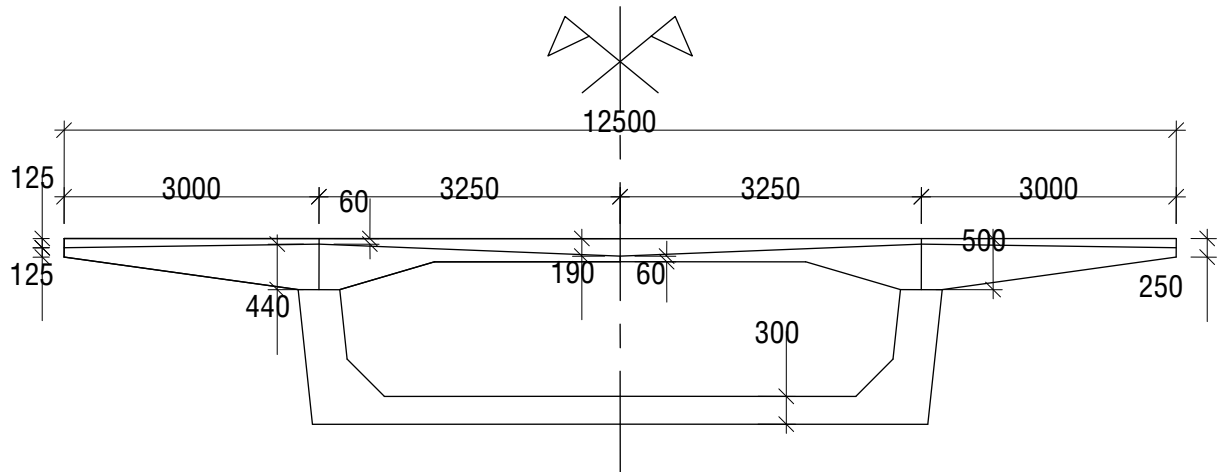
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

Các bó thép kéo sau của bản không đ-ợc đặt xa nhau, từ tim đến tim không quá 4 lần chiều 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 TR-ỚC



Hình 11: Đường đi của cáp ngang qua bản mặt cầu

Cáp - st của bản mặt cầu là cáp có một đầu neo cố định, căng một đầu. Trong đồ án này sẽ trình bày tính mất mát tại các tiết diện: gối 1 (là gối gần vị trí kích căng nhất), giữa nhịp, gối 2 (gối gần neo chết). Các bó thép trong 1m tính toán đặt tên là B1, B2.

Trong tính toán mất mát - st coi nh- bó cáp đ-ợc căng một lúc (không kể đến căng từng tào)

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 trũng 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:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2b-1)$$

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; $\mu = 0.25$
- 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	0.018	3000	0.00558	1488	7.245
Giữa nhịp	B1, B2	0.069	6000	0.01776	1488	22.919
Gối 2	B1, B2	0.122	9000	0.03034	1488	38.909

2. Mất mát do thiết bị neo

Công thức tính toán:

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

Trong đó:

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

- E_p : môđun đàn hồi của thép; $E_p = 197000 \text{ MPa}$
- L : chiều dài của bó cáp; $L = 12.35 \text{ m}$

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{12.35} \times 197000 = 95.71 \text{ MPa}$$

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)

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

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

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

- 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 (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng l-ợng bản thân của bản (Nmm)

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	39730000	190	500000	1.04E+10	946.77	-4.45	25.87	6.47
Giữa nhịp	B1, B2	37080000	65	250000	1.30E+09	934.39	-4.92	28.58	7.15

Gối 2	B1, B2	39730000	190	500000	1.04E+10	921.77	-4.32	25.08	6.27
-------	--------	----------	-----	--------	----------	--------	-------	-------	------

4. Mất mát do co ngót

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

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

(5.9.5.4.2-2)

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

5. Mất mát do từ biến của bê tông

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

Trong đó:

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

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

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

- 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 (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng l- ọng bản thân của bản(Nmm)
- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép - st do tải trọng th- ờng xuyên, trừ tải trọng tác động lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần đ- ợc tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt đ- ợc tính f_{cgp} (MPa)

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

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

Bảng tính mất mát do từ biến

iết diTện	Tên bó thép	M _g (Nmm)	e (mm)	A _g (mm ²)	I _g (mm ⁴)	-f _{cgp} (MPa)	M _{DC2} +M _D w Nmm	Δf _{cdp} (MPa)	Δf _{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	39730000	190	500000	1.04E+1 0	4.45	24622000	0.45	50.30
Giữa nhịp	B1,B2	37080000	65	250000	1.30E+0 9	4.92	12260000	0.61	54.75
Gối 2	B1,B2	39730000	190	500000	1.04E+1 0	4.32	24622000	0.45	48.66

6. Mất mát do trùng dao cốt thép

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

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (5.9.5.4.4c-2)$$

ở đây:

- 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	7.245	6.47	25	50.30	35.45
Giữa nhịp	B1,B2	22.919	7.15	25	54.75	33.69
Gối 2	B1,B2	38.909	6.27	25	48.66	32.73

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	95.71	7.245	6.47	25	50.30	35.45	220.17
Giữa nhịp	B1,B2	95.71	22.919	7.15	25	54.75	33.69	239.22
Gối 2	B1,B2	95.71	38.909	6.27	25	48.66	32.73	247.27

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 cáp - st:

$f_{pu} = 1860\text{Mpa}$, với loại tạo thép đã đợc khử ứng suất dđ 12.70, tạo 4 sợi

$$A_{ps} = 789.6\text{mm}^2, E_p = 197000 \text{ Mpa}$$

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302\text{Mpa}$
- C-ờng độ chảy qui định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674 \text{ Mpa}$
- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

- Giới hạn ứng suất cho bê tông:

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

$$f'_c = 50\text{Mpa}, \text{ sau 28 ngày}$$

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

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

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

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

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

$$\text{Giới hạn ứng suất kéo : } 0.5\sqrt{f'_c} = 3.535 \text{ Mpa}$$

1. Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

Công thức kiểm tra:

- Thớ chịu nén:

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

- Thớ chịu kéo:

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

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr-ớc 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 KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt t
Gối 1	500000	1.04E+10	190	3973000 0	250	250	941.660	-5.229	1.46	Đạt
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	65	3708000 0	125	125	928.749	-5.954	-1.47	Đạt
Gối 2	500000	1.04E+10	190	3973000 0	250	250	916.815	-5.066	1.39	Đạt

2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

- Thớ chịu nén:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M}{I} y_b \geq -0.45 f'_c = -22.5 \text{ Mpa}$$

- Thớ chịu kéo:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M}{I} y_t \leq 0.5 \sqrt{f'_c} = 3.535 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

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

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

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ 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 t
Gối 1	500000	1.04E+10	190	119760000	250	250	854.209	-2.73	-0.686	Đạt
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	65	65970000	125	125	839.171	-2.25	-4.455	Đạt
Gối 2	500000	1.04E+10	190	119760000	250	250	832.813	-2.59	-0.741	Đạt

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

III.5.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG 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 (mm²)
- 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)

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

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

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

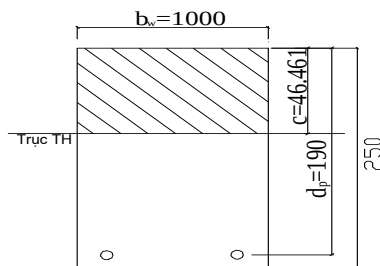
$$d_p = 440 \text{ mm tại gối}$$

$$d_p = 190 \text{ mm tại giữa bản}$$

- 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 :

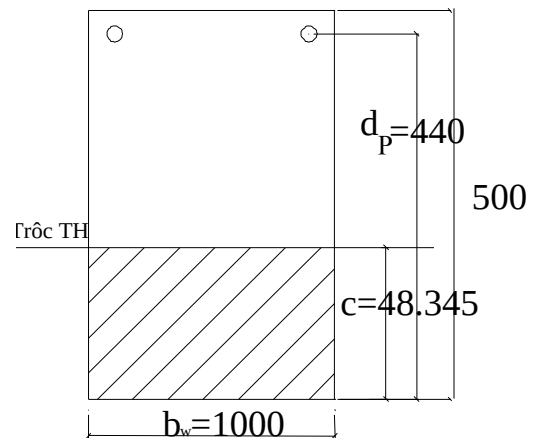
$$c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{440}} = 48.345$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{190}} = 46.461$$

- f'_c : Cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén ; $b_w = 1000 \text{ mm}$



Tại gối

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	33.496	789.6	1802.777	440	602.49	407.91	Đạt
Giữa bản	32.191	789.6	1732.6479	190	237.92	157.7	Đạt
Gối 2	33.496	789.6	1802.777	440	602.49	407.91	Đạt

2. Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép

2.1 L- ợng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

L- ợng cốt thép - st và không ứng suất tr- ớc phải đ- ợc giới hạn sao cho :

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

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

Kết quả kiểm tra hàm l- ợng thép tối đa

Tiết diện	d _e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	440	48.345	0.110	Đạt
Giữa nhịp	190	46.461	0.245	Đạt
Gối 2	440	48.345	0.110	Đạt

2.2 L- ợng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

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

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

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

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 thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

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

- f_{pc} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén trước có hiệu (Mpa)

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

- f_r : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông (Mpa)

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

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

- 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 (mm², mm⁴)

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất trước (mm²)

- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)

- ϕ : hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

- 1,33 lần momen tính toán cần thiết để tổ hợp tải trọng - cường độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u \quad (3.4.1.1)$$

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

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

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	M Nmm	c mm	y _t mm	y _b mm	f _{pc} Mpa	f _d Mpa	1.2M _{cr} kNm
Gối 1	500000	1.04E+10	39730000	190	250	250	-9.348	0.955	291.9651
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	37080000	65	125	125	-14.023	3.565	163.9076
Gối 2	500000	1.04E+10	39730000	190	250	250	-9.348	0.955	291.9651

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	$1.2M_{cr}$ kNm	$1.33M_u$ kNm	Duyệt
Gối 1	602.49	291.9651	542.52	Đạt
Giữa nhịp	237.92	163.9076	209.741	Đạt
Gối 2	602.49	291.9651	542.52	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 TTGHCĐ1
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

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

$$(5.8.3.3-2)$$

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 (mm^2)
- V_p : Thành phần lực ứng suất trượt có hiệu trên h-ống lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược 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)

$$M_u = 197.96 \text{ KNm}$$

$$V_u = 204.45 \text{ KN}$$

b.Xác định V_p

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

c.Xác định d_v và b_v

-Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v :

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

Ta có $d_p = 440 \text{ mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 48.345 = 33.493$$

$$\begin{cases} 0.9d_e = 0.9 \times 440 = 396 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 500 = 360 \text{ mm} \\ d_p - \frac{a}{2} = 440 - \frac{33.493}{2} = 423.25 \text{ mm} \end{cases}$$

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

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v :

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

d.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

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{204.45 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 423.25} = 0.537 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.537}{50} = 0.0107$$

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

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cầu kiện (m^2)
- M_u : Mô men tính toán (Nmm)
- N_u : Lực dọc trục tính toán (N)
- V_u : Lực cắt tính toán (N)
- E_s : Mô đun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Mô đun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

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

- f_{pc} : ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.

$$f_{pc} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1302 - 220.17 = 1081.83 \text{ MPa}$$

- 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 $\theta = 30^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{197.96 \cdot 10^6}{423.25} + 0,5 \cdot 204.45 \cdot 10^3 \cdot \cot g 30 - 789,6 \cdot 1081.83}{197000 \cdot 789,6} = -1.3 \text{ E-3}$$

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

e.Xác định V_c và V_s

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

$$V_c = 0,083 \times 6.6 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 423.25 = 1639471.9 \text{ N}$$

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

f.Tính sức kháng danh định của tiết diện

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 1639471.9 + 0 + 0 = 1639471.9 \text{ N} = 1639.47 \text{ KN} \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 423.25 + 0 = 5,291 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 1639.47 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1639.47 = 1475.5 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 204.45 \text{ KN} \leq \phi V_n$

4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ phải đ-ợc đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra tr-ớc các thay đổi nhiệt độ hàng ngày.

Diện tích cốt thép trong mỗi h-ớng không đ-ợc nhỏ hơn :

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

ở đây :

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

- f_y = C-ờng độ chảy qui định của thanh thép (Mpa)

+Tiết diện giữa nhịp

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

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

Chọn N_o16 @ 200 mm, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi ph-ơng trên 1 m dài là A_s = 2009.6 mm²/m

+Tại tiết diện gối

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

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