

VÍ DỤ TÍNH TOÁN CẦU BTCT DUL MẶT CẮT CHỮ T LẮP GHÉP

(THEO TIÊU CHUẨN 22TCN 272-05)

NHIỆM VỤ THIẾT KẾ

Thiết kế Cầu Bê tông Cốt thép DUL nhịp giản đơn theo các điều kiện sau:

- loại dầm : Dầm T kéo trước
- Chiều dài toàn dầm $L=25\text{m}$, kết cấu kéo trước
- Khổ cầu $K 8+2 \times 1,5\text{m}$
- Táo cáp DUL 15.2 mm
- Bê tông cấp : 40MPa
- Quy trình thiết kế : 22TCN — 272 —05 Bộ Giao thông vận tải
- Tải trọng thiết kế : HL93 , đoàn Người bộ hành

NỘI DUNG TÍNH TOÁN

1. CÁC LOẠI VẬT LIỆU

1.1. CỐT THÉP DUL

- Cường độ quy định của thép dự ứng lực $f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$.
- Giới hạn chảy của thép dự ứng lực $f_{py} = 0.9 f_{pu} = 1764 \text{ Mpa}$.
- Hệ số ma sát $\mu = 0.3$
- ứng suất trong thép khi kích $f_{pj} = 0.7 f_{pu} = 1302 \text{ Mpa}$.
- Môđun đàn hồi $E_t = 197000 \text{ Mpa}$.

1.2. VẬT LIỆU BÊTÔNG :

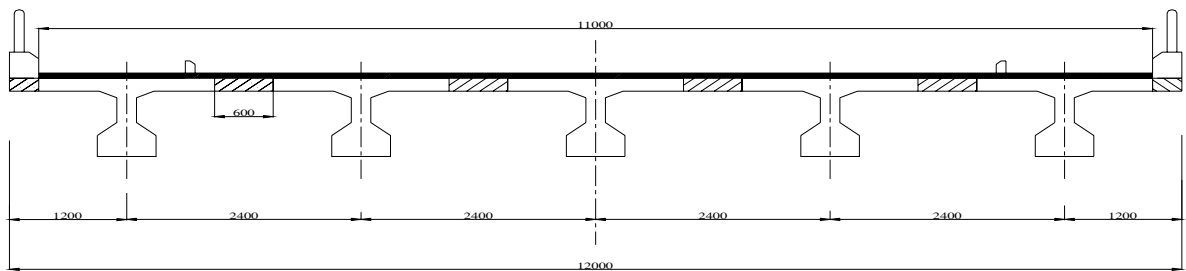
- Cường độ chịu nén của bê tông ở tuổi 28 ngày $f_c' = 40 \text{ Mpa}$.
- Cường độ chịu nén của bê tông khi tạo ứng suất trước $f_{ci}' = 0.9 f_c' = 36 \text{ Mpa}$.
- Mô đun đàn hồi của bê tông $E_c = 4800\sqrt{f_c'} = 30357.8 \text{ Mpa}$
- Cường độ chịu kéo khi uốn $f_r = 0,63\sqrt{f_c'} = 3.98 \text{ Mpa}$

2. BỐ TRÍ CHUNG MẶT CẮT NGANG CẦU

Tổng chiều dài toàn dầm là 25 m, để hai đầu dầm mỗi bên 0,3 m để kê gối. Như vậy chiều dài nhịp tính toán của nhịp cầu là 24,4 m.

Cầu gồm 5 dầm có mặt cắt chữ T chế tạo bằng bê tông có $f_c' = 40 \text{ MPa}$. Lớp phủ mặt cầu gồm có 2 lớp: lớp chống nước có chiều dày 0,4 cm,, lớp bê tông Asphalt trên cùng có chiều dày 7 cm. Lớp phủ được tạo độ dốc ngang bằng cách kê cao các gối cầu.

Bố trí chung mặt cắt ngang Cầu



Khoảng cách giữa các dầm chủ $S=2400 \text{ mm}$

2.1 CHỌN MẶT CẮT NGANG DẦM CHỦ.

Điều kiện chọn Mặt cắt (theo điều 5.14.1.2.2)

Chiều dày các phần không nhỏ hơn:

Bản cánh trên: 50mm

Sườn dầm , không kéo sau: 125mm

Sườn dầm , kéo sau: 165mm

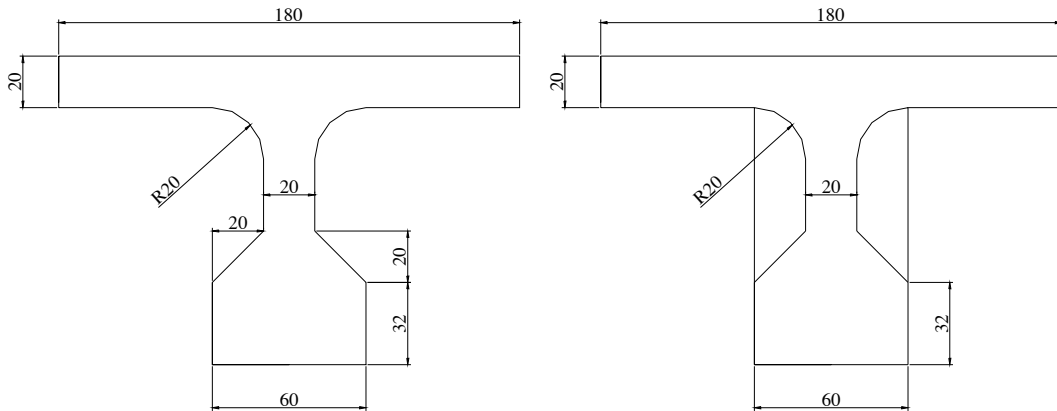
Bản cánh dưới: 125mm

2.1.1. CHỌN SƠ BỘ DẦM CHỦ CÓ MẶT CẮT HÌNH CHỮ T VỚI CÁC KÍCH THƯỚC SAU:

Chiều dày bản	$t_s =$	20	cm
Chiều cao dầm	H	120	cm
Chiều rộng bầu	b_b	60	cm
Chiều cao bầu	$h_b =$	32	cm
Chiều dày bụng	$b_w =$	20	cm
Chiều rộng bản cánh	b_1	180	cm
rộng vát cánh		20	cm
Cao vát cánh		10	cm

Bán kính cong	Rc	20	cm
Chiều Rộng vút bầu		20	cm
Chiều cao vút bầu		20	cm
Phần hằng		120	cm

Các kích thước khác như hình vẽ:



Mặt cắt dầm chủ

Mặt cắt tại gối (Mở rộng sườn dầm)

2.1.2. KIỂM TRA ĐIỀU KIỆN VỀ CHIỀU CAO KẾT CẤU NHỊP TỐI THIỂU (ĐIỀU 2.5.2.6.3-1)

Yêu cầu $h_{\min} = 0,045L$ trong đó

L: Chiều dài nhịp tính toán $L = 24400 \text{ mm}$

h_{\min} : chiều cao tối thiểu của kết cấu nhịp kể cả bản mặt cầu,

$$h_{\min} = 1200 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 0,045L = 0,045 \cdot 20400 = 1098 \text{ mm} < h_{\min} \text{ Thỏa mãn}$$

2.1.3. XÁC ĐỊNH CHIỀU RỘNG BẢN CÁNH HỮU HIỆU (ĐIỀU 4.6.2.6)

2.1.3.1 Đối với dầm giữa

Bề rộng bản cánh hữu hiệu có thể lấy giá trị nhỏ nhất của

$$+ 1/4 \text{ chiều dài nhịp} = \frac{24400}{4} = 6100 \text{ mm}$$

+ 12 lần độ dày trung bình của bản cộng với số lớn nhất của bề dày bản bụng dầm hoặc 1/2 bề rộng bản cánh trên của dầm

$$= 12 \cdot 200 + \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \\ 1800 / 2 \end{array} \right\} = 3300 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách trung bình giữa các dầm kề nhau (= 2400)

→ $b_i=2400\text{mm}$

2.1.3.2 Đối với dầm biên

Bề rộng cánh dầm hữu hiệu có thể được lấy bằng 1/2 bề rộng hữu hiệu của dầm kê trong (=2400/2=1200) cộng trị số nhỏ nhất của

$$+ 1/8 \text{ chiều dài nhịp hữu hiệu} = \frac{24400}{8} = 3050$$

+ 6 lần chiều dày trung bình của bản cộng với số lớn hơn giữa 1/2 độ dày bản bụng hoặc 1/4 bề dày bản cánh trên của dầm chính

$$= 6.200 + \max \begin{cases} 200 / 2 \\ 1800 / 4 \end{cases} = 1650 \text{ mm}$$

+ Bề rộng phân hằng = 1200 mm

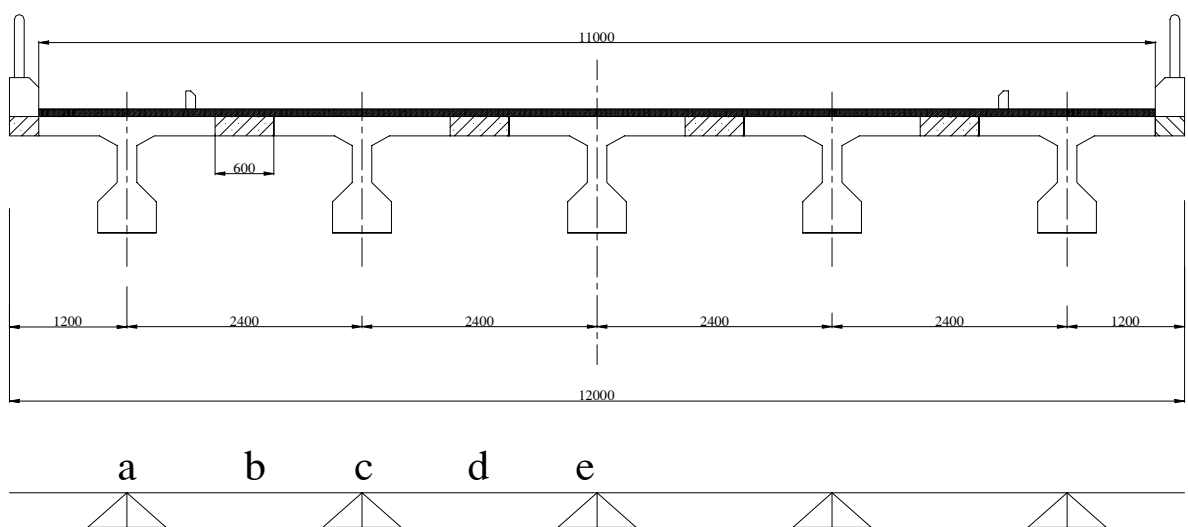
→ $b_e = 1200 + 1200 = 2400 \text{ mm}$

Kết luận: Bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu

Bảng 3

Dầm giữa (b_i)	2400 mm
Dầm biên (b_e)	2400 mm

3. TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU



3.1 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC BẢN MẶT CẦU

Áp dụng phương pháp tính toán gần đúng theo Điều 4.6.2 (22TCN 272-05).

Mặt cầu có thể phân tích như một dầm liên tục trên các dầm

3.2 XÁC ĐỊNH NỘI LỰC BẢN MẶT CẦU DO TĨNH TẢI

Sơ đồ tính và vị trí tính nội lực

Theo Điều 4.6.2.1 : Khi áp dụng theo phương pháp giải phải lấy mô men dương cực trị để đặt tải cho tất cả các vùng có mô men dương, tương tự đối với mô men âm do đó ta chỉ cần xác định nội lực lớn nhất của sơ đồ. Trong dầm liên tục nội lực lớn nhất tại gối và giữa nhịp. Do sơ đồ tính là dầm liên tục 3 nhịp đối xứng, vị trí tính toán nội lực là: a, b, c, d, e như hình vẽ.

Theo Điều 4.6.2.1.6: “Các dải phải được coi như các dầm liên tục hoặc dầm giản đơn. chiều dài nhịp phải được lấy bằng khoảng cách tâm đến tâm giữa các cấu kiện đỡ. Nhằm xác định hiệu ứng lực trong các dải , các cấu kiện đỡ phải được giả thiết là cứng vô hạn .

Các tải trọng bánh xe có thể được mô hình hoá như tải trọng tập trung hoặc như tải trọng vệt mà chiều dài dọc theo nhịp sẽ là chiều dài của diện tích tiếp xúc được chỉ trong điều 3.6.1.2.5 cộng với chiều cao của bản mặt cầu.” . Trong bản tính này coi các tải trọng bánh xe như tải trọng tập trung.

Xác định nội lực do tĩnh tải

Tỷ trọng của các cấu kiện lấy theo Bảng 3.5.1.1 của Tiêu chuẩn

Tĩnh tải tác dụng lên bản mặt cầu gồm các tĩnh tải rải đều do TTBT của bản mặt cầu, TTBT của lớp phủ, lực tập trung do lan can tác dụng lên phần hẫng.

Đối với tĩnh tải, ta tính cho 1 mét dài bản mặt cầu

Bản mặt cầu dày 200mm, tĩnh tải rải đều do TTBT bản mặt cầu:

$$g_{DC(bmc)}=200.1800.24.10^{-6}=8,64 \text{ KN/m}$$

Thiết kế lớp phủ dày 74mm, tĩnh tải rải đều do TTBT lớp phủ:

$$g_{DW}=74.2250.10^{-4}=1,665 \text{ KN/m}$$

Tải trọng do lan can cho phần hẫng: Thực chất lực tập trung quy đổi của lan can không đặt ở mép bản mặt cầu nhưng để đơn giản tính toán và thiên về an toàn ta coi đặt ở mép.

$$P_{DC(Lan can)}=4,564 \text{ KN /m}$$

+ Để tính nội lực cho các mặt cắt b, c, d, e ta vẽ đường ảnh hưởng của các mặt cắt rồi xếp tải lên đường ảnh hưởng. Do sơ đồ tính toán bản mặt cầu là hệ siêu tĩnh bậc cao nên ta sẽ dùng chương trình Sap2000 để vẽ và tính toán.

+ Công thức xác định nội lực tính toán:

$$M_U = \eta (\gamma_p \cdot M_{DC1} + \gamma_p M_{DC2} + \gamma_p M_{DW})$$

η : Hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư, và sự quan trọng trong khai thác xác định theo Điều 1.3.2

$$\eta = \eta_i \eta_D \eta_R \geq 0.95$$

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 0.95$ (theo Điều 1.3.3)

Hệ số liên quan đến tính dư $\eta_R = 0.95$ (theo Điều 1.3.4)

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác $\eta_i = 1.05$ (theo Điều 1.3.5)

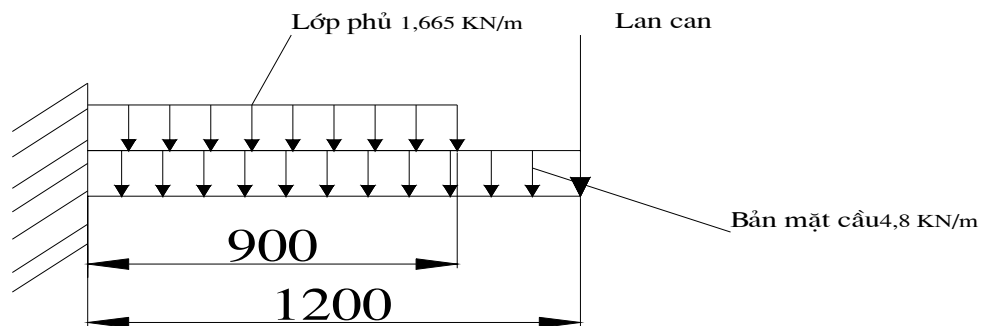
$$\eta = 0.95$$

γ_p : Hệ số tính tải (22TCN 272-05, Bảng 3.4.1-2)

Loại tải trọng	TTGH Cường độ1	TTGH Sử dụng
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25/0,9	1
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,5/0,65	1

3.2.1 NỘI LỰC MẶT CẮT A

Mômen tại mặt cắt a là mômen phân hằng. Sơ đồ tính dạng công xon chịu uốn



$$M_a = \eta \left[\gamma_p \cdot \frac{g_{DC(bmc)} \cdot 1200 \cdot 1200}{2 \cdot 10^6} + \gamma_p \cdot \frac{g_{DW} \cdot 900 \cdot 900 \cdot 1,5}{2 \cdot 10^6} + \gamma_p \cdot g_{DC(lan can)} \cdot 1200 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \right]$$

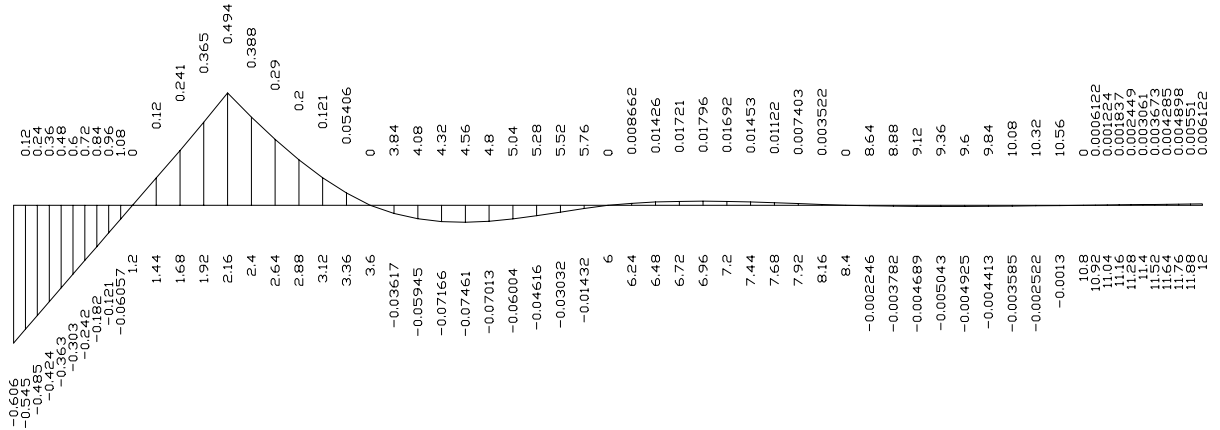
Trong THGH Cường độ1

$$M_a = -0,95 \cdot \left[\frac{4,8 \cdot 1200 \cdot 1200 \cdot 1,25}{2 \cdot 10^6} + \frac{1,665 \cdot 900 \cdot 900 \cdot 1,5}{2 \cdot 10^6} + 4,664 \cdot 1200 \cdot 1,25 \cdot 10^{-3} \right] = -11,711 \text{ KNm}$$

Trong THGH Sử dụng

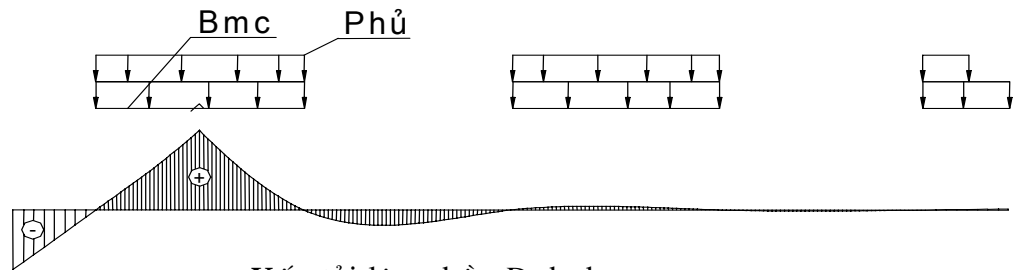
$$M_a = -0,95 \cdot \left[\frac{4,8 \cdot 1200 \cdot 1200 \cdot 1}{2 \cdot 10^6} + \frac{1,665 \cdot 900 \cdot 900 \cdot 1}{2 \cdot 10^6} + 4,664 \cdot 1200 \cdot 1 \cdot 10^{-3} \right] = -9,24 \text{ KNm}$$

3.2.2 NỘI LỰC MẶT CẮT B

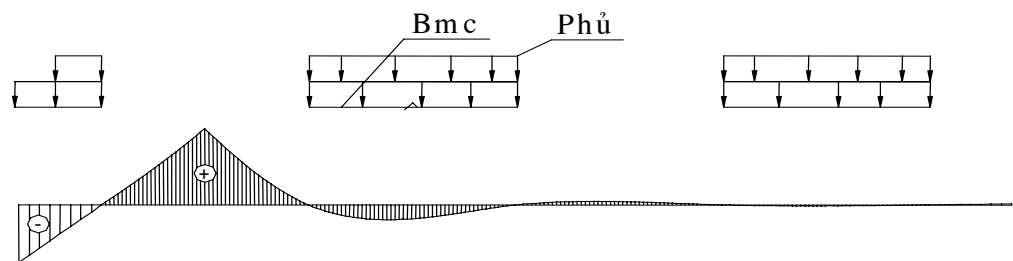


Đường ảnh hưởng tại mặt cắt b

Để tạo ra ứng lực lớn nhất tĩnh tải, trên phần Đah dương ta xếp tĩnh tải với hệ số lớn hơn 1, trên phần Đah âm ta xếp tĩnh tải với hệ số nhỏ hơn 1. Cụ thể xếp như sau:



Xếp tải lên phần Đah dương



Xếp tải lên phần Đah âm

$$M_U = \eta (\gamma_p \cdot M_{DC1} + \gamma_p M_{DC2} + \gamma_p M_{DW})$$

Trên phần Đah dương:

Với bản mặt cầu lấy hệ số $\gamma_p = 1,25$ trong THGH Cường đo 1, bằng 1 trong THGH SD

Với lớp phủ lấy hệ số $\gamma_p = 1,5$ trong THGH Cường đo 1, bằng 1 trong THGH SD

Trên phần Đah âm:

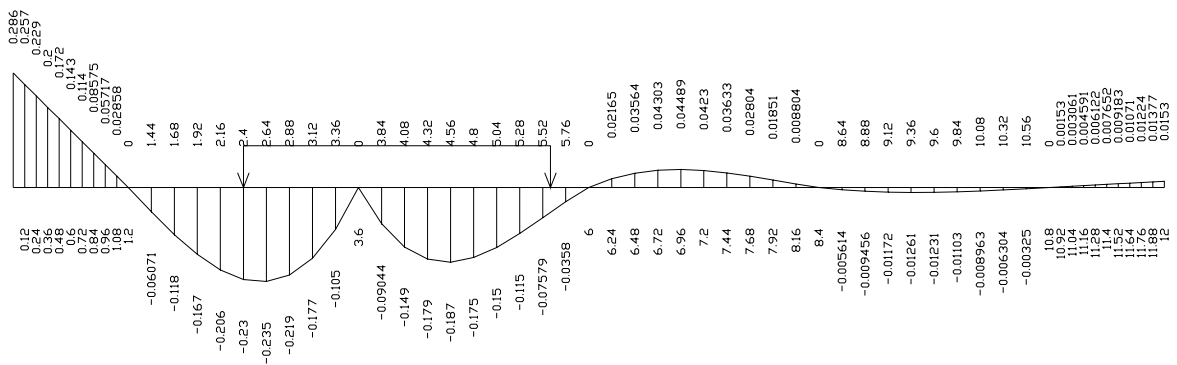
Với bản mặt cầu lấy hệ số $\gamma_p = 0,9$ trong THGH Cường độ 1, $\gamma_p = 1$ trong THGH Sử dụng. Với lớp phủ lấy hệ số $\gamma_p = 0,65$ trong THGH Cường độ 1, bằng 1 trong THGH Sử dụng

Sau khi giải sơ đồ bằng Sap2000 kết quả mô men M_b trong bảng dưới đây

Bảng 3.2.2

Phần Đah	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Dương	3,621	1,484	2,880	0,992
Âm	-0,441	-0,222	-1,526	-0,334
Σ	1,992	1,2243	1,2334	0,3658
Tổng nội lực	3,1075		1,92435	

3.2.3 NỘI LỰC MẶT CẮT MC



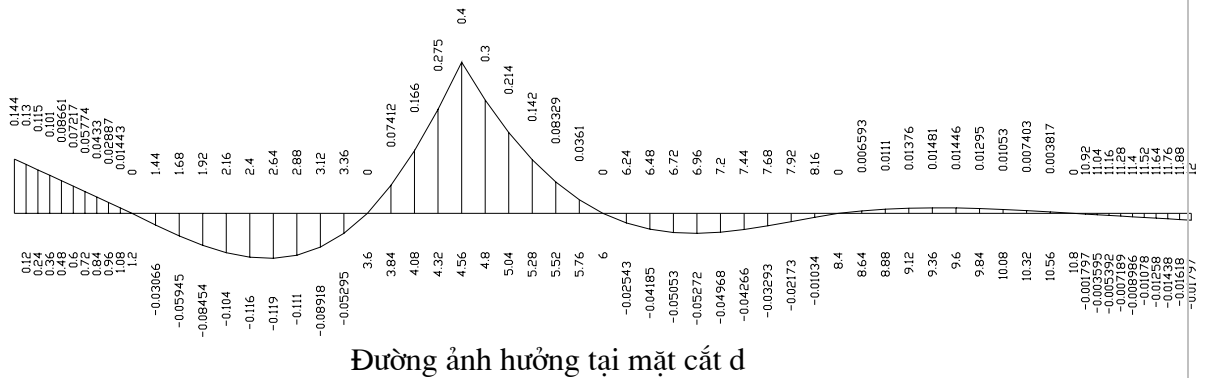
Đường ảnh hưởng tại mặt cắt c

Làm tương tự như trên , ta có bảng kết quả sau:

Bảng 3.2.3

Phần Đah	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Âm	-4,123	-1,1813	-3,329	-1,16
Dương	0,613	0,2035	0,913	0,1742
Σ	-3,35	-1,5276	-2,4223	-0,990
Tổng nội lực	-4,8772		-3,4212	

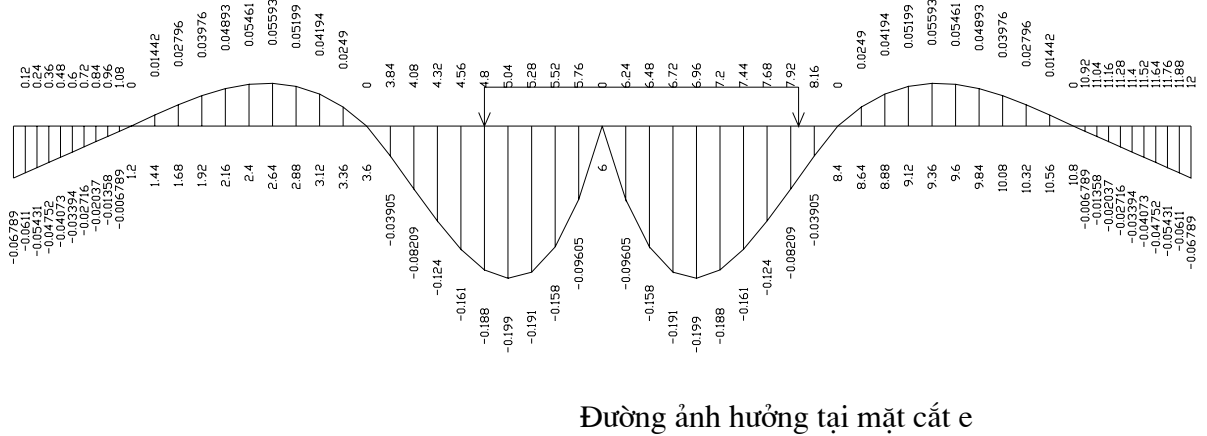
3.2.4 NỘI LỰC MẶT CẮT MD



Bảng 3.2.4

Phần Đah	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Dương	3,137	1,5014	2,5101	0,853
Âm	-1,20	-0,2901	-1,3253	-0,443
Σ	1,95	0,923	1,1823	0,4012
Tổng nội lực	2,8723		1,5864	

3.2.5 NỘI LỰC MẶT CẮT E



Bảng 3.2.5

Phần Đah	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Âm	-4,056	-1,5902	-3,2451	-1,0625
Dương	0,7823	0,2007	0,8722	0,3235
Σ	-3,2703	-1,4025	-2,3725	-0,7812

Tổng nội lực	-4,3724	-3,1452
--------------	---------	---------

3.3 XÁC ĐỊNH NỘI DO HOẠT TẢI VÀ NGƯỜI ĐI BỘ

Tải trọng thiết kế dùng cho bản mặt cầu và quy tắc xếp tải

Áp dụng quy định của Điều 3.6.1.3.3 (22TCN 272-05) :

Do nhịp của bản $S=2400 < 4600\text{mm}$ phải được thiết kế theo các bánh xe của trục 145KN.

Xe tải thiết kế hoặc xe hai bánh thiết kế phải bố trí trên chiều ngang sao cho tim của bất kỳ tải trọng bánh xe nào cũng không gần hơn (điều 3.6.1.3.1) :

+ 300mm tính từ mép đá vữa hay lan can: Khi thiết kế bản mút thừa

+ 600mm tính từ mép làn xe thiết kế: Khi thiết kế các bộ phận khác

Do cầu không có dải phân cách xe thiết kế có thể đi vào phần bộ hành

Khi xếp xe lên đường ảnh hưởng sao cho gây ra hiệu ứng lực cực hạn cả âm và dương

Bề rộng dải tương đương :áp dụng Điều 4.6.2.1.3

Mô men dương M^+ : $SW = 660 + 0,55S = 660 + 0,55 \cdot 2400 = 1980 \text{ mm}$

Mô men âm M^- : $SW = 1220 + 0,25S = 1220 + 0,25 \cdot 2400 = 1820 \text{ mm}$

Phần hẫng : $SW = 1140 + 0,833X$

$$X = 1000 - 500 - 200 = 300\text{mm}$$

$$\rightarrow SW = 1140 + 0,833 \cdot 200 = 1389,9 \text{ mm}$$

Trong đó

X = Khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa (mm), $X=300 \text{ mm}$

S = Khoảng cách của trục cấu kiện đỡ

SW = Bề rộng dải tương đương

P = Tải trọng trục xe (N)

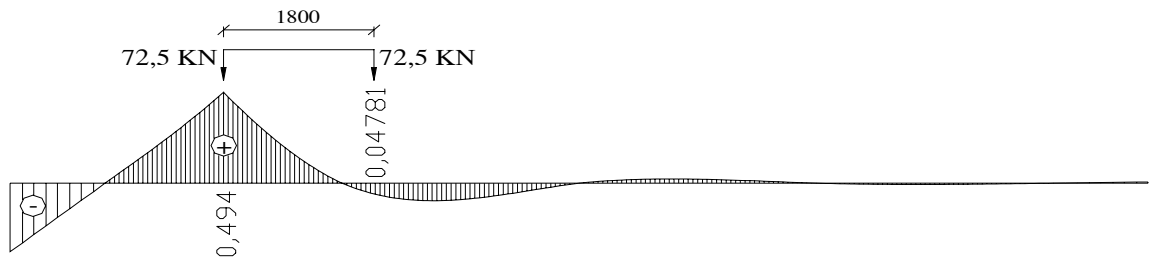
Tải trọng bộ hành

Theo Điều 3.6.1.5 lấy tải trọng người đi bộ $3 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$ và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế.

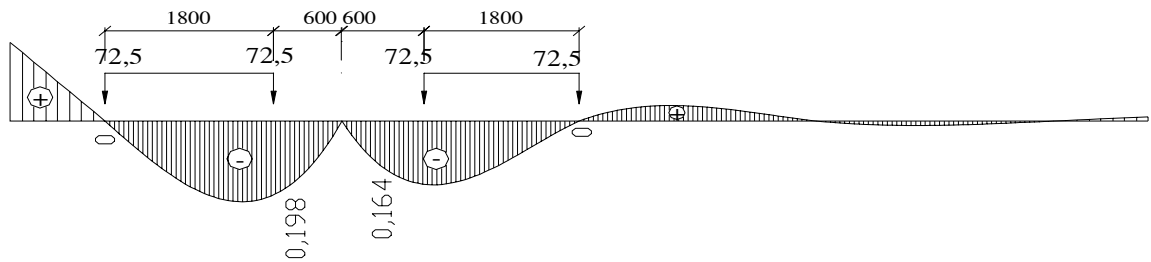
3.3.1 NỘI LỰC DO XE TẢI HL-93

Do xe tải và Xe 2 trục có khoảng cách 2 trục theo chiều ngang cầu như nhau(1800mm) nhưng xe tải HL-93 có trục sau(145 KN) nặng hơn Xe 2 trục (110 KN) nên ta chỉ tính nội lực trong bản mặt cầu do Xe tải HL-93.

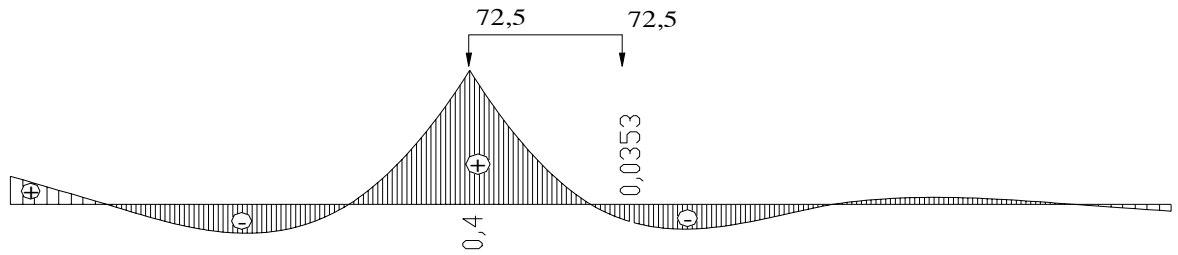
Vẽ Đường ảnh hưởng và xếp tải



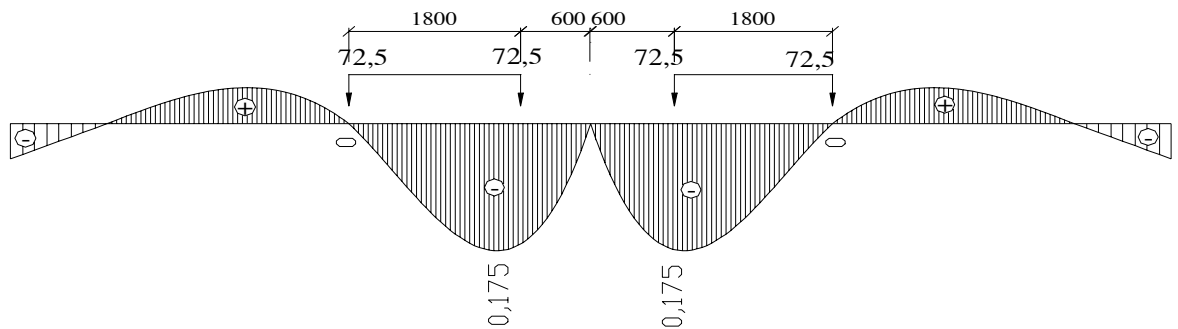
Xếp xe Truck Load lên Đường ảnh hưởng Mb



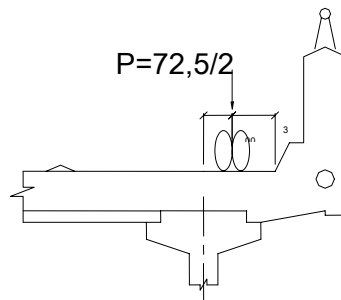
Xếp xe Truck Load lên Đường ảnh hưởng Mc



Xếp xe Truck Load lên Đường ảnh hưởng Md



Xếp xe Truck Load lên Đường ảnh hưởng Me



Sơ đồ tính mômen phân hẫng của bản mặt cầu

+ Công thức xác định mômen trong THGH Cường độ 1 cho 1 mét dài bản mặt cầu:

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^{+} = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot \sum y_i}{SW^{+}} = 0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot \sum y_i}{1,98}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^{-} = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot \sum y_i}{SW^{-}} = 0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot \sum y_i}{1,82}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^{\text{hẫng}} = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot x}{2 \cdot SW^{+}} = 0,95 \frac{1,75 \cdot 1,2 \cdot 72,5 \cdot x}{2 \cdot 1,3899}$$

Trong đó $\gamma=1,75$ (Xem phần 7), $\eta=0,95$

y_i : Tung độ đường ảnh hưởng

$$M_a = -0,95 \frac{1,75.72,5.1,2.0.3}{2.1,3066} = -15,609 \text{ KNm}$$

$$M_b = 0,95 \frac{1,75.72,5.1,2.(0,494 - 0,04781)}{1,98} = 32,59384 \text{ KNm}$$

$$M_c = -0,95 \frac{1,75.72,5.1,2.(0 + 0,198 + 0,164 + 0)}{1,82} = -28,7686 \text{ KNm}$$

$$M_d = 0,95 \frac{1,75.72,5.1,2.(0,4 - 0,0353)}{1,98} = 26,64106 \text{ KNm}$$

$$M_e = -0,95 \frac{1,75.72,5.1,2.(0 + 0,175 + 0,175 + 0)}{1,82} = -27,5765 \text{ KNm}$$

Bảng kết quả mômen tại các mặt cắt do Xe tải HL-93

Bảng 3.3.1-a

Mặt cắt	Trạng thái giới hạn cường độ 1				
	a	b	c	d	e
Giá trị(KNm)	-15,609	32,59384	-28,7686	26,64106	-27,5765

+ Công thức xác định mômen trong THGH Sử dụng cho 1 mét dài bản mặt cầu:

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^+ = \eta \frac{\gamma.(P_i + IM). \sum y_i}{SW^+} = 0,95 \frac{1,72,5.1,2. \sum y_i}{1,98}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^- = \eta \frac{\gamma.(P_i + IM). \sum y_i}{SW^-} = 0,95 \frac{1,72,5.1,2. \sum y_i}{1,82}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^{\text{hàng}} = \eta \frac{\gamma.(P_i + IM).x}{2.SW^+} = 0,95 \frac{1,1,2.72,5.x}{2.1,3899}$$

Trong đó $\gamma=1$ (Bảng A3.4.1-2), $\eta=0,95$, y_i : tung độ đường ảnh hưởng

$$M_a = -0,95 \frac{1,72,5.1,2.0.3}{2.1,3899} = -8,91971 \text{ KNm}$$

$$M_b = 0,95 \frac{1,72,5.1,2.(0,494 - 0,04781)}{1,98} = 18,62505 \text{ KNm}$$

$$M_c = -0,95 \frac{1,72,5.1,2.(0 + 0,198 + 0,164 + 0)}{1,82} = -16,4392 \text{ KNm}$$

$$M_d = 0,95 \frac{1.72,5.1,2.(0,4 - 0,0353)}{1,98} = 15.22346 \text{ KNm}$$

$$M_c = -0,95 \frac{1.72,5.1,2.(0 + 0,175 + 0,175 + 0)}{1,82} = -15.758 \text{ KNm}$$

Bảng kết quả mômen tại các mặt cắt do Xe tải HL-93

Bảng 3.3.1-b

Mặt cắt	Trạng thái giới hạn sử dụng				
	a	b	c	d	e
Giá trị(KNm)	-8.91971	18.62505	-16.4392	15.22346	-15.758

3.3.2 NỘI LỰC DO TẢI TRỌNG NGƯỜI ĐI BỘ

Xếp tải trọng người lên Đah các mặt cắt a, b, c, d, e ta có bảng kết quả sau

Bảng 3.3.2

THGH	Mặt cắt				
	a	b	c	d	e
Cường độ1	-0,97	1,15	-0,73	0,191	-0,332
Sử dụng	-0,55	0,632	-0,412	0,107	-0,183

Tổ nội lực do các tải trọng cho bản mặt cầu dưới bảng sau:

Bảng 3-a

THGH	Mặt cắt				
	a	b	c	d	e
Cường độ1	-28,29	36.85134	-34,3758	29,70436	-32,2809
Sử dụng	-18,1597	21,1814	-20,274	16,91686	-19,0862

Vậy nội lực để thiết kết bản mặt cầu là:

Bảng 3-b

Mômen	Dương	Âm	Hằng
Cường độ1	36.85134	-34,3758	-28,29
Sử dụng	21,1814	-20,274	-18,1597

3.4 VẬT LIỆU THIẾT KẾ CHO BẢN MẶT CẦU

+ Bê tông bản mặt cầu

$f_c = 40 \text{ Mpa}$ Cường độ nén quy định ở tuổi ở tuổi 28 ngày

$$E_c = 33994,48 \text{ MPa}$$

+ Cốt thép

$$f_y = 420 \text{ Mpa}$$
 Giới hạn chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

3.5 TÍNH TOÁN CỐT THÉP CHIU LỰC

+ Lớp bảo vệ

Theo Bảng 5.12.3-1 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-05

Mép trên bản : $a = 60 \text{ mm}$ vì bản chịu mài mòn của vấu lớp xe

Mép dưới bản : $a = 25 \text{ mm}$

+ Sức kháng uốn của Bản

$$M_r = \phi M_n$$

ϕ : Hệ số sức kháng quy định theo Điều 5.5.4.2.1 $\phi = 0.9$ Đối với trạng thái giới hạn cường độ 1 (Cho BTCT thường)

M_r : Sức kháng uốn tính toán

M_n : sức kháng uốn dạng định

Đối với cấu kiện chịu uốn khi sự phân bố ứng suất gần đúng theo hình chữ nhật như quy định của Điều 5.7.2.2 thì M_n xác định Điều 5.7.3.2.3

$$M_n = a_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_r \left(\frac{a}{2} - \frac{h_r}{2} \right)$$

Vì không có cốt thép ứng suất trước, $b = b_w$ và coi $A'_s = 0$

$$\rightarrow M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Trong đó

A_s = Diện tích cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm^2)

f_y = Giới hạn chảy quy định của cốt thép (Mpa).

d_s = Khoảng cách tải trọng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm)

- A'_s = Diện tích cốt thép chịu nén (mm^2)
 f_y = Giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu nén (Mpa).
 d'_p = Khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén (mm)
 f'_c = Cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)
 b = Bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm)
 b_w = Chiều dày của bản bụng hoặc mặt cắt tròn (mm)
 β_1 = Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong điều 5.7.2.2
 h_1 = Chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T(mm)
 a = $c\beta_1$; chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm)(theo Điều 5.7.2.2)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_w} \beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Theo trạng thái giới hạn cường độ I Cốt thép phải bố trí sao cho mặt cắt đủ khả năng chịu lực

3.5.1 BỐ TRÍ CỐT THÉP CHỊU MÔMEN ÂM CỦA BẢN MẶT CẦU(CHO 1 MÉT DÀI BMC) VÀ KIỂM TOÁN THEO THGH CƯỜNG ĐỘ 1.

- + Không xét đến cốt thép chịu nén (sẽ bố trí cho mômen dương của bản mặt cầu)
- + Mômen tính toán cho mômen âm của bản mặt cầu

$$M_u = 34,3758 \text{ KNm (Xem bảng 4-b)}$$

- + Ta chọn trước số thanh rồi kiểm toán cường độ
- + Bố trí 6 thanh cốt thép $\phi 16$

$$\Rightarrow \text{Diện tích cốt thép } A_s = 6 \cdot \frac{3,1416 \cdot 16^2}{4} = 1206,3744 \text{ mm}^2$$

$$d_p = t_s - 60 - \frac{d_0}{2} = 200 - 60 - \frac{16}{2} = 132 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - (12/7)0.05 = 0.764 > 0.65 \text{ thỏa mãn theo Điều 5.7.2.2}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_f} = \frac{1206,374 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 2400} = 18,2796 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 18,2796 = 13,966 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 1206,374 \cdot 420 \cdot \left(132 - \frac{11,638}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 63,343$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 63,343 = 57,009 \text{ KNm} > M_u = 34,3758 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về cường độ.

+ Kiểm tra lượng cốt thép tối đa (Điều 5.7.3.3.1)

Phải thoả mãn điều kiện $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

$$d_e = d_p = 132 \text{ mm (Do coi } A_{ps} = 0 \text{ (A5.7.3.3.1-2))}$$

c: khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục TH, $c = 18,2796$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{18,2796}{132} = 0,1385 < 0,42 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Lượng cốt thép tối thiểu

Phải thoả mãn $\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$

Trong đó ρ_{\min} = tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên.

$$\rho_{\min} = \frac{1206,374}{1800 \cdot 200} = 0,00335$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{420} = 0,03 \cdot 0,095 = 0,00285$$

$$\rightarrow \rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về hàm lượng thép tối thiểu

Cự ly tối đa giữa các thanh cốt thép

Theo Điều 5.10.3.2 Trong bản cự ly giữa các cốt thép không được vượt quá 1,5 chiều dày cấu kiện hoặc 450mm

$$S_{\max} \leq 1,5 \cdot 200 = 250 \text{ (mm)}$$

3.5.2 BỐ TRÍ CỐT THÉP DƯỠNG CHO BẢN MẶT CẦU(CHO 1 MÉT DÀI BMC) VÀ KIỂM TOÁN THEO THGH CƯỜNG ĐỘ 1.

+ Không xét đến cốt thép chịu nén (bố trí cho mômen âm của bản mặt cầu)

+ Mômen tính toán cho mômen dương của bản mặt cầu

$$M_u = 36,85134 \text{ KNm (Xem bảng 4-b)}$$

+ Ta chọn trước số thanh rồi kiểm toán cường độ

+ Bố trí 5 thanh cốt thép $\phi 14$

$$\Rightarrow \text{Diện tích cốt thép } A_s = 5 \cdot \frac{3,1416 \cdot 14^2}{4} = 769,69 \text{ mm}^2$$

$$d_p = t_s - 25 - \frac{d_0}{2} = 200 - 25 - \frac{14}{2} = 168 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (12/7)0,05 = 0,764 > 0,65$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85 f_c' \beta_1 b_f} = \frac{769,69 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 2250} = 12,44 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 12,44 = 9,50416 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 769,69 \cdot 420 \cdot \left(168 - \frac{9,50416}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 52,773 \text{ KNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 52,773 = 47,495 \text{ KNm} > M_u = 36,85134 \text{ **Thoả mãn**}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về cường độ.

+ Kiểm tra lượng cốt thép tối đa (Điều 5.7.3.3.1)

Phải thoả mãn điều kiện $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

$$d_e = d_p = 168 \text{ mm (Do coi } A_{ps} = 0 \text{ (Điều 5.7.3.3.1-2))}$$

c: khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục TH, $c = 9,952$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{12,44}{168} = 0,074 < 0,42 \text{ **Thoả mãn**}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Lượng cốt thép tối thiểu

$$\text{Phải thoả mãn } \rho_{\min} \geq 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Trong đó ρ_{\min} = tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên.

$$\rho_{\min} = \frac{769.69}{1800 * 200} = 0.0029$$

$$0.03 \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \frac{40}{420} = 0.03 * 0.095 = 0.00285$$

$$\rightarrow \rho_{\min} \geq 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về hàm lượng thép tối thiểu

Cự ly tối đa giữa các thanh cốt thép

Theo Điều 5.10.3.2 Trong bản cự ly giữa các cốt thép không được vượt quá 1.5 chiều dày cấu kiện hoặc 450mm

$$S_{\max} \leq 1.5 * 200 = 250 \text{ (mm)}$$

3.5.3 BỐ TRÍ CỐT THÉP ÂM CHO PHẦN HẰNG CỦA BẢN MẶT CẦU (CHO 1M DÀI BMC) VÀ KIỂM TOÁN THEO THGH CƯỜNG ĐỘ 1.

Để thuận tiện cho thi công: Bố trí 2 mặt phẳng lưới cốt thép cho bản mặt cầu nên cốt thép âm cho phần hằng được bố trí giống cốt thép âm (5 thanh $\phi 16$). Chỉ tiến hành kiểm toán.

+ Mômen tính toán cho mômen âm của bản mặt cầu

$$M_u = 28,29 \text{ (Xem bảng 4-b)}$$

Do mômen tính toán $M_u <$ Mômen tính toán của mômen âm của bản mặt cầu nên chắc chắn các kiểm toán trong kiểm toán về cường độ thoả mãn.

3.5.4 BỐ TRÍ CỐT THÉP CO NGÓT VÀ NHIỆT ĐỘ

Theo Điều A5.10.8 cốt thép cho các ứng suất co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần bề mặt bê tông lộ ra trước các thay đổi nhiệt độ hàng ngày. Đối với các cấu kiện mỏng hơn 1200mm diện tích cốt thép mỗi hướng không được nhỏ hơn:

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y}$$

A_g = Tổng diện tích mặt cắt

Chiều dày có hiệu 200mm => Chiều dày thực =200+30 =230mm => $A_g=230 \times 1 = 230\text{mm}^2$

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y} = 0,75 \frac{230}{400} = 0.431\text{mm}^2 / \text{mm}$$

Cốt thép do co ngót và nhiệt độ không được đặt rộng hơn hoặc 3.0 lần chiều dày cấu kiện(3.200=600mm) hoặc 450 mm. Cốt thép co ngót và nhiệt độ theo phương dọc cầu $0.5A_s = 0.2065$

Sử dụng $N_010 @450$ có $A_s=0.22\text{mm}^2/\text{mm}$

3.5.5 KIỂM TRA BẢN MẶT CẦU THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG (KIỂM TOÁN NỨT)

Theo Điều 5.5.2 các vấn đề phải kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng là nứt , biến dạng và ứng suất trong bê tông

Do nhịp của bản nhỏ và không có thép dự ứng lực nên trong đồ án này chỉ kiểm toán nứt đối với bản mặt cầu theo Điều 5.7.3.4

Các cấu kiện phải được cấu tạo sao cho ứng suất kéo trong cốt thép ở trạng thái giới hạn sử dụng f_{sa} không được vượt quá

$$f_s \leq f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6f \quad (\text{Điều 5.7.3.4-1})$$

Trong đó :

d_c =chiều cao phân bê tông tính từ thớ ngoài cùng chịu kéo cho đến tâm của thanh hay sợi đặt gần nhất ; nhằm mục đích tính toán phải lấy chiều dày tính của lớp bê tông bảo vệ d_c không lớn hơn 50 mm .

Z = Thông số bề rộng vết nứt (N/mm).

Lấy $Z= 23000$ N/mm đối với các cấu kiện trong môi trường khác nghiệt và khi thiết kế theo phương ngang

$+f_{sa}$ = ứng suất kéo trong cốt thép ở trạng thái giới hạn sử dụng

$+A$ = Diện tích phân bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép chủ chịu kéo và được bao bởi các mặt cắt của mặt cắt ngang và đường thẳng song song với trục trung hoà, chia cho số lượng của các thanh hay sợi (mm^2)

3.5.5.1 Kiểm tra nứt đối với mô men dương

Mô men dương lớn nhất là $M = 21,1814\text{KNm/m}$ (Xem bảng 4-b)

Tính f_s :

Xác định vị trí trục trung hoà :

+ Lấy mômen tĩnh với trục qua cạnh dưới của mặt cắt:

$$S = b.h.\frac{h}{2} + n.A_s.d + n.A_s'.d' = 531492.18 \text{ mm}^3$$

trong đó n là hệ số chuyển từ cốt thép về bê tông.

+ Diện tích mặt cắt

$$A = b.h. + n.A_s. + n.A_s'. = 7324.4444 \text{ mm}^2$$

+ Khoảng cách từ THH đến mép dưới của mặt cắt: $y = \frac{S}{A} = \frac{531492.2}{7324.444} = 72,564 \text{ mm}$

Xác định mô men quán tính của mặt cắt :

$$I = 281276.76 + 368575.32 + 412550.34 = 1062475 \text{ mm}^4$$

Ứng suất trong cốt thép ở mép dưới bản :

$$f_s = n \left(\frac{My}{I} \right) = \frac{200000}{33994,48} \left(\frac{21,1814.72,564.10^5}{10624750} \right) = 85,109 \text{ Mpa}$$

$$d_c = 25 + 14/2 = 32 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2.32.1800}{4} = 28800 \text{ mm}^2 \text{ (Diện tích phần bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép chủ}$$

chịu kéo và được bao bởi các mặt cắt của mặt cắt ngang và đường thẳng song song với trục trung hoà, chia cho số lượng của các thanh hay sợi)

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = \frac{23000}{(32.28800)^{1/3}} = 236,345 \text{ Mpa} > 0,6 f_y = 0.6 \times 420 = 252 \text{ Mpa}$$

do vậy lấy $f_{sa} = 0.6 f_y = 252 \text{ Mpa} > f_s = 85,109 \text{ Mpa}$ **Thoả mãn**

3.5.5.2 Kiểm tra nứt đối với mô men âm

Mô men âm lớn nhất là $M = -20,2724\text{KNm/m}$ (Xem bảng 3-b)

Khoảng cách từ TTH đến mép trên của mặt cắt: $y = 200 - 72,564 = 127,436 \text{ mm}$

Ứng suất trong cốt thép ở mép trên bản :

$$f_s = n \left(\frac{My}{I_{cr}} \right) = \frac{200000}{33994,48} \left(\frac{20,2724 \cdot (127,436 - 68) \cdot 10^5}{10624750} \right) = 66,72 \text{ Mpa}$$

$$d_c = 60 + 16/2 = 68 \text{ mm} < 50 \text{ mm} \Rightarrow d_c = 50 \text{ mm (theo điều trên)}$$

$$A = \frac{2.50.1800}{5} = 36000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = \frac{23000}{(50 \times 36000)^{1/3}} = 189 \text{ Mpa} < 0,6 f_y = 0,6 \times 420 = 252 \text{ Mpa}$$

do vậy lấy $f_{sa} = 189 \text{ Mpa} > f_s = 66,72 \text{ Mpa}$ **Thoả mãn**

Vậy bản mặt cầu thoả mãn điều kiện kiểm toán nứt ở trạng thái giới hạn sử dụng.

3.5.7 KIỂM TRA BỐ THÉP THEO THIẾT KẾ KINH NGHIỆM

Phải đặt lớp cốt thép đẳng hướng, $f_y \geq 400 \text{ Mpa}$

Cốt thép phải càng gần các mặt ngoài càng tốt

Lớp đáy : Số lượng thép tối thiểu cho mỗi lớp bằng $0.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Theo thiết kế trên cốt thép theo phương chính $1.11 \text{ mm}^2/\text{mm}$ và theo phương dọc là $0.8 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$ (***thoả mãn***)

Lớp đỉnh : Số lượng thép tối thiểu cho mỗi lớp bằng $0.38 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Theo thiết kế trên cốt thép theo phương chính $1.11 \text{ mm}^2/\text{mm}$ và theo phương dọc là $0.22 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0.38 \text{ mm}^2/\text{mm}$
 \Rightarrow phải cốt thép theo phương dọc chọn No10 a200 $A_s = 0.5 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Khoảng cách lớn nhất giữa cốt thép là 450 mm

4. TÍNH TOÁN NỘI LỰC DẦM CHỦ DO TÍNH TẢI

Tải trọng tác dụng trên dầm chủ

Tĩnh tải : Tĩnh tải giai đoạn 1 DC1 và tĩnh tải giai đoạn 2 (DC2+ DW)

Hoạt tải gồm cả lực xung kích(IL+IM) : Xe HL 93

Nội lực do căng cáp ứng suất trước

Ngoài ra còn các tải trọng: Co ngót, từ biến, nhiệt độ, lún, gió, động đất(không xét)

4.1 TÍNH TẢI RẢI ĐỀU LÊN 1 DẦM CHỦ

Tỷ trọng của các cấu kiện lấy theo bảng 3.5.1.1 của 22TCN 272-05, giả thuyết tính tĩnh tải phân bố đều cho mỗi dầm, riêng lan can thì một mình dầm biên chịu.

+ Tải trọng bản thân dầm DC_{dc}

Thành phần tĩnh tải DC bên trên bao gồm toàn bộ tĩnh tải kết cấu trừ tĩnh tải lớp mặt hao mòn dự phòng và tải trọng dự chuyên dụng . Do mục đích thiết kế , 2 phần của tĩnh tải được định nghĩa như sau:

Tĩnh tải rải đều lên dầm chủ xuất hiện ở giai đoạn căng ứng suất trước.

$$g_{DC1(dc)} = \gamma \cdot A_g$$

Trong đó:

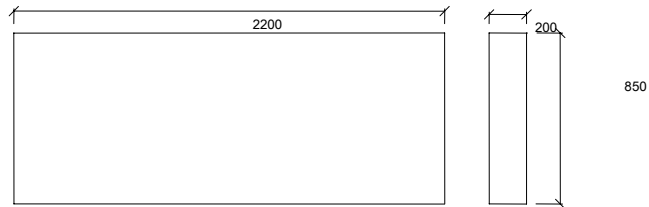
γ - Trọng lượng riêng của dầm, $\gamma=24 \text{ KN/m}^3$

A_g — Diện tích mặt cắt ngang của dầm khi chưa mở rộng. Với kích thước đã chọn như trên, ta tính được $A_g=7324.4444 \text{ cm}^3$. Do dầm có mở rộng về 2 phía gối(xem bản vẽ) nên tính thêm phần mở rộng ta có được trọng lượng bản thân của dầm chủ

$$g_{DC1(dc)} = 20,23 \text{ KN/m}$$

+ Tải trọng do dầm ngang: $DC1_{dn}$

Theo chiều dọc cầu bố trí 5 dầm ngang(xem bản vẽ), theo chiều ngang cầu bố trí 4 dầm ngang, suy ra tổng số dầm ngang = $5.4=20$

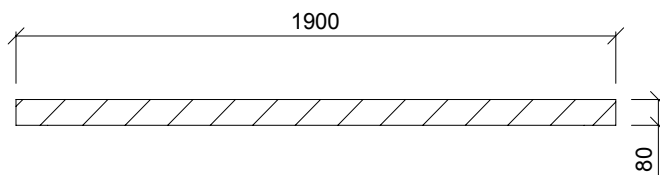


Trọng lượng một dầm ngang: $DC1_{dn} = 2200.850.200.10^{-9}.24=8,976 \text{ KN}$

Tính tải rải đều lên 1 dầm chủ do dầm ngang:

$$g_{DC1(dn)} = \frac{20.8,976}{24,4.5} = 1,47 \text{ KN/m}$$

+ Tải trọng do các tấm đỡ BTCT(khi đổ BT bản mặt cầu)



Tính tải rải đều lên 1 dầm chủ do các tấm đỡ:

$$g_{DC1(đỡ)} = \frac{1900.80.25000.10^{-9}.24,4}{5.25000} = 2,92 \text{ KN/m}$$

+ Tải trọng do bản mặt cầu

Bản mặt cầu dày 200mm, rộng 11000mm

$$g_{DC(bmc)} = \frac{200.11000.24,4.10^{-6}}{5} = 10,736 \text{ KN/m}$$

+ Tải trọng do lan can

DC2 : Trọng lượng lan can xuất hiện ở giai đoạn

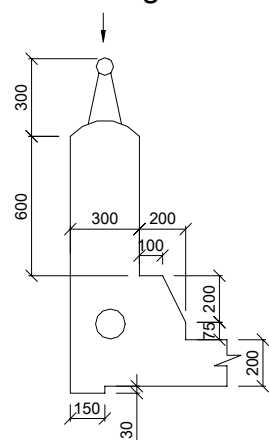
khai thác sau các mắt mát

Ta sử dụng loại lan can theo tiêu chuẩn AASHTO

=> Tính tải DC2 tác dụng cho dầm biên

$$g_{DC2} = 4,654 \text{ KN/m}$$

$w=300 \text{ kg/m}$



+ Tải trọng của lớp phủ

Lớp phủ dày 75mm tỷ trọng 22,5 KN/m³

$g_{DW} = 11000 \cdot 0,075 \cdot 22,5 \cdot 10^{-3} = 18,5625 \text{KN/m} \Rightarrow$ phân bố cho 1 dầm

$$g_{DW} = 18,5625 / 5 = 3,7125 \text{KN/m}$$

Bảng tổng kết

Bảng 4.1

Do bản mặt cầu	$g_{DC1(bmc)}$	10.736	KN/m
Do TLBT dầm chủ	$g_{DC1(dc)}$	20.23	KN/m
Do TLBT dầm ngang	$g_{DC1(dn)}$	1.23	KN/m
Do lớp phủ mặt cầu	g_{DW}	3.7125	KN/m
Do tấm đỡ bằng BTCT	$g_{DC1(dỗ)}$	2.92	KN/m
Do lan can	g_{DC2}	4.564	KN/m

4.2 CÁC HỆ SỐ CHO TÍNH TẢI γ_p (22TCN 272-05, BẢNG 3.4.1-2)

Bảng 4.2

Loại tải trọng	TTGH Cường độ 1	TTGH Sử dụng
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25/0,9	1
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,5/0,65	1

4.3 XÁC ĐỊNH NỘI LỰC

Ta tính toán nội lực dầm chủ tại 4 mặt cắt: MC giữa nhịp, MC 1/4 nhịp, MC cách gối 0,8m và MC gối

Để xác định nội lực, ta vẽ đường ảnh hưởng cho các MC cần tính rồi xếp tĩnh tải rải đều lên đường ảnh hưởng. Nội lực được xác định theo công thức:

+ Mômen: $M_u = \eta \cdot \gamma_p \cdot \omega \cdot g$

+ Lực cắt: $V_u = \eta \cdot g (\gamma_p \cdot \omega^+ - \gamma_p \cdot \omega^-)$ (Tương tự như tính toán bản mặt cầu với mục đích tạo ra hiệu ứng tải lớn nhất)

Trong đó: ω^- - Diện tích đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt đang xét

ω^+ - Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt dương tại mặt cắt đang xét

ω^- - Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt âm tại mặt cắt đang xét

η : Hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư, và sự quan trọng trong khai thác xác định theo Điều 1.3.2

$$\eta = \eta_i \cdot \eta_D \cdot \eta_R \geq 0.95$$

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 0.95$ (theo Điều 1.3.3)

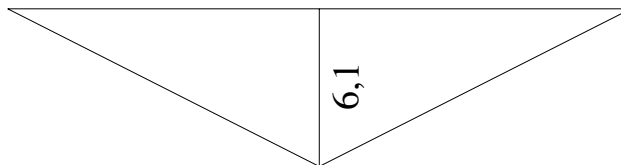
Hệ số liên quan đến tính dư $\eta_R = 0.95$ (theo Điều 1.3.4)

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác $\eta_i = 1.05$ (theo Điều 1.3.5)

$$\eta = 0.95$$

4.3.1 MÔMEN

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt giữa nhịp



DAH mặt cắt giữa nhịp

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dn)} + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125) \cdot 74,42 \\ &= 3497,038 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dn)} + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW} + 1,25 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125 + 1,25 \cdot 4,564) \cdot 74,42 \\ &= 3900,375 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot g_{DC1(dn)} + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125) \cdot 74,42 \end{aligned}$$

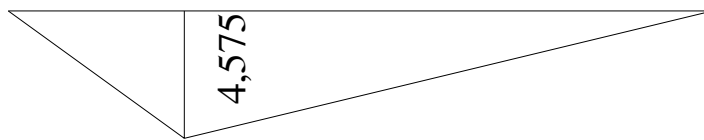
$$= 2745.136\text{KNm}$$

Dầm ngoài(chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW} + 1 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125 + 1 \cdot 4,564) \cdot 74,42 \\ &= 3067.806\text{KNm} \end{aligned}$$

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt 1/4 nhịp

$$\Omega = 58.815 \text{ m}^2$$



DAH mặt cắt L/4

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot DC1(dn) + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125) \cdot 58.815 \\ &= 2763.75\text{KNm} \end{aligned}$$

Dầm ngoài(chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot DC1(dn) + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW} + 1,25 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125 + 1,25 \cdot 4,564) \cdot 58,82 \\ &= 3082.513\text{KNm} \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125) \cdot 58.815 \\ &= 2169.513\text{KNm} \end{aligned}$$

Dầm ngoài(chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW} + 1 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\
 &= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125 + 1 \cdot 4,564) \cdot 58,815 \\
 &= 2424.523 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt cách gối 0,8 m

$$\Omega = 9.44 \text{ m}^2$$



DAH mặt cắt cách gối 0.8 m

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot DC1(dn) + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\
 &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125) \cdot 9,44 \\
 &= 443.5909 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot DC1(dn) + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW} + 1,25 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\
 &= 0,95 \cdot (1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125 + 1,25 \cdot 4,564) \cdot 9,44 \\
 &= 494.7534 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

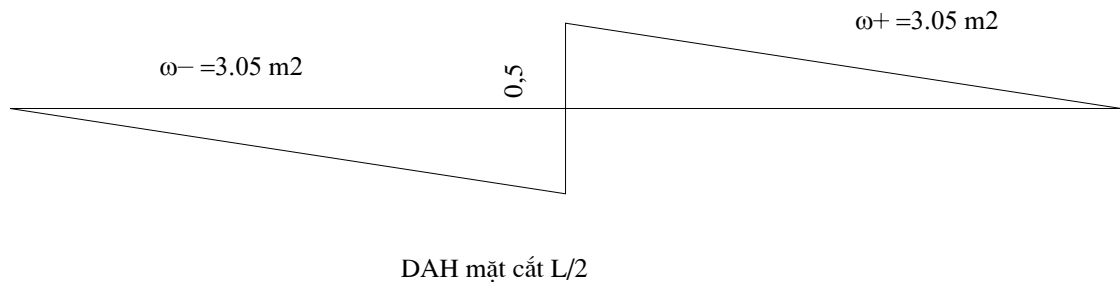
$$\begin{aligned}
 M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\
 &= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125) \cdot 9,44 \\
 &= 348.214 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}
 M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW} + 1 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\
 &= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125 + 1 \cdot 4,564) \cdot 9,44 \\
 &= 389.1439 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

4.3.2 LỰC CẮT

+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt giữa nhịp



- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$V_u = 0,95[1,25(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o}}))\omega^+ - 0,9(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o}}))\omega^- + (1,5 \cdot g_{DW} \cdot \omega^- - 0,65 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+)]$$

$$V_u = 0,95[1,25(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92) \cdot 3,05 - 0,9(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92) \cdot 3,05 + (1,5 \cdot 3,7125 \cdot 3,05 - 0,65 \cdot 3,7125 \cdot 3,05)]$$

$$= 44.75544 \text{ KN}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$V_u = 0,95[1,25(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o}}) + g_{DC2})\omega^+ - 0,9(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o}}) + g_{DC2})\omega^- + (1,5 \cdot g_{DW} \cdot \omega^- - 0,65 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+)]$$

$$V_u = 0,95[1,25(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564) \cdot 3,05 - 0,9(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564) \cdot 3,05 + (1,5 \cdot 3,7125 \cdot 3,05 - 0,65 \cdot 3,7125 \cdot 3,05)]$$

$$= 49.3839 \text{ KN}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$V_u = 0,95[1 \cdot (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o}}))\omega^+ - 1 \cdot (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o}}))\omega^- + (1 \cdot g_{DW} \cdot \omega^- - 1 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+)]$$

$$V_u = 0,95[1 \cdot (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92) \cdot 3,05 - 1 \cdot (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92) \cdot 3,05 + (1 \cdot 3,7125 \cdot 3,05 - 1 \cdot 3,7125 \cdot 3,05)]$$

= 0 KN

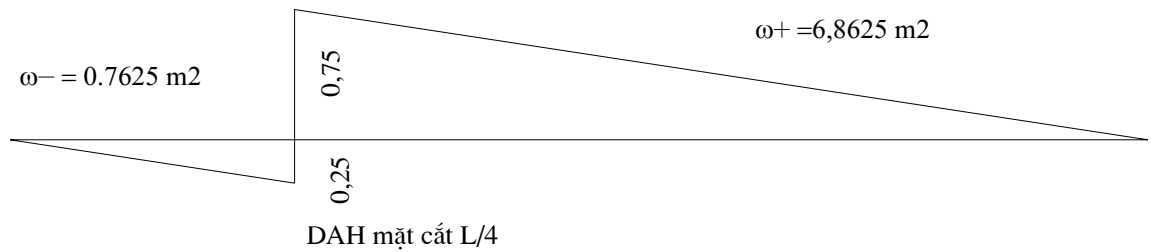
Dầm ngoài(chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$V_u = 0,95 [1. (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o})} + g_{DC2}) \omega^+ - 1. (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o})} + g_{DC2}) \omega^- + (1. g_{DW} \cdot \omega^- - 1. g_{DW} \cdot \omega^+)]$$

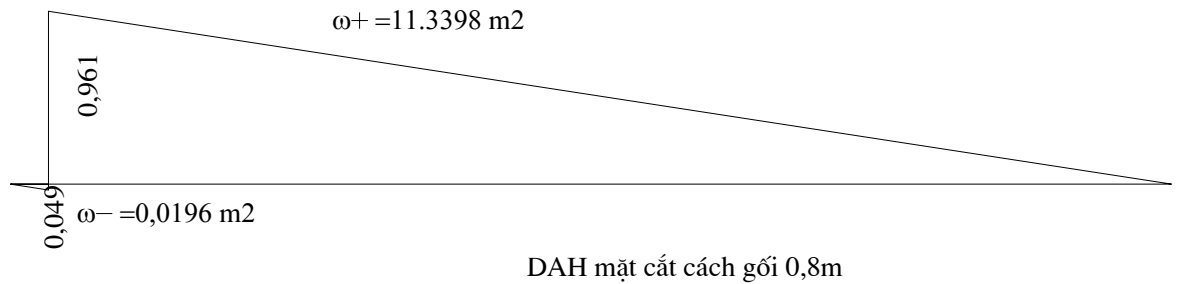
$$V_u = 0,95 [1. (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564) 3,05 - 1. (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564) 3,05 + (1.3,663 \cdot 3,05 - 1.3,663 \cdot 3,05)]$$

= 0 KN

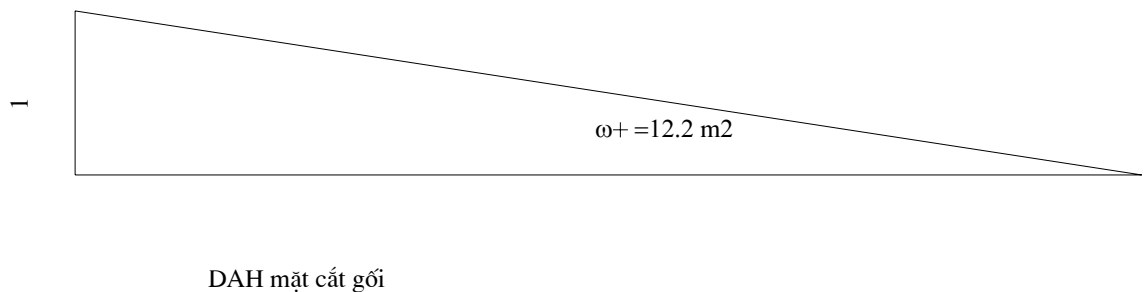
+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt 1/4 nhịp



+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt cách gối 0,8m



+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt gối



Làm tương tự như trên, ta có bảng tổng kết sau:

Mômen do tĩnh tải

Bảng 4.3.1

L/2		L/4		0.8	
TTGH	TTGH SD	TTGH	TTGH SD	TTGH	TTGH SD

	Cường độ 1		Cường độ 1		Cường độ 1	
Dầm trong	3497.038	2745.136	2763.75	2169.513	443.5909	348.214
Dầm ngoài	3900.375	3067.806	3082.513	2424.523	494.7534	389.1439

Lực cắt do tĩnh tải

Bảng 4.3.2

	L/2		L/4		0.8		Gối	
	TTGH Cường độ 1	TTGH SD	TTGH Cường độ 1	TTGH SD	TTGH Cường độ 1	TTGH SD	TTGH Cường độ 1	TTGH SD
Dầm trong	44.75544	0	265.5604	203.4972	472.3428	377.6441	508.7431	406.9944
Dầm ngoài	49.3839	0	299.778	229.9456	533.7252	398.7219	533.7252	459.8912

5. NỘI LỰC DẦM CHỦ DO HOẠT TẢI

5.1 TÍNH TOÁN HỆ SỐ PHÂN PHỐI HOẠT TẢI THEO LÀN

Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 đề cập đến phương pháp gần đúng được dùng để phân bố hoạt tải cho từng dầm (điều 4.6.2.2.2). Không dùng hệ số làn của Điều 3.6.1.1.2 với phương pháp vì các hệ số đó đã được đưa vào trong hệ số phân phối, trừ khi dùng phương pháp mô men tĩnh hoặc các phương pháp đòn bẩy.

Những kích thước liên quan :

Chiều cao dầm: $H = 1200\text{mm}$; Khoảng cách của các dầm: $S=2400\text{mm}$; Chiều dài nhịp: $L=24400\text{mm}$; Khoảng cách từ tim của dầm biên đến mép trong của lan can $d_e=1200- 300 = 900\text{mm}$

Dầm T thuộc phạm vi áp dụng những công thức gần đúng của 22TCN 272-05(bảng 4.6.2.21 và 4.6.2.2a-1). Hệ số phân bố hoạt tải được tính như sau

5.1.1. HỆ SỐ PHÂN PHỐI HOẠT TẢI THEO LÀN ĐỐI VỚI MÔ MEN UỐN

+ Đối với dầm giữa (22TCN 272-05, bảng 4.6.2.2b-1):

Một làn thiết kế chịu tải :

$$g_m = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1} = 0,06 + \left(\frac{2400}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{2400}{24400}\right)^{0,3} .1 = 0,455$$

Hai làn thiết kế chịu tải

$$g_m = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0,1} = 0,075 + \left(\frac{2400}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{2400}{24400}\right)^{0,2} .1 = 0,636$$

+ Đối với dầm biên (22TCN 272-05, Bảng 4.6.2.2.c-1)

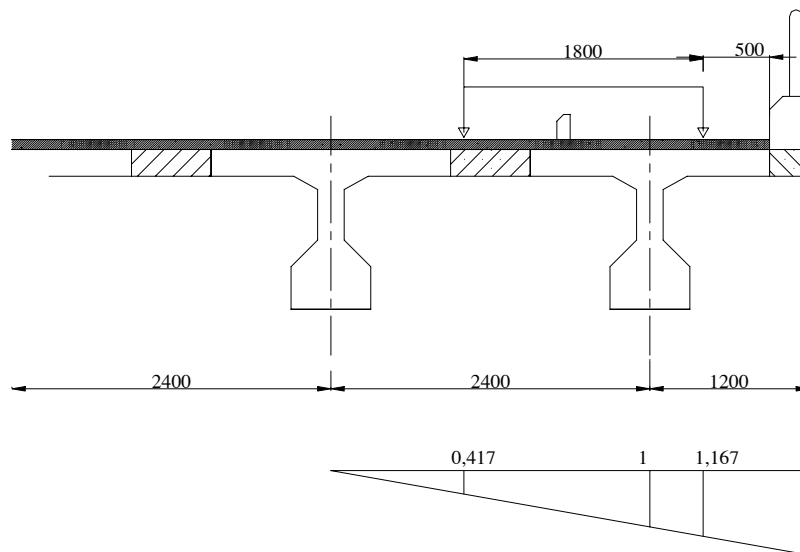
Một làn thiết kế chịu tải

Sử dụng quy tắc đòn bẩy

Do cự ly theo chiều ngang cầu

của xe tải và xe 2 trục (Tandom) đều là 1800mm

nên ta có sơ đồ xếp tải như hình vẽ cho cả 2 xe



$$g_m = \frac{1,2 \cdot (0,417 + 1,167)}{2} = 0,95 \text{ Khống chế}$$

Hai làn thiết kế chịu tải

$$g_m = e \cdot g_{\text{bên trong}} \quad \text{trong đó } e = 0,6 + \frac{d_e}{3000} = 0,6 + \frac{900}{3000} = 0,9$$

$$g_m = 0,9 \cdot 0,95 = 0,855$$

5.1.2. HỆ SỐ PHÂN PHỐI HOẠT TẢI THEO LÀN ĐỐI VỚI LỰC CẮT

+ Đối với dầm giữa (22TCN 272-05, Bảng 4.6.2.2.3a-1):

Một làn thiết kế chịu tải

$$g_v = 0,36 + \frac{s}{7600} = 0,36 + \frac{2400}{7600} = 0,676$$

Hai làn thiết kế chịu tải

$$g_v = 0,2 + \frac{s}{7600} \left(\frac{s}{10700} \right)^2 = 0,2 + \frac{2400}{7600} \left(\frac{2400}{10700} \right)^2 = 0,465$$

+ Đối với dầm biên (22TCN 272-05, bảng 4.6.2.2.3b-1):

Một làn thiết kế chịu tải

Sử dụng quy tắc đòn bẩy, tương tự như tính hệ số phân bố cho mômen ở trên, ta có $g_v = 0,455$

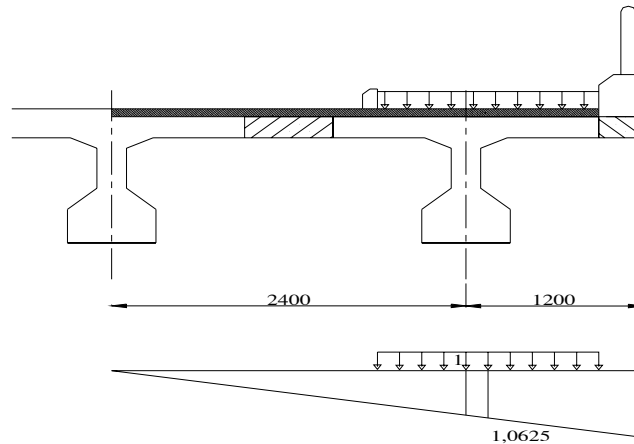
Hai làn thiết kế chịu tải

$$g_v = e \cdot g_{\text{bên trong}} \quad \text{Trong đó } e = 0,6 + \frac{d_e}{3000} = e = 0,6 + \frac{900}{3000} = 0,9$$

Theo 22TCN 272-05, điều 4.6.2.2.1 khi dùng phương pháp đòn bẩy phải đưa vào hệ số làn m. Đối với 1 làn chịu tải $m=1.2$. Mô hình nguyên tác đòn bẩy cho dầm biên được chỉ ra trên hình vẽ.)

5.2 TÍNH TOÁN HỆ SỐ PHÂN PHỐI CỦA TẢI TRỌNG NGƯỜI ĐI BỘ

Sử dụng phương pháp đòn bẩy, tính cho cả mômen và lực cắt



Coi tải trọng phân bố người là lực

tập trung, suy ra

$$g=1.0625.1,5=1,594$$

Vây hệ số phân phối của hoạt tải và người đi bộ:

Bảng 5.2

	Dầm giữa	Dầm biên
Mô men uốn	0,636	0,855
Lực cắt	0,465	0,9
Người đi bộ	1,594	1,594

5.3 XÁC ĐỊNH NỘI LỰC.

Hoạt tải xe ô tô thiết kế và quy tắc xếp tải (Điều 3.6.1.3)

🚗 Hoạt tải xe HL93

- Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ (HL- 93) sẽ gồm một tổ hợp của :

+ Xe tải thiết kế hoặc hai trục thiết kế.

+ Tải trọng làn thiết kế.

- Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

- Quy tắc xếp tải (3.6.1.3)

• Hiệu ứng lực lớn nhất phải được lấy theo giá trị lớn hơn của các trường hợp sau :


+ Hiệu ứng của xe hai trục thiết kế tổ hợp với hiệu ứng tải trọng làn thiết kế(HL93M).

+ Hiệu ứng của một xe tải thiết kế có cự ly trục bánh thay đổi như trong điều 3.6.1.2.2 tổ hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế. (HL93K)

- Đối với các mômen âm giữa các điểm uốn ngược chiều khi chịu tải trọng rải đều trên các nhịp và chỉ đối phản lực gối giữa thì lấy 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế có khoảng cách trục bánh trước xe này đến trục bánh sau xe kia là 15000mm tổ hợp 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế ; khoảng cách giữa các trục 145KN của một xe tải phải lấy bằng 4300mm(HL93S).

- Các trục bánh xe không gây hiệu ứng lực lớn nhất đang xem xét phải bỏ qua

- Chiều dài của làn xe thiết kế hoặc một phần của nó mà gây ra hiệu ứng lực lớn nhất phải được chất tải trọng làn thiết kế.

 Tải trọng người đi bộ (PL)

- Tải trọng người đi bộ 3 KN/m² (Điều 3.6.1.5) phân bố trên 1,5m nên tải trọng rải đều của người đi bộ là 3.1,5=4,5 KN/m và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế

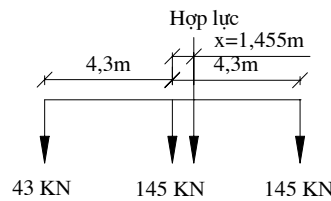
* Sơ đồ tính: Sơ đồ tính của dầm chủ là dầm giản đơn nên khoảng cách giữa các trục của xe tải thiết kế Xe tai thiet ke đều lấy = 4,3 m

* Cách xếp xe tải lên đường ảnh hưởng: Xếp xe sao cho hợp lực của các trục xe và trục xe gần nhất cách đều tung độ lớn nhất của đường ảnh hưởng.

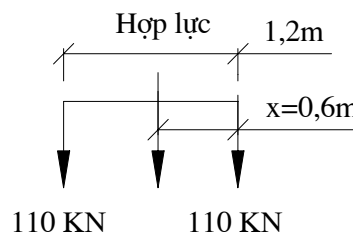
Với Xe tải

$$43(x+4,3)+145.x=145.(4,3-x)$$

$$\Rightarrow x= 1,455\text{m}$$



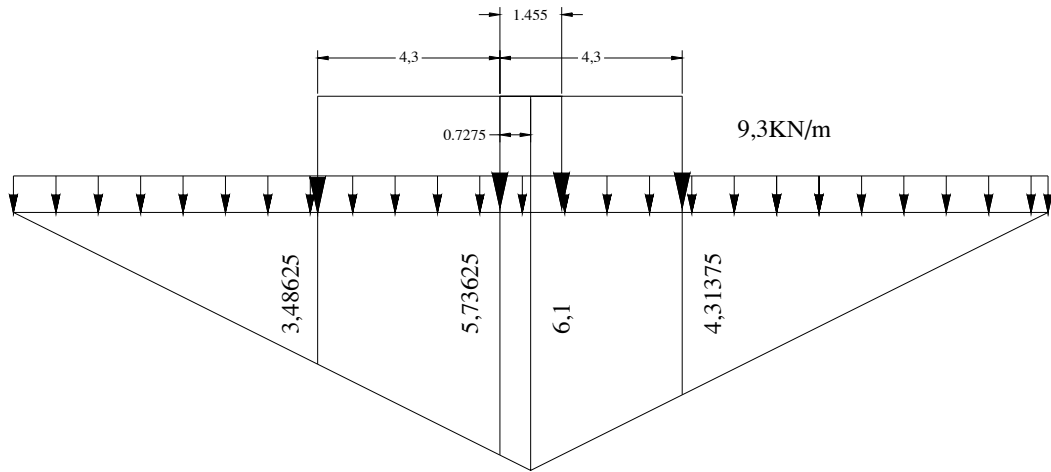
Với Xe 2 trục (Xe 2 trục)



.-Xếp Xe tải HL-93+trai trọng làn lên đường ảnh hưởng mômen

5.3.1 MÔMEN

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt giữa nhịp



Mặt cắt giữa nhịp

Mômen tại mặt cắt giữa nhịp chưa tính các hệ số

$$M_{Xe \text{ tại thiết kế Lane}} = \sum P_i \cdot y_i + 9,3 \cdot \omega \text{ trong đó } P_i: \text{ Trọng lượng các trục xe}$$

y_i : Tung độ đường ảnh hưởng

$$M_{Xe \text{ tại thiết kế}} = \sum P_i \cdot y_i$$

$$M_{Xe \text{ tại thiết kế}} = 35 \cdot 3,48625 + 145 \cdot 5,73625 + 145 \cdot 4,31375 = 1529,269 \text{ KNm}$$

$$M_{Lane} = 9,3 \cdot \omega \text{ trong đó } \omega: \text{ Diện tích đường ảnh hưởng}$$

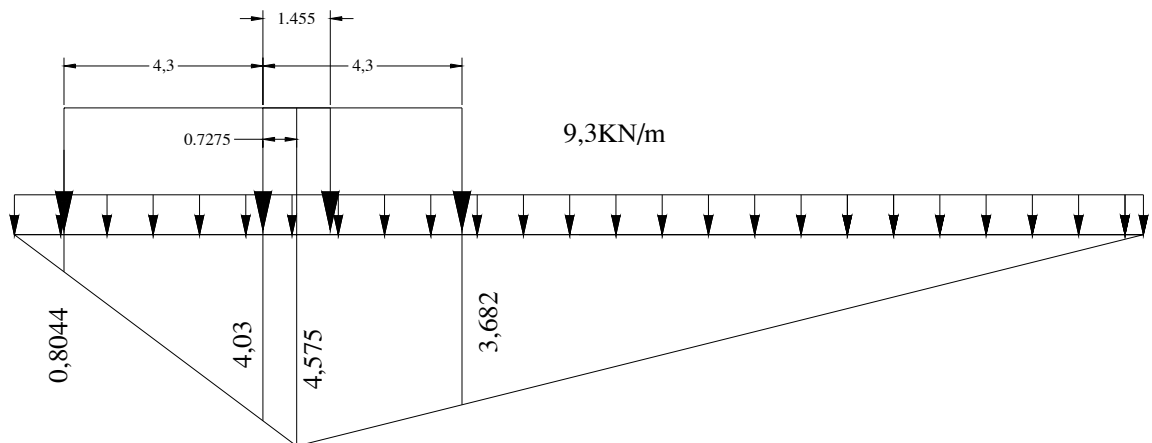
$$M_{Lane} = 9,3 \cdot 74,42 = 692,106 \text{ KNm}$$

Tương tự xếp: Tải trọng người PL lên đường ảnh hưởng mômen

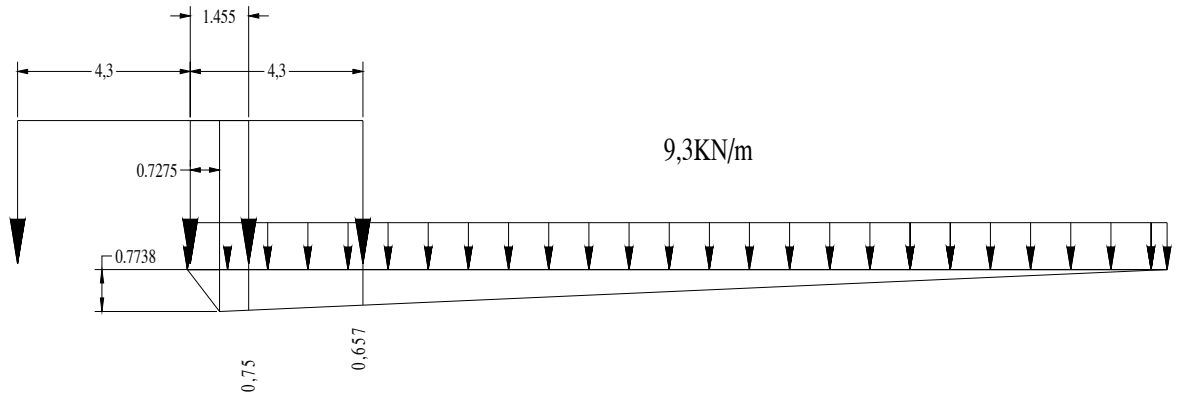
(tải trọng phân bố đều 4,5KN/m)

Xe 2 trục + Tải trọng làn lên đường ảnh hưởng mômen

+ Đường ảnh hưởng mômen tại các mặt cắt 1/4 nhịp và mặt cắt cách gối 0,8 m



DAH mặt cắt L/4



DAH mặt cắt cách gối 0.8 m

Làm tương tự mặt cắt giữa nhịp

Tại mặt cắt L/2				
tung do y1	3.48625	$M_{xe\ tai}$	1579.269	
tung do y2	5.73625	M_{lan}	692.106	
tung do y3	4.31375	$M_{xe\ 2\ truc}$	1276	
Xe Xe 2 truc		M_{pl}	334.89	
tung do yt1	5.8			
tung do yt2	5.8			
Tại mặt cắt L/4				
tung do y1	0.8044	$M_{xe\ tai}$	1146.394	
tung do y2	4.03	M_{lan}	546.9795	
tung do y3	3.682	$M_{xe\ 2\ truc}$	940.5	
Xe Xe 2 truc		M_{pl}	264.6675	
tung do yt1	4.425			
tung do yt2	4.125			

Tại mặt cắt 0.8				
tung do y1	0.75	$M_{xe\ tai}$	121.515	
tung do y2	0.657	M_{lan}	87.792	
tung do y3	0	$M_{xe\ 2\ trục}$	104.2195	
Xe Xe 2 trục		M_{pl}	42.48	
tung do yt1	0.754			
tung do yt2	0.19345			

Từ đó xác định được Mômen tại các mặt cắt (chưa tính các hệ số)-KNm

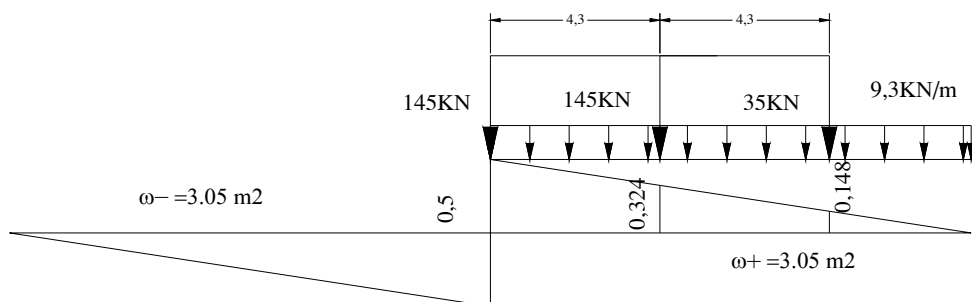
Bảng 6.3.1

Mặt cắt	Giữa nhịp	1/4 nhịp	Cách gối 0,8m
Xe tai thiết ke	1579,269	1146,394	121,515
Xe 2 trục	1276	940,5	104,2195
PL	334,89	264,6675	42,48
Tai trong lan	692,106	546,9795	87,792

5.3.2 LỰC CẮT

+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt giữa nhịp

Xếp Xe tải HL-93+Tai trong lan lên đường ảnh hưởng lực cắt



DAH mặt cắt L/2

Lực cắt tại mặt cắt giữa nhịp chưa tính các hệ số

$$V_{Xe\ tai\ thiết\ ke} = \sum P_i \cdot y_i \text{ trong đó } P_i: \text{ Trọng lượng các trục xe}$$

Y_i : Tung độ đường ảnh hưởng

$$V_{Xe \text{ tại thiết kế}} = 35.0,148 + 145.0,324 + 145.0,5 = 124,66 \text{ KN}$$

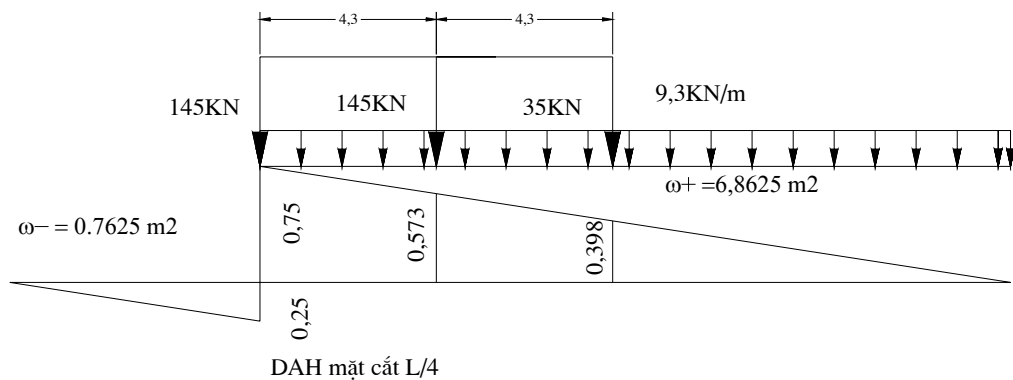
$$V_{Lane} = 9,3. \omega \text{ trong đó } \omega: \text{ Diện tích đường ảnh hưởng dương của lực cắt}$$

$$V_{Xe \text{ tại thiết kế}} = 9,3.3,05 = 28,365 \text{ KN}$$

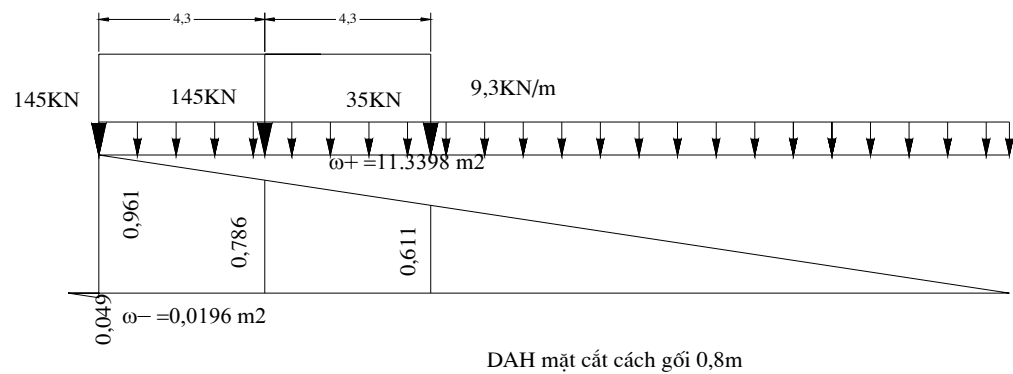
Tương tự xếp: Tải trọng người PL lên đường ảnh hưởng mômen (tải trọng phân bố đều 4,5KN/m)

Xe 2 trục + Tải trọng làn lên đường ảnh hưởng mômen

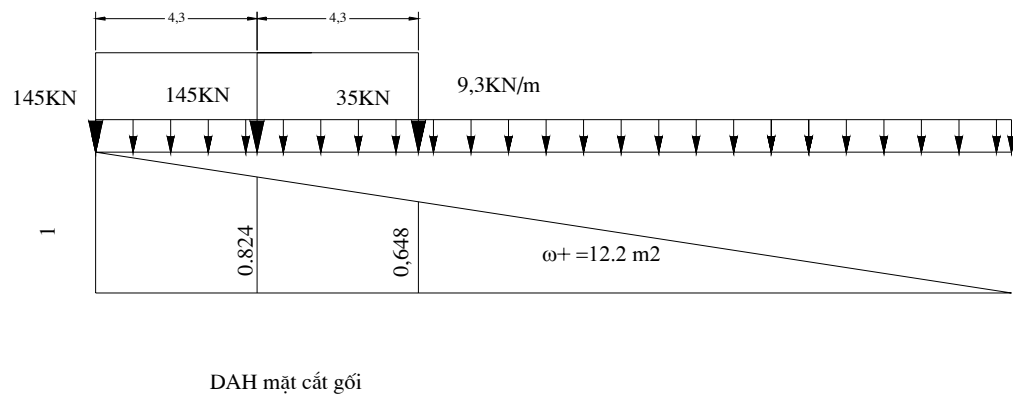
+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt 1/4 nhịp



+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt cách gối 0,8m



+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt gối



Làm tương tự mặt cắt giữa nhịp

Từ đó xác định được Lực cắt tại các mặt cắt (chưa tính các hệ số)-KN

Bảng 6.3.2

Tại mặt cắt L/2				
Xe tai thiết ke	tung do y35	0.148	$V_{xe\ tai}$	124.66
	tung do y145	0.324	$V_{l\grave{a}n}$	28.365
	tung do y145	0.5	$V_{xe\ 2\ trục}$	101.75
Xe Xe 2 trục			V_{pl}	13.725
	tung do yt1	0.475		
	tung do yt2	0.45		
Tại mặt cắt L/4				
Xe tai thiết ke	tung do y35	0.398	$V_{xe\ tai}$	205.765
	tung do y145	0.573	$V_{l\grave{a}n}$	63.82125
	tung do y145	0.75	$V_{xe\ 2\ trục}$	156.75
Xe 2 trục			V_{pl}	30.88125
	tung do yt1	0.725		
	tung do yt2	0.7		
Tại mặt cắt 0.8				
Xe tai thiết ke	tung do y35	0.611	$V_{xe\ tai}$	274.7
	tung do y145	0.961	$V_{l\grave{a}n}$	105.4601
	tung do y145	0.786	$V_{xe\ 2\ trục}$	203.39
Xe Xe 2 trục			V_{pl}	51.0291
	tung do yt1	0.937		
	tung do yt2	0.912		
Tại mặt cắt gối				
Xe tai thiết ke	tung do y35	0.648	$V_{xe\ tai}$	287.16

	tung do y145	0.824	$V_{\text{lần}}$	113.46
	tung do y145	1	$V_{\text{xe 2 trục}}$	218.13
Xe Xe 2 trục			V_{pl}	54.9
	tung do yt1	1		
	tung do yt2	0.983		

-**Nhận xét:** Nội lực tại các mặt cắt dưới tác dụng của Xe 2 trục luôn luôn nhỏ hơn Xe tại thiết ke. Vậy ta chỉ tính toán nội lực của dầm chủ dưới tác dụng của

Tĩnh tải+Xe tải HL-93+Tai trọng lần+người đi bộ

5.3.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

* Tổ hợp theo trạng thái giới hạn cường độ I

+ Tổ hợp Mô men theo trạng thái giới hạn cường độ I (Điều 3.4.1.1)

$$M_U = \eta (\gamma_P M_{DC1} + \gamma_P M_{DC2} + \gamma_P M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM} + 1.75 M_{LP})$$

+ Tổ hợp Lực cắt theo trạng thái giới hạn cường độ I (Điều 3.4.1.1)

$$V_U = \eta (\gamma_P V_{DC1} + \gamma_P V_{DC2} + \gamma_P V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM} + 1.75 V_{LP})$$

Trong đó :

M_{LL} : Mômen do hoạt tải tác dụng lên 1 dầm chủ (đã tính hệ số phân bố ngang)

M_U : Mô men tính toán theo trạng thái giới hạn cường độ I của dầm giữa

V_U : Lực cắt tính toán theo trạng thái giới hạn cường độ I của dầm giữa

γ_P : Xác định ở mục 1.3.2

η : Hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư, và sự quan trọng trong khai thác xác định theo Điều 1.3.2

$$\eta = \eta_i \eta_D \eta_R \geq 0.95$$

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 0.95$ (theo Điều 1.3.3)

Hệ số liên quan đến tính dư $\eta_R = 0.95$ (theo Điều 1.3.4)

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác $\eta_i = 1.05$ (theo Điều 1.3.5)

$$\eta = 0.95$$

IM = Hệ số xung kích IM = 25% Theo Điều 3.4.1-1.

* Hệ số tải trọng và tổ hợp theo trạng thái giới hạn sử dụng I

$$M_U = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{DN}$$

$$V_U = V_{DC1} + V_{DC2} + V_{DW} + V_{LL+IM} + V_{DN}$$

Bảng nội lực do hoạt tải (Xe tải HL-93+Người+Tải trọng làn)

Trạng thái giới hạn cường độ 1

Bảng 5.3.3.1

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0.8m	Gối
Mô men(KNm)	Dầm trong	3511.48	2647.8	346.741	0
	Dầm ngoài	4431.12	3330.7	429.415	0
Lực cắt(KN)	Dầm trong	169.353	312.64	456.827	483.81
	Dầm ngoài	295.547	532.59	764.335	807.47

Trạng thái giới hạn sử dụng

Bảng 6.3.3.2

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0.8m	Gối
Mô men(KNm)	Dầm trong	2229.51	1681.1	220.153	0
	Dầm ngoài	2813.41	2114.8	272.644	0
Lực cắt(KN)	Dầm trong	107.526	198.5	290.049	307.181
	Dầm ngoài	187.649	338.15	485.292	512.680

Bảng tổng kết nội lực trong dầm chủ

Trạng thái giới hạn cường độ 1

Bảng 5-a

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0.8m	Gối
Mô men(KNm)	Dầm trong	7008.52	5411.5	790.332	0
	Dầm ngoài	8331.49	6413.3	924.168	0
Lực cắt(KN)	Dầm trong	214.109	578.2	929.170	992.554
	Dầm ngoài	344.931	832.36	1298.060	1341.196

Trạng thái giới hạn sử dụng

Bảng 6-b

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0.8m	Gối
Mô men(KNm)	Dầm trong	4974.65	3850.7	568.367	0
	Dầm ngoài	5881.22	4539.3	661.788	0

Lực cắt(KN)	Dầm trong	107.526	402	667.693	714.176
	Dầm ngoài	187.649	568.1	884.014	972.571

6. CÁC ĐẶC TRƯNG VẬT LIỆU CHO DẦM CHỦ

6.1 THÉP

6.1.1 THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC.

Sử dụng thép 15,2mm . Diện tích 1 tao 140 mm².

- Cường độ kéo quy định của thép ứng suất trước : $f_{pu} = 1860MPa$ (điều 5.4.4.1)
- Giới hạn chảy của thép ứng suất trước : $f_{py} = 0,9.f_{pu} = 1670MPa$ (điều 5.4.4.1)
- Môđun đàn hồi của thép ứng suất trước : $E_p = 197000MPa$
- Sử dụng thép có độ chùng dãn thấp của hãng VSL: ASTM A416 Grade 270.
- Hệ số ma sát $\mu = 0,23$
- ứng suất trong thép ứng suất khi kích $f_{pi} = 0,8.f_{pu} = 1488MPa$
- ứng suất trong thép sau các mất mát trong giai đoạn sử dụng :
 $0,83.f_{py} = 0,83.1670 = 1386,1 MPa$
- ứng suất trong thép sau các mất mát trong giai đoạn khai thác :
 $0,8.f_{py} = 0,8.1670 = 1336 MPa$
- Chiều dài tụt neo : $\Delta L = 0.002m / 1neo$

6.1.2. THÉP THƯỜNG

- Giới hạn chảy tối thiểu của cốt thép thanh: $f_y = 400MPa$
- Môđun đàn hồi : $E_s = 200000MPa$

6.2 BÊTÔNG

- Tỷ trọng của bê tông: $\gamma_c = 24KN/m^3$
- Cường độ chịu nén của bê tông quy định ở tuổi 28 ngày $f'_c = 40MPa$
- Cường độ chịu nén của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo ứng suất trước :
 $f'_{ci} = 0,85f'_c = 34MPa$
- Môđun đàn hồi của bê tông làm dầm : $E_c = 0,043.\gamma_c^{1,5}\sqrt{f'_c} = 33994.48 MPa$
- Môđun đàn hồi của bê tông làm dầm lúc căng kéo:

$$E_{ci} = 0,85E_c = 0,85.33994.48 = 28895.3MPa$$

- Hệ số quy đổi hình khối ứng suất (5.7.2.2): $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,764$
- Cường độ chịu kéo khi uốn: $f_r = 0,63 \sqrt{f'_c} = 3,98 MPa$ (5.4.2.6)

7. CHỌN VÀ BỐ TRÍ CẤP DỰ ỨNG LỰC

7.1 CHỌN SƠ BỘ SỐ LƯỢNG CẤP DỰ ỨNG LỰC

Có thể tính sơ bộ diện tích cấp dự ứng lực dựa vào giới hạn ứng suất kéo trong bê tông, và giả thuyết tổng mất mát. Ở đây ta tính cho giữa nhịp dầm biên vì dầm biên chịu mômen uốn và lực cắt lớn hơn dầm trong.

Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông (ƯS tại thớ dưới) ở THGH Sử dụng là

$$0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{40} = 3,162 MPa \text{ (Điều 5.9.4.2.2-1)}$$

Trị số nhỏ nhất của lực kéo trước F_f , để đảm bảo ứng suất kéo thớ dưới không vượt quá giới hạn 3,354 MPa biểu diễn như sau :

$$f_{bg} = \frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f * e_g * y_d}{I} + \frac{(M_{DC} + M_{LL+IM}) y_d}{I} \leq 3,162 MPa$$

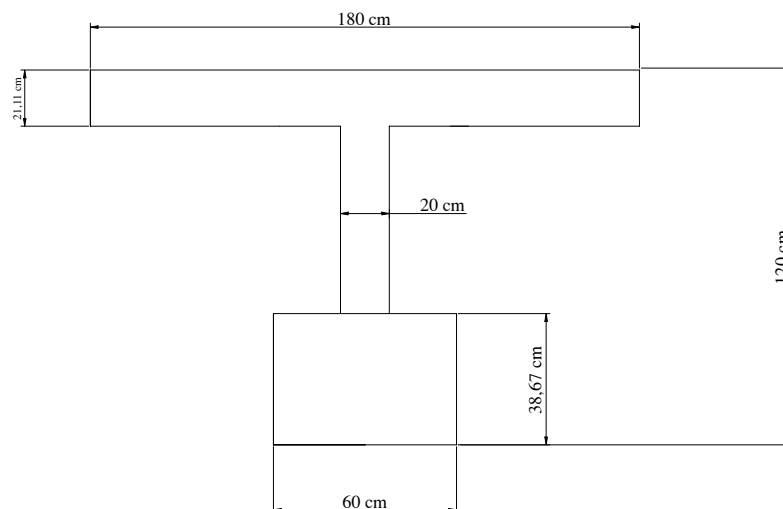
Trong đó

I: Mômen quán tính của mặt cắt tính đối

y_d : Khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ dưới của mặt cắt tính đối

(Giả thiết lấy mặt cắt không có cốt thép DƯL)

Ta có mặt cắt chữ T sau tính đối như sau:



Tính được các đặc trưng hình học

Diện tích mặt cắt Qui đổi		
Ag=	7324.44	cm ²
Mô men Quán tính mặt cắt Qui đổi		
S0=	531492	cm ³
yd=	72.5642	cm
Iphân cánh=	281277	cm ⁴
Iphân bụng	368575	cm ⁴
Iphân bầu	412550	cm ⁴
I=	1062475	cm ⁴

M_{DC} : Mômen tại mặt cắt giữa nhịp trong THGH Sử dụng do tĩnh tải giai đoạn 1 và tĩnh tải giai đoạn 2 gây ra

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{Dw} = 3067,806 \text{ kNm}$$

M_{LL+IM} : Mômen tại mặt cắt giữa nhịp trong THGH Sử dụng do hoạt tải +xung kích gây ra.

$$M_{LL+IM} = 2229,51 \text{ kNm}$$

Thay vào công thức trên:

$$\text{Lực căng } F_r \geq 6572 \text{ kN}$$

Giả thiết US trong bó sau các mắt mát = $0,6f_{pu} = 0,6 \cdot 1860 = 1116 \text{ MPa} = 1116 \text{ N/mm}$

$$\Rightarrow A_{ps} \geq \frac{F_f}{0,6 \cdot f_{pu}} = \frac{5,548 \cdot 10^6}{1116} = 4971 \text{ mm}^2$$

Để thỏa mãn điều kiện cường độ có thể dùng công thức gần đúng sau :

$$\phi M_n = \phi (A_{ps} \cdot 0,95 f_{pu} + A_s f_y) \cdot 0,9h \geq M_u$$

trong đó : $\phi = 1,0$

$$PPR = 1,0 (\text{hệ số ứng suất}) \quad [A5.5.4.2]$$

h : chiều cao dầm = 1200 mm

M_u : mô men uốn tại giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ 1

$$\text{Ta có : } A_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi \cdot 0,95 f_{pu} (0,9h)} = \frac{8331,49 \cdot 10^6}{1,0 (0,95) (1860) (0,9) (1200)}$$

$$A_{ps} \geq 4365,78 \text{ mm}^2 < 4971 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{TTGH cường độ không nguy hiểm}$$

Đối với loại bó cáp tao 15.2 mỗi tao có Mặt cắt 1.4 cm²

$$\text{Số tao cáp } n = \frac{A_{ps}}{a_{ps}} = \frac{4971}{140} = 35,504 \text{ tao}$$

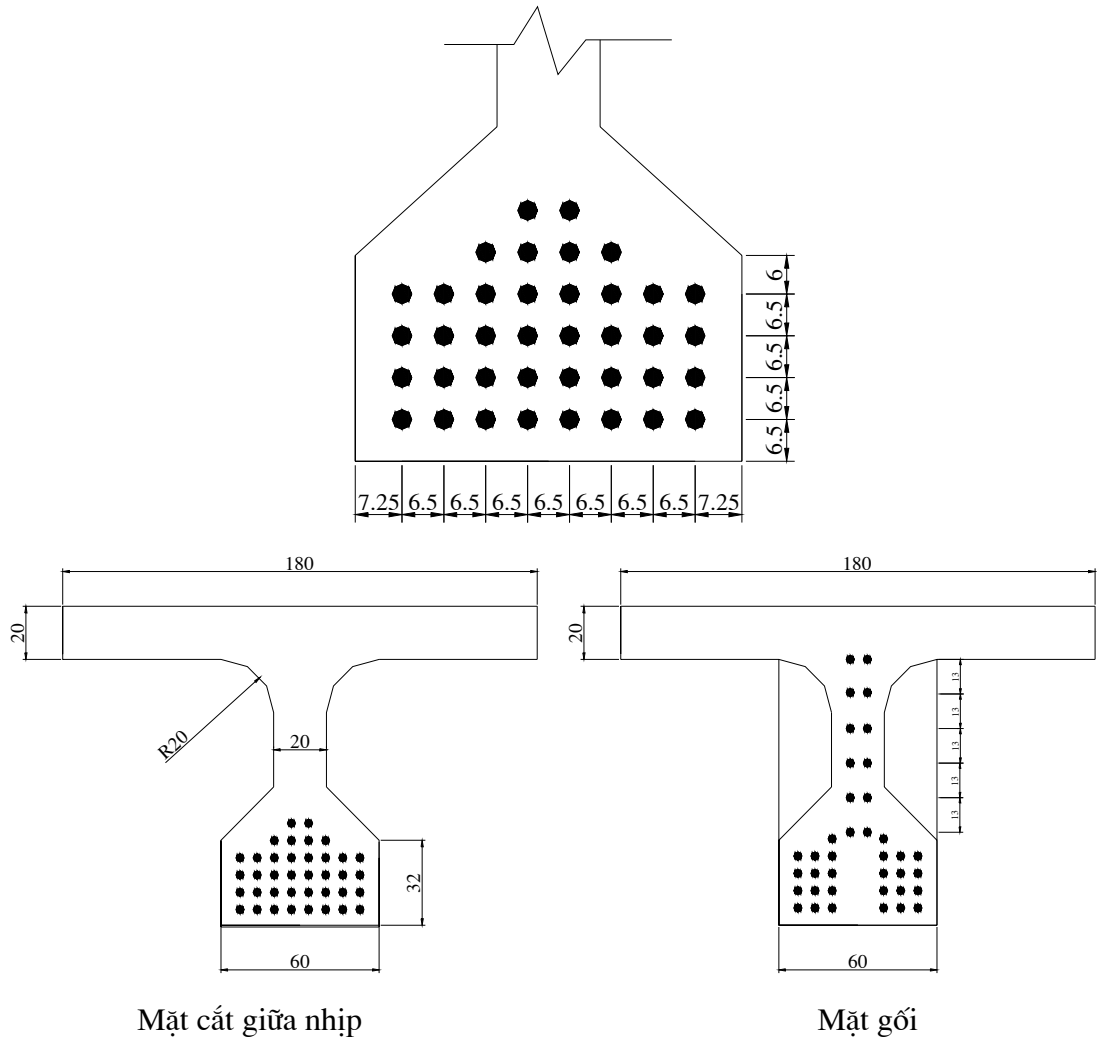
Chọn số tao cáp $n = 38 \text{ tao} \rightarrow A_{ps} = 5320 \text{ mm}^2$

7.2 BỐ TRÍ CÁP DỰ ỨNG LỰC

+ *Bố trí trong mặt phẳng đứng*

Các bó cáp được bố trí trong mặt phẳng đứng theo đường gấp khúc

Ta bố trí các bó cáp tại MC đầu dầm và mặt cắt giữa dầm như sau:



Mặt cắt giữa nhịp

Mặt gối

Ta có :

*Với mặt cắt giữa nhịp :

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo tới đáy dầm

$$y = \frac{8 * 6.5 + 8 * 13 + 8 * 19.5 + 8 * 26 + 4 * 32.5 + 2 * 39}{38} = 19.159 \text{ cm}$$

-Khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt tới trọng tâm cốt thép chịu kéo

$$e_{CL} = y_d - 12,33 = 53,406 \text{ cm}$$

*Với mặt cắt gối :

$$y = \frac{6.6,5 + 6.13 + 6.19,5 + 6.26 + 2.32,5 + 2.39 + 2.48 + 2.61 + 2.74 + 2.87 + 2.100}{38} = 33,5 \text{ cm}$$

$$e_{CL} = y_d - 33,5 = 39.06 \text{ cm}$$

7.3 TÍNH CÁC ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA MẶT CẮT TÍNH ĐỐI

Hệ số tính đối từ thép sang bê tông :

$$n = \frac{E_{thép}}{E_{bê tông}} = \frac{197000}{33994,48} = 5,795$$

Với mặt cắt giữa nhịp :

+ Xác định A_{td} : Diện tích mặt cắt tính đối

$$A_{td} = A_0 + n \cdot A_{ps} = 732444 + 5,795 \cdot 5320 = 763274.15 \text{ mm}^2$$

+ Xác định S_{td} : Mômen tĩnh của mặt cắt tính đối

$$\text{Trọng tâm các bó cốt thép: } y = 191,58 \text{ mm}$$

$$S_{td} = S_0 + n \cdot A_{ps} \cdot y_{ps} = 531492181 + 5,795 \cdot 5320 \cdot 123.3 = 537398504 \text{ mm}^3$$

+ Xác định y^{td}

$$y^{td} = \frac{S_{td}}{A_{td}} = 704.07 \text{ mm}$$

+ Xác định y_1^t

$$y_{td}^t = h - y_{td}^d = 1200 - 704.07 = 495.92991 \text{ mm}$$

+ Xác định I_{td} : Mômen quán tính của mặt cắt tính đối

$$I_{td} = I_0 + 5,795 \cdot 5320 \cdot (704,07 - 191,58)^2$$

$$I_{td} = 2.509 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

* Đối với các mặt cắt khác (mặt cắt gối) cũng làm tương tự.

Kết quả tính toán thể hiện ở bảng sau :

(Tính cho dầm biên)

Bảng 7.3

	Đặc trưng	Mặt cắt giữa	Mặt cắt gối	Đơn vị
Mặt cắt	A	763274.15	978724.15	mm ²
tính đối	S	537398504	573922717	mm ³
	yd	704.07009	586.39885	mm
	yt	495.92991	613.60115	mm
	I	2.509E+10	2.89E+10	mm ⁴

8. TÍNH TOÁN CÁC MẮT MẮT ỨNG SUẤT

Đối với dầm T kéo trước ta có các mắt mắt sau: [điều 5.9.5]

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

8.1 MẤT MÁT DO NÉN NGẮN ĐÀN HỒI Δf_{pES} [điều 5.9.5.2.3A]

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Trong đó :

f_{cgp} = tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất do lực dự ứng lực khi truyền và tự trọng của bộ phận ở các mặt cắt mô men giữa dầm (MPa)

E_p = mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa)

E_{ci} = mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$F_i = 0.70 f_{pu} A_{ps} = 0.7(1860)(5320) * 10^{-3} = 6927 \text{ KN}$$

$$M_{dg} = 1579,296 \text{ KNm}$$

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_{CL}^2}{I_g} + \frac{M_{dg} e_{CL}}{I_g}$$

$$f_{cgp} = -\frac{6,927 * 10^6}{763274.15} - \frac{6,927 * 10^6 * 534^2}{2,509 * 10^{10}} + \frac{1579,296 * 10^6 * 534}{2,509 * 10^{10}} = -29.6 \text{ MPa}$$

$$E_p = 197000 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 4800 \sqrt{40} = 30360 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{p8p} = \frac{197000}{30360} (29,6) = 192,06 \text{ MPa}$$

8.2 MẤT MÁT DO TỰ CHÙNG CÁP THÉP LÚC TRUYỀN LỰC :

$$\Delta R_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40.0} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pi}$$

t : thời gian giả định từ lúc căng đến lúc cắt cốt thép = 4 ngày

f_{pi} ứng suất ban đầu trong bó cốt thép ở cuối giai đoạn căng

-Lập lần đầu:

$$f_{pi} = f_{pt} - \Delta f_{pES} = 0.74 (1860) - 146.13 = 1184.34 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0.9 f_{pu} = 0.9 (1860) = 1674 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 * 4)}{40} \left(\frac{1184.34}{1674} - 0.55 \right) 1184.34 = 9.24 \text{ MPa}$$

Tính lại f_{pi} và Δf_{pR1} :

$$f_{pi} = 1184,34 - 9,24 = 1175,1$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 * 4)}{40} \left(\frac{1175,1}{1674} - 0.55 \right) 1175,1 = 8,85 \text{ MPa}$$

-Lặp lần 2 :

$$f_{pi} = f_{pt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pR1}) = 0.74(1860) - (192,06 + 8,85) = 1175,49 MPa$$

$$F_i = 5320 * 1175,49 = 6253,6 KN$$

$$f_{pgp} = 30,22 MPa$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{197000}{30360} 30,22 = 196,09 MPa$$

$$f_{pi} = f_{pt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pR1}) = 0.74(1860) - (196,09 + 8,85) = 1171,46 MPa$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 * 4)}{40} \left(\frac{1171,46}{1674} - 0.55 \right) 1171,46 = 8,69 MPa$$

8.3 MẤT MÁT DO CO NGÓT $\Delta f_{psr} = 117 - 1.03H$

H là độ ẩm tương đối = 70% --> $\Delta f_{psr} = 117 - 1.03 * 70 = 44,9 MPa$

8.4 MẤT MÁT DO TỪ BIẾN

$$\Delta f_{pCR} = 12 * f_{cgp} - 7 * \Delta f_{cdp} = 12 * 29,6 - 7 * 8,8 = 293,6 MPa$$

8.5 TÍNH GẦN ĐÚNG TỔNG SỐ MẤT MÁT THEO THỜI GIAN : [điều 5.9.5.3.1]

$$\Delta f_{fp} = 230 \left[1 - 0.15 \frac{f_c' - 41}{41} \right] + 41 PPR$$

trong đó PPR = 1.0 Tỷ lệ dự ứng lực một phần

$$\Delta f_{fp} = 230 \left[1 - 0.15 \frac{55 - 41}{41} \right] + 41 = 259.2 MPa$$

Đối với tao cáp có độ tự trùng thấp

$$\Delta f_{fp} = 259.2 - 41 = 218.2 MPa$$

8.6 TỔNG MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT:

$$\Delta f_{pT} = (\text{mất mát ban đầu}) + (\text{mất mát theo thời gian})$$

$$\Delta f_{pT} = (192,06 + 8,69) + 218,2 = 418,95 MPa$$

9. KIỂM TOÁN THEO- TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ I

Trạng thái giới hạn cường độ phải được xem xét đến để đảm bảo cường độ và sự ổn định cả về cục bộ và toàn thể được dự phòng để chịu được các tổ hợp tải trọng quan trọng theo thống kê được định ra để cầu chịu được trong tuổi thọ thiết kế của nó.

Trạng thái giới hạn cường độ dùng để kiểm toán các mặt cường độ và ổn định .

9.1 KIỂM TOÁN CƯỜNG ĐỘ UỐN

Công thức kiểm toán đối với trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Mô men tính toán M_u Trạng thái giới hạn cường độ I

$$M_u = \eta \sum \gamma_i M_i$$

Kết quả M_u của dầm giữa được tính toán bằng trên

$$\text{Sức kháng uốn tính toán} \quad M_r = \phi M_n$$

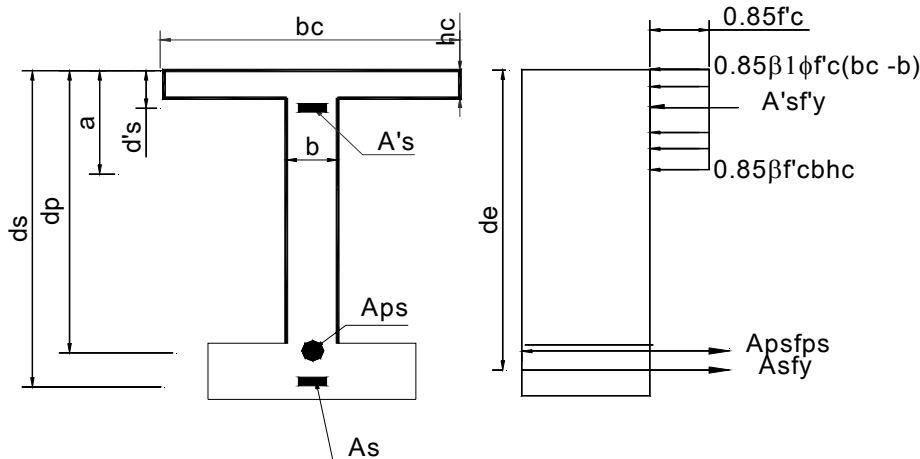
Trong đó

ϕ : là hệ số kháng uốn được quy định ở Điều 5.5.4.2, dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép ứng suất trước $\phi = 1.0$

M_n : Sức kháng uốn danh định (Tính toán sức kháng uốn danh định (điều 5.7.3.2))

Phân bố ứng suất theo hình chữ nhật (điều 5.7.2.2))

Quan hệ tự nhiên giữa ứng suất bê tông chịu nén và ứng biến có thể coi như một khối hình chữ nhật tương đương bằng $0,85f_c$ phân bố trên một giới hạn bởi mặt ngoài cùng chịu nén của mặt cắt và đường thẳng song song với trục trung hoà cách thớ chịu nén ngoài cùng một khoảng cách $a = \beta_1 c$. Khoảng cách c phải tính vuông góc với trục trung hoà. Hệ số β_1 lấy bằng 0,85 đối với bê tông có cường độ không lớn hơn 28 Mpa. Với bê tông có cường độ lớn hơn 28 Mpa , hệ số β_1 giảm theo tỷ lệ 0,05 cho từng 7 Mpa vượt quá 28 Mpa, nhưng không nhỏ hơn trị số 0,65 .



Công thức tính toán sức kháng uốn (A5.7.3.2.2.1)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A_s' f_y' \left(d_s' - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Coi mặt cắt chỉ có cốt thép ứng suất trước chịu lực khi đó :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f_c' \cdot (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Trong đó :

A_{ps} =Diện tích thép ứng suất trước (mm^2)

f_{ps} =ứng suất trung bình trong thép ứng suất trước ở sức kháng uốn danh định ,tính theo phương trình 5.7.3.1-1(Mpa)

d_p =khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất trước (mm)

A_s =Diện tích cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm^2)

f_y =Giới hạn chảy qui định của cốt thép (Mpa).

d_s =Khoảng cách tải trọng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm)

A'_s =Diện tích cốt thép chịu nén (mm^2)

f'_y =Giới hạn chảy qui định của cốt thép chịu nén (Mpa).

f'_c =Cường độ chịu nén qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)

bc =Bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm)

b_w =Chiều dày của bản bụng (mm)

β_1 =Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong Điều 5.7.2.2

$$\beta_1=0.85-(12/7)0.05=0.764 > 0.65$$

h_1 =Chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T(mm)

c =Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm)

a = $c\beta_1$; chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm)

Tính toán ứng suất trong thép ứng suất trước ở mức sức kháng uốn danh định (5.7.3.1)

Đối với cốt thép ứng suất trước dính bám mặt cắt hình chữ T chịu uốn quanh một trục, có ứng suất phân bố như quy định của Điều 5.7.2.2 và f_{pe} (ứng suất có hiệu còn lại trong thép ứng suất trước) $=0.7428f_{pu} < 0.5f_{pu}$ ứng suất trung bình trong thép ứng suất trước f_{ps} có thể lấy như sau :

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

trong đó :

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) = 2 \left(1.04 - \frac{0.9f_{pu}}{f_{pu}}\right) = 0.28 \quad (\text{điều 5.7.3.1.1-2})$$

Giới hạn chảy của thép Mác 270 $f_{py} = 0.9f_{pu}$ (điều 5.4.4.1-1)

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{điều 5.7.3.1.1-3})$$

Sau khi tính được c , nếu $c < h_f$ tức trục trung hoà đi qua cánh. Khi đó có thể coi là mặt cắt hình chữ nhật. Theo Điều 5.7.3.2.3 khi chiều dày cánh chịu nén $h > c$ xác định theo phương

trình trên thì sức kháng uốn danh định Mn có thể xác định theo các phương trình trên(5.7.3.1.1-1 đến 5.7.3.2.2-1)trong đó b phải thay bằng b_f

$$\text{Công thức xác định c được viết lại } c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_c f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Trong khuôn khổ ví dụ này chỉ yêu cầu kiểm tra tại 3 mặt cắt: Mặt cắt giữa nhịp, mặt cắt 1/4 nhịp, mặt cắt cách gối 0,8m và có thể cả mặt cắt gối.

9.1.1 XÉT TẠI MẶT CẮT GIỮA NHỊP.

$$\text{Thay số vào: } c = \frac{5320.1860 + 0 - 0 - 0,85.0,764.40.(2400 - 200)211,1}{0,85.45.0,764.20 + 0,28.5320 \frac{1860}{1008,4}} = \frac{-2168574}{3267.039} < 0$$

C < h Suy ra trục trung hoà đi qua cánh.Khi đó có thể coi là mặt cắt hình chữ nhật. Theo Điều 5.7.3.2.3 khi chiều dày cánh chịu nén h > c xác định theo phương trình trên thì sức kháng uốn danh định Mn có thể xác định theo các phương trình trên(điều 5.7.3.1.1-1 đến điều 5.7.3.2.2-1) trong đó b phải thay bằng b_f

Công thức xác định c được viết lại

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_c f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5320.1860 + 0 - 0}{0,85.40.0,764.2400 + 0,28.5320 \frac{1860}{1008,4}} = 152,02 \text{ mm}$$

$$d_p = h - y = 1200 - 191,6 = 1008,4 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{152,02}{1008,4}\right) = 1781,48 \text{ Mpa}$$

$$a = \beta \cdot c = 0,764 \cdot 152,02 = 116,146 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5320 \cdot 1860 \cdot \left(1008,4 - \frac{116,146}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 9403,884 \text{ KNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 9403,884 = 9403,884 \text{ KNm} > M_u = 8331,49 \text{ **Thoả mãn**}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về cường độ.

9.1.2 XÉT TẠI MẶT CẮT L/4 TÍNH TOÁN TƯƠNG TỰ TA CÓ KẾT QUẢ

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_c f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5320.1860 + 0 - 0}{0,85.40.0,764.2400 + 0,28.5320 \frac{1860}{956,8}} = 151,678 \text{ mm}$$

$$d_p = h - y = 1200 - 243,2 = 956,8 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{151,678}{956,8}\right) = 1777,44 \text{ Mpa}$$

$$a = \beta \cdot c = 0,764 \cdot 151,678 = 115,882 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{pu} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5320 \cdot 1860 \cdot \left(956,8 - \frac{115,882}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 8894,39 \text{ KNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 8894,39 = 8894,39 \text{ KNm} > M_u = 8331,49 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt L/4 thoả mãn về cường độ.

9.1.3 XÉT TẠI MẶT CẮT CÁCH GỐI 0,8M

Tính toán tương tự ta có kết quả :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A_c f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5320 \cdot 1860 + 0 - 0}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 2400 + 0,28 \cdot 5320 \cdot \frac{1860}{908}} = 151,32 \text{ mm}$$

$$d_p = h - y = 1200 - 292 = 908 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{151,32}{908}\right) = 1773,21 \text{ Mpa}$$

$$a = \beta \cdot c = 0,764 \cdot 151,32 = 115,606 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{pu} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5320 \cdot 1860 \cdot \left(908 - \frac{115,606}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 8412,87 \text{ KNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 8412,87 = 8412,87 \text{ KNm} > M_u = 8331,49 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt cách gối 0,8m thoả mãn về cường độ.

9.2 KIỂM TRA HÀM LƯỢNG CỐT THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC

+ Lượng cốt thép tối đa (điều 5.7.3.3.1)

$$\text{Phải thoả mãn điều kiện } \frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

$$d_e = d_p = 1008,4 \text{ mm (Do coi } A_s = 0 \text{ (điều 5.7.3.3.1-2))}$$

c: khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục TH

$$c = 152,02 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{152,02}{1008,4} = 0,150754 < 0,42 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Lượng cốt thép tối thiểu (Điều A5.7.3.3.2 hoặc bảng 23 và 24)

$$M_r > \min (1,2M_{cr}, 1,33M_u)$$

Trong đó M_{cr} : Sức kháng nứt được xác định trên cơ sở phân bố phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn, f_r (điều 5.4.2.6)

$$f_r = 0,63 \sqrt{f'_c} = 3,984 \text{ Mpa}$$

Trong trạng thái Giới hạn sử dụng, U'S kéo trong bê tông ở đáy dầm do các loại tải trọng là:

$$f = \frac{(M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW} + M_{LL+IM})y_2^d}{I_{td}} - \frac{P_j}{A_0} - \frac{(P_j \cdot e)y_0^d}{I_0} + \frac{M_{tbt} \cdot y_o^d}{I_0}$$

Trong đó

$$P_j = A_{ps} \cdot (0,8f_{py} - \sum matmat) = 5320 \cdot (1336 - 539,25) = 4238710 \text{ Mpa} \cdot \text{mm}^2$$

Thay vào ta được $f = 2,832 \text{ MPa}$

Như vậy M_{cr} là mômen gây thêm cho dầm để US thứ dưới của bê tông đạt đến US suất kéo:

$$\frac{M_{cr} \cdot y_2^d}{I_{td}} 10^6 = f_r - f = 3,984 - 2,832 = 1,152 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{1,152 \cdot 2,509 \cdot 10^{10} \cdot 10^{-6}}{704,07009} = 410,056 \text{ KNm}$$

$$\text{Vậy min} (1.2M_{cr}, 1.33M_u) = \text{min}(492,67 ; 11080,56) = 492,67 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_r > 492,67 \text{ KNm} \text{ **Thoả mãn**}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về hàm lượng thép tối thiểu

9.3 TÍNH CỐT ĐAI VÀ KIỂM TOÁN CẮT Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ 1:

Công thức tính sức kháng cắt

$$V_r = \phi V_N$$

Trong đó :

$$\phi = \text{Hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2, } \phi = 0.9$$

$$V_N = \text{sức kháng cắt danh định quy định trong Điều 5.8.3.3}$$

Sức kháng cắt danh định phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của :

$$V_N = \min \begin{cases} V_{n1} = V_c + V_s + V_p \\ V_{n2} = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Trong đó :

Do bỏ qua cốt thép thường . $V_s = 0$

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v : \text{Lực cắt do bê tông}$$

V_p = Thành phần lực ứng suất trước có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng . là dương nếu ngược chiều với lực cắt (N) $V_p = (Pe)\sin\alpha$ (α góc hợp bởi phương nằm ngang và hướng cáp), $V_p > 0$ nếu ngược chiều với lực cắt.

ở đây : Lực cắt ở gần gối là lớn nhất nên ta chỉ cần duyệt cho mặt cắt này .

$$\alpha = \text{góc nghiêng của cốt thép ngang đối với phương trục dọc } = 90^\circ$$

$$b_v = \text{Bề rộng bụng có hiệu } b_v = 400 \text{ mmm}$$

d_v = Chiều cao chịu cắt có hiệu được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp kéo do uốn ($d'v$), nhưng không lấy ít hơn trị số lớn hơn của 0.9 de và 0.72 h

Mặt cắt	$d_p - a/2$	$0.9d_p$ (cm)	$0.72 h$	d_v (cm)
0.8m	85,02	81,72	86,4	86,4
L/4	89,885	86,112	86,4	89,885
L/2	89,925	90,756	86,4	90,756

S=Cự ly cốt thép đai (mm)

Cự ly cốt thép ngang không được vượt quá trị số sau

Nếu $V_u < 0.1f'_c b_v d_v$

$$s \leq 0.8d_v \leq 600\text{mm} \quad (\text{điều 5.8.2.7-1})$$

Nếu $V_u \geq 0.1f'_c b_v d_v$ thì

$$s \leq 0.4d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (\text{điều 5.8.2.7-2})$$

Có $0,1.f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0,1.40.400.864.10^{-3} = 1382,4 \text{ KN}$

=> chọn $s \leq 0.8d_v = 0,8.864 = 691.2 \leq 600 \Rightarrow s \leq 600\text{mm}$

Chọn **$s=120 \text{ mm}$**

$A_v =$ Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly S (mm^2) $A_v = 2 A_s$ (đai 2 nhánh)

$$A_v = 2 \cdot \text{PI}() \cdot 1.4^2 / 4 = 3.079 \text{ cm}^2.$$

β =Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo tra bảng 5.8.3.4.2

Tuy nhiên trong khuôn khổ của Ví dụ này có thể cho luôn $\beta=2, \theta=45^\circ$

+ Xác định V_p :

$$V_p = A_{\text{cable}} \cdot f_p \sum_{i=1}^6 \sin \gamma_i$$

Trong đó:

A_{cable} : Diện tích các tao cáp

$$A_{\text{cable}} = 5320 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

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

$$P_j = A_{ps} \cdot (0,8f_{py} - \sum \text{matmat})$$

Mc	P_j (Mpa.m ²)
0.8	3.769
L/4	3.660
L/2	3.820

γ_i : Góc lệch của cáp i so với phương ngang,

MC	Bó 1 ($\sin \gamma$)	Bó 2 ($\sin \gamma$)	Bó 3 ($\sin \gamma$)	Bó 4 ($\sin \gamma$)	Bó 5 ($\sin \gamma$)	Bó 6 ($\sin \gamma$)	$\Sigma \sin \gamma$
0.8	0.1280	0.0900	0.0515	0.0129	0.0129	0.0129	0.3082

L/4	0.1215	0.0853	0.0489	0.0122	0.0122	0.0122	0.2924
L/2	0.0644	0.0451	0.0258	0.0002	0.0002	0.0002	0.1359

Thay các giá trị vào công thức tính V_p ta được:

Mc	Pj (Mpa.m2)	Vp(KN)
0.8	3.769	7.540
L/4	3.660	6.825
L/2	3.820	3.223

Bảng duyệt :

Mc	Vp(KN)	Vc	$0.25f_c'.bv.dv$	Vs(KN)	Vn1(KN)	Vn2(KN)	Min(Vn1,Vn2)
0.8	7.540	16,850	4608,0	1241,356	1425,85	4723,62	1425,85
L/4	6.825	9,542	2381,4	1283,058	1386,031	3215,521	1386,031
L/2	3.223	10,256	2570,4	1384,888	1420,123	3325,562	1420,123

$0.9\text{Min}(Vn1,Vn2)$	Vr (KN)	Kết luận
1283,265	1123,25	thoả mãn
1247,428	865,235	thoả mãn
1278,110	245,124	thoả mãn

10. KIỂM TOÁN DẦM THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Các vấn đề phải kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng của bê tông ứng suất trước là ứng suất trong bê tông(điều 5.9.4), biến dạng(độ võng)

10.1 CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT TRONG BÊ TÔNG

Ứng suất trong bê tông được tính ở trạng thái giới hạn sử dụng I

Các giới hạn đối với các mức ứng suất trong bê tông khi tính toán cường độ bê tông yêu cầu (điều 5.9.4.2) là :

+ Lúc căng kéo

Giới hạn ứng suất kéo: $0,25\sqrt{f_{ci}} = 1 = 0,25\sqrt{40} = 1,581 > 1,38\text{MPa}$

=> giới hạn ứng suất kéo 1.38MPa(5.9.4.1.2-1)

$$f_{DCI} + f_{PSI} \leq 1,38\text{Mpa}$$

Giới hạn ứng suất nén : $0,55.f_{ci}' = 0,55.34 = 18,7\text{Mpa}$

$$f_{DCI} + f_{PSI} \geq 20,4\text{Mpa}$$

Lúc căng kéo chỉ có tải trọng DC1 và lực do ứng suất trước Kiểm tra ở bảng 27

+ Lúc khai thác sau các mất mát

Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông là

$$0,5\sqrt{f'_c} = 0,5\sqrt{40} = 3,162\text{Mpa} \text{ (Điều 5.9.4.2.2-1)}$$

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{DN} + f_{PSF} \leq 0,5\sqrt{f'_c} = 3,162 \text{ MPa}$$

Giới hạn ứng suất nén trong bê tông (Điều 5.9.4.2.1-1)

* Do DƯL và các tải trọng thường xuyên

$$0,45f'_c = 0,45 \cdot 40 = 18\text{Mpa}$$

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{psF} \geq -18 \text{ MPa}$$

* Do tổng DƯL hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, các tải trọng nhất thời, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp

$$0,6f'_c = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+DM} + f_{DN} + f_{psF} \geq -24 \text{ MPa}$$

10.2 TÍNH TOÁN CÁC ỨNG SUẤT MÉP TRÊN (NÉN LÀ ÂM)

10.2.1 XÉT LÚC CĂNG KÉO

$$\text{Ứng suất do lực DƯL: } f_{DUL} = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^t}{I_0}$$

$$\text{Do tự trọng bản thân: } f_{tbt} = -\frac{M_{tbt} \cdot y_0^t}{I_0}$$

Trong đó $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma f_{\text{mất mát}})$ với $f_{\text{mất mát}} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}$

10.2.2 XÉT LÚC KHAI THÁC

$$\text{Ứng suất do lực DƯL: } f_{DUL} = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^t}{I_0}$$

$$\text{Do tự trọng bản thân: } f_{tbt} = -\frac{M_{tbt} \cdot y_0^t}{I_0}$$

Trong đó $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma f_{\text{mất mát}})$ với $f_{\text{mất mát}} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta_{pCR} + \Delta_{pSR} + \Delta_{pR}$

$$\text{Do tĩnh tải giai đoạn một: } f_{DC1} = -\frac{M_{DC1} \cdot y_1^t}{I_1}$$

Trong đó $M_{DC1} = (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(d\theta)} + g_{DC1(dn)}) \cdot \omega_m$

$$\text{Do tĩnh tải giai đoạn hai: } f_{DC1} = -\frac{(M_{DC1} + M_{DW}) \cdot y^t}{I_{td}}$$

Trong đó $M_{DC1} = (g_{DC2(\text{lan can})} + g_{DW}) \cdot \omega_m$

$$\text{Do hoạt tải: } f_{LL+IM} = -\frac{M_{LL+IM} y_2^t}{I_2}$$

10.3 TÍNH TOÁN CÁC ỨNG SUẤT MÉP DƯỚI (NÉN LÀ ÂM)

10.3.1 XÉT LÚC CĂNG KÉO

$$\text{Ứng suất do lực DƯL: } f_{DƯL} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^d}{I_0}$$

$$\text{Do tự trọng bản thân: } f_{ttbt} = \frac{M_{ttbt} \cdot y_0^d}{I_0}$$

Trong đó $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma \Delta f_{\text{mất mát}})$ với $\Delta f_{\text{mất mát}} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}$

10.3.2 XÉT LÚC KHAI THÁC

$$\text{Ứng suất do lực DƯL: } f_{DƯL} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^d}{I_0}$$

$$\text{Do tự trọng bản thân: } f_{ttbt} = -\frac{M_{ttbt} \cdot y_0^d}{I_0}$$

Trong đó $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma \Delta f_{\text{mất mát}})$ với $\Delta f_{\text{mất mát}} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta_{pCR} + \Delta_{pSR} + \Delta_{pR}$

$$\text{Do tĩnh tải giai đoạn một: } f_{DC1} = \frac{M_{DC1} y_0^d}{I_0}$$

Trong đó $M_{DC1} = (g_{DC1(\text{bmc})} + g_{DC1(\text{dỡ})} + g_{DC1(\text{dn})}) \cdot \omega_m$

$$\text{Do tĩnh tải giai đoạn hai: } f_{DC1} = \frac{(M_{DC1} + M_{DW}) y^d}{I_{td}}$$

Trong đó $M_{DC1} = (g_{DC2(\text{lan can})} + g_{DW}) \cdot \omega_m$

$$\text{Do hoạt tải: } f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM} y^d}{I_{td}}$$

Các số liệu:

$e = y_0^d - y_{ps}$; y_{ps} xem bảng 9.1.1

$I_0, I_1, I_2, y_0^d, y_0^t, y_1^d, y_1^t, y_2^d, y_2^t$: xem bảng 8.3

$g_{DC1(\text{dc})}, g_{DC1(\text{bmc})}, g_{DC1(\text{dn})}, g_{DC1(\text{dỡ})}, g_{DC2(\text{lan can})}, g_{DW}$: Xem bảng 5.1

ω_m : Diện tích đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt phải tính. Xem phần 4.3

M_{LL+IM} : Xem bảng 5.3.3.1; bảng 5.3.3.2

Thay số liệu vào các công thức trên, kiểm toán giới hạn ứng suất cho ở trên trong bảng sau:

+ Lúc căng kéo

Bảng 10.3.1

	MC gối	MC 0.8	MC L/4	MC L/2	
Pi=	5146302	5146302	5146302	5146302	Mpa.mm2
e=	98.830	177.1612	403.835	498.394	mm
Mttbt=	0	103.2445	513.786	658.7104	KNm
ỨS thớ trên	-	-4.78749	0.28059	2.663921	Mpa
	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	
ỨS thớ dưới	-10.263	-15.837	-21.545	-22.250	Mpa
	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	

+ Lúc khai thác

Bảng 10.3.2

Pi=	3873844.091	3742382	3763992	3741404	MPa.mm2
e=	98.830	177.161	403.835	498.394	Mm
Mttbt	0	103.244	513.786	658.710	KNm
M1	0	128.811	641.014	821.8251	KNm
M2	0	308.586	1962.61	2624.957	KNm
ỨS thớ trên	-2.818	-5.106	-8.6276	-9.355	Mpa
	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	
ỨS thớ dưới	-7.72539898	-9.02452	-1.4745	1.311838	Mpa
	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	

11. TÍNH ĐỘ VĨNG CẦU

11.1 TÍNH ĐỘ VĨNG DO DỰ ỨNG LỰC)

$$\Delta_{pi} = \left(\frac{e_c}{8} - \frac{\beta^2}{6} (e_c - e_e) \right) \frac{F_i L}{EI}$$

với $\beta=0.333$

$$EI=8,53.10^6 \text{KMm}^2$$

$$\rightarrow \Delta_{pi} = 62.5 \text{ mm } \uparrow$$

11.2 TÍNH ĐỘ VĨNG DO TẢI TRỌNG THƯỜNG XUYÊN (TĨNH TẢI)

11.2.1 ĐỘ VĨNG DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN DẦM

Mặt cắt để tính là mặt cắt giảm yếu

$I = 1.062474.10^{10} \text{ mm}^4$ (Xem bảng 7.3 phần mặt cắt tính đối)

$E = 33994,48 \text{ Mpa}$ (Xem phần 6)

$EI = 2,509.10^{10} . 33994,48.10^{-9} = 3,61.10^6 \text{ KMm}^2$

$$\Delta_{gi} = \frac{5}{384} \frac{g_{DC(dc)} \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{20,23.24,4^4}{3,61.10^6} = 0,02587 \text{ m} = 25,87 \text{ mm} \downarrow$$

trong đó $g_{DC(dc)} = 20,23 \text{ KN/m}$ Xem bảng 2.1

11.2.2 ĐỘ VỒNG DO TRỌNG LƯỢNG BẢN MẶT CẦU, DẦM NGANG, TẮM ĐỒ, LỚP PHỦ, LAN CAN

Mặt cắt để tính là mặt cắt tính đối

$EI = 8,53.10^6 \text{ KMm}^2$

$$\Delta_{gi} = \frac{5}{384} \frac{(g_{DC1(dc)} + g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(do)} + g_{DC2(lan can)} + g_{DW}) \cdot L^4}{EI}$$

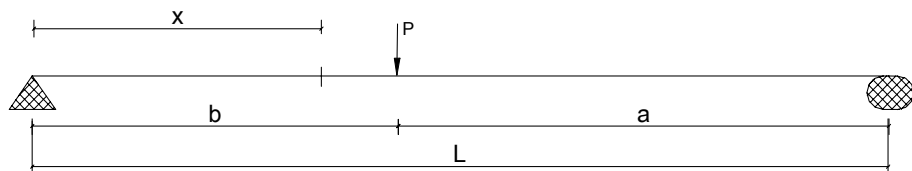
$$= \frac{5}{384} \frac{(10,736 + 1,23 + 2,92 + 4,564 + 3,713) \cdot 24,4^4}{8,53.10^6}$$

$= 0,01253 \text{ m} = 12,53 \text{ mm} \downarrow$

trong đó $g_{DC1(dn)}, g_{DC1(bmc)}, g_{DC1(đồ)}, g_{DC2(lan can)}, g_{DW}$ Xem bảng 2.1

nư vậy độ võng còn dư 24,1 mm

12.3 TÍNH ĐỘ VỒNG TỨC THỜI DO HOẠT TẢI CÓ XÉT LỰC XUNG KÍCH.



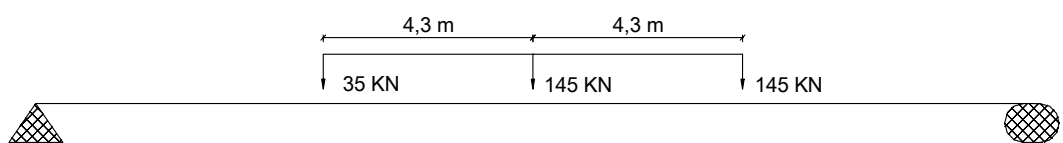
+ Độ võng tính cho dầm giản đơn: Độ võng tại mặt cắt x do lực tập trung P đặt cách 2 đầu dầm a và b:

$$\Delta_x = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot L} (L^2 - b^2 - x^2) \quad (x < a)$$

Với $x = L/2$
$$\Delta_x = \frac{P \cdot L^3}{48EI}$$

+ Độ võng giữa dầm do Xe tải HL-93 ($x = 12,2 \text{ m}$)

Sơ đồ đặt tải tính độ võng:



Mặt cắt để tính độ võng là toàn bộ mặt cắt ngang của cầu

$EI = 8,53.10^6 \text{ KMm}^2$

Trục 35 KN: $x = 12,2\text{m}$, $a = 16,5\text{m}$, $b = 7,9\text{m}$

$$\Delta_x^{35} = \frac{35 \cdot 7,9 \cdot 12,2}{6,8,53 \cdot 10^6 \cdot 24,4} (24,4^2 - 7,9^2 - 12,2^2) = 0,0010375 \text{ m} = 1,0375 \text{ mm}$$

Trục 145 KN: $x = 12,2\text{m}$, $a = 12,2\text{m}$, $b = 12,2\text{m}$

$$\Delta_x^{145} = \frac{145 \cdot 24,4^3}{48,8,53 \cdot 10^6} = 0,005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Trục 145 KN: $x = 12,2\text{m}$, $a = 7,9\text{m}$, $b = 16,5\text{m}$

$$\Delta_x^{145} = \frac{145 \cdot 16,5 \cdot 12,2}{6,8,53 \cdot 10^6 \cdot 24,4} (24,4^2 - 16,5^2 - 12,2^2) = 0,00407 \text{ m} = 4,04 \text{ mm}$$

Tổng độ võng do hoạt tải: $\Delta_{LL+IM} = (1,0375 + 5 + 4,04) \cdot 1,25 = 10,0775 \text{ mm} \downarrow$

$$\text{Độ võng cho phép } \Delta = \frac{L}{800} = \frac{20400}{800} = 25,5 \text{ mm}$$

Vậy độ võng do hoạt tải đạt yêu cầu.

12. TÍNH TOÁN DẦM NGANG (THAM KHẢO)

- Toàn cầu có 20 dầm ngang, tựa trên 5 dầm chủ, sơ đồ là dầm liên tục nhiều nhịp kê trên dầm chủ, ta tính toán trên dầm giản đơn sâu đó xét đến tính liên tục

12.1 NỘI LỰC DO TẢI TRỌNG CỤC BỘ (HOẠT TẢI) GÂY RA

Chiều dài nhịp tính toán dầm ngang $l_n = 2,4\text{m}$

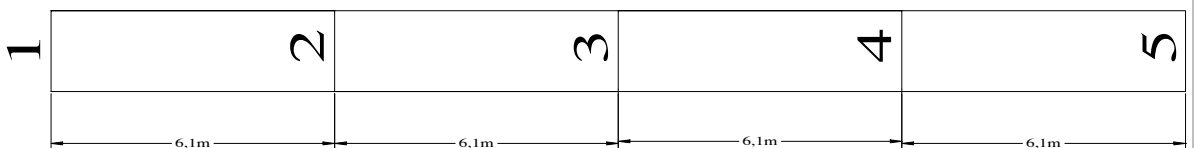
$$\text{Tính áp lực do 1 bánh xe: } A_i = \frac{1}{2} * \sum P_i * y_i$$

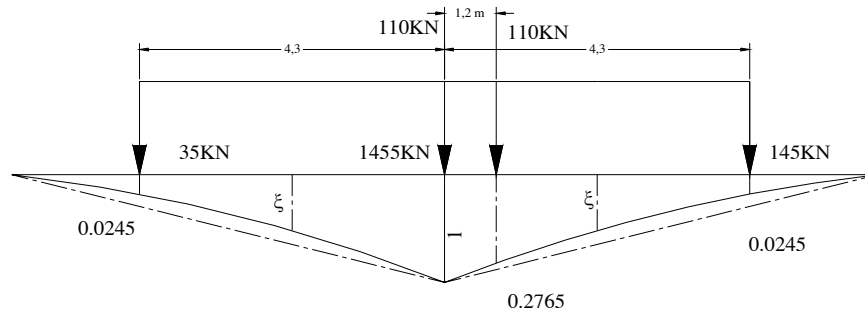
P_i - áp lực 1 trục bánh xe

y_i — Tung độ đường ảnh hưởng

Tính dầm ngang số 2

$$l_1 = 6,1 \text{ m}; l_2 = 2,4 \text{ m}$$





$$\xi = 0.5 * \frac{l_2^3}{l_1^3 + l_2^3} = 0.5 * \frac{2,4^3}{6,1^3 + 2,4^3} = 0,0287$$

(khi tính coi như đường gãy khúc)

- Mô men do tải trọng cục bộ M_r' sẽ được tính bằng cách xếp A_i lên đanh , sau đó nhân với các hệ số xét đến tính liên tục

- Mô men tính toán trong dầm ngang nhiều nhịp do Xe tải HL-93 và Xe 2 trục

+ ở giữa nhịp :

$$\text{Max} M'_{0,5} = \gamma * 0.7 * M_0 ;$$

$$\text{Min} M'_{0,5} = -\gamma * 0.3 * M_0 \text{ (trong đó } \gamma = 1,75)$$

+ Tại các gối giữa:

$$\text{Max} M'_{\text{gối}} = \gamma * 0.2 * M_0 ;$$

$$\text{Min} M'_{\text{gối}} = -\gamma * 0.9 * M_0$$

$$M_0 = (1 + \mu) * A * z_i$$

- Lực cắt :

$$\text{+ ở mặt cắt gối } Q'_{\text{gối}} = \gamma * 1.15 * Q_0^{\text{gối}}$$

+ ở mặt cắt giữa nhịp :

$$Q'_{0,5} = \gamma * 1.15 * Q_0^{0,5}$$

$$Q_0 = (1 + \mu) * A * z_i$$

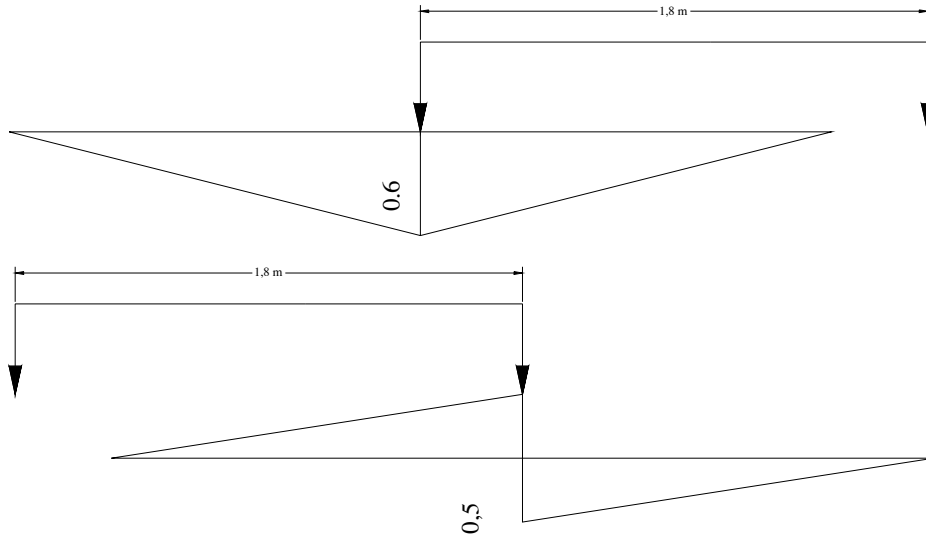
a — Khi đặt Xe tải HL-93 (nội suy các y_i)

$$A = \frac{1}{2} * (145.1 + 145 * 0,0245 + 45.0,0245) = 74,8275 \text{ KN}$$

$$M_0 = 1,25.74,8275.0,6 = 56,12 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{\text{gối}} = 1,25.74,8275.(1+0,28) = 119,724 \text{ KN}$$

$$Q_0^{0,5} = 1,25.74,8275.0,5 = 46,77 \text{ KN}$$

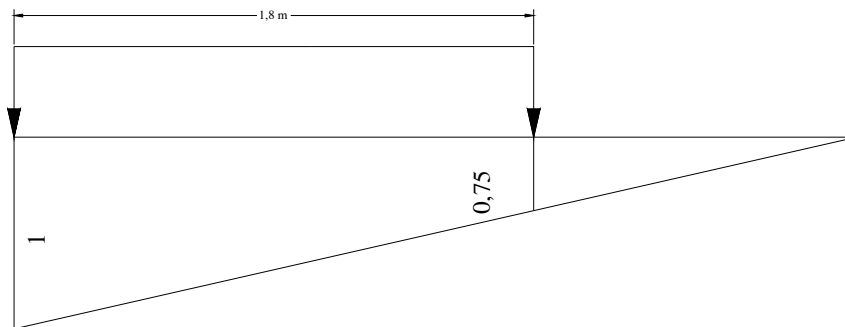


$$\text{Max}M'_{\text{gối}} = 1,75 \cdot 0,2 \cdot 56,12 = 19,6422 \text{ KNm}$$

$$\text{Min}M'_{\text{gối}} = -1,75 \cdot 0,9 \cdot 56,12 = -88,39 \text{ KNm}$$

$$\text{Max}M'_{0,5} = 1,75 \cdot 0,7 \cdot 56,12 = 68,75 \text{ KNm}$$

$$\text{Min}M'_{0,5} = -1,75 \cdot 0,3 \cdot 57,225 = -29,463 \text{ KNm}$$



$$Q'_{\text{gối}} = 1,75 \cdot 1,15 \cdot 119,724 = 240,944 \text{ KN}$$

$$Q'_{0,5} = 1,75 \cdot 1,6 \cdot 46,77 = 130,948 \text{ KN}$$

b — Khi đặt Xe 2 trục Load (nội suy các y_i)

$$A = \frac{1}{2} \cdot (110 \cdot 1 + 110 \cdot 0,2765) = 70,2075 \text{ KN}$$

$$M_0 = 1,25 \cdot 70,2075 \cdot 0,6 = 52,6556 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{\text{gối}} = 1,25 \cdot 70,2075 \cdot (1 + 0,28) = 112,332 \text{ KN}$$

$$Q_0^{0,5} = 1,25 \cdot 70,2075 \cdot 0,5 = 43,879 \text{ KN}$$

$$\text{Max}M'_{\text{gối}} = 1,75 \cdot 0,2 \cdot 52,6556 = 18,429 \text{ KNm}$$

$$\text{Min}M'_{\text{gối}} = -1,75 \cdot 0,9 \cdot 52,6556 = -82,932 \text{ KNm}$$

$$\text{Max}M'_{0,5} = 1,75 \cdot 0,7 \cdot 52,6556 = 64,503 \text{ KNm}$$

$$\text{Min}M'_{0,5} = -1,75 \cdot 0,3 \cdot 52,6556 = -27,644 \text{ KNm}$$

$$Q'_{\text{gối}} = 1,75 \cdot 1,15 \cdot 112,322 = 226,048 \text{ KN}$$

$$Q'_{0,5} = 1,75 \cdot 1,6 \cdot 43,879 = 122,8612 \text{ KN}$$

12.2 NỘI LỰC DO TĨNH TẢI DẦM NGANG

Hoàn toàn tương tự ta xác định nội lực do tĩnh tải do trọng lượng bản thân dầm ngang gây ra

$$M_{\max} = 72,68 \text{ KNm}$$

$$Q_{\max} = 120 \text{ KN}$$

12.3 DUYỆT DẦM NGANG :

So sánh các giá trị lực ở trên ta có cặp nội lực dùng để tính duyệt là :

$$M_{\max} = 156.845 \text{ KN.m}$$

$$M_{\min} = -137.372 \text{ KN.m}$$

$$Q_{\max} = 259.345 \text{ KN}$$

$$Q_{\min} = -137.372 \text{ KN}$$

12.2.1 VẬT LIỆU CHO DẦM NGANG

+ Bê tông dầm ngang

$f_c = 40$ Mpa Cường độ nén quy định ở tuổi ở tuổi 28 ngày

$$E_c = 33994,48 \text{ MPa}$$

+ Cốt thép

$f_y = 420$ Mpa Giới hạn chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

12.2.2 TÍNH TOÁN CỐT THÉP CHIU LỰC

+ Lớp bảo vệ

Theo bảng 5.12.3-1

$$\text{Mép trên bản : } a = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Mép dưới bản : } a = 25 \text{ mm}$$

+ Sức kháng uốn của Bản

$$M_r = \phi M_n$$

ϕ : Hệ số sức kháng quy định theo Điều 5.5.4.2.1 $\phi = 0.9$ Đối trạng thái giới hạn cường độ 1 (Cho BTCT thường)

M_r : Sức kháng uốn tính toán

M_n : sức kháng uốn danh định

Đối với cấu kiện chịu uốn khi sự phân bố ứng suất gần đúng theo hình chữ nhật như quy định của Điều 5.7.2.2 thì M_n xác định Điều 5.7.3.2.3

$$M_n = a_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_r \left(\frac{a}{2} - \frac{h_r}{2} \right)$$

Vì không có cốt thép ứng suất trước, $b=b_w$ và coi $A'_s = 0$

$$\rightarrow M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Trong đó

A_s = Diện tích cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm^2)

f_y = Giới hạn chảy quy định của cốt thép (Mpa).

d_s = Khoảng cách tải trọng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm)

A'_s = Diện tích cốt thép chịu nén (mm^2)

f'_y = Giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu nén (Mpa).

d'_p = Khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén (mm)

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

b = Bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm)

b_w = Chiều dày của bản bụng hoặc mặt cắt tròn (mm)

β_1 = Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong điều 5.7.2.2

h_1 = Chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm)

a = $c\beta_1$; chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm) (theo Điều 5.7.2.2)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_w} \beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Theo trạng thái giới hạn cường độ I Cốt thép phải bố trí sao cho mặt cắt đủ khả năng chịu lực

Ta chọn trước số thanh rồi kiểm toán cường độ

+ Tính toán bố trí cốt thép chịu mômen dương :

Bố trí 8 thanh cốt thép $\phi 18$

$$\Rightarrow \text{Diện tích cốt thép } A_s = 8 \cdot \frac{3,1416 \cdot 18^2}{4} = 2035,757 \text{ mm}^2$$

$$d_p = h - 25 - 5 \cdot 18 = 1150 - 25 - 90 = 1035 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (12/7) \cdot 0,05 = 0,764 > 0,65$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_f} = \frac{2035,757 \cdot 420}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 200} = 164,578 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 164,578 = 125,74 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 2035,757 \cdot 420 \cdot \left(1035 - \frac{125,74}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 831,2 \text{ KN.m}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 831,2 = 748 \text{ KNm} > M_u = 156,845 \text{ KN.m} \text{ **Thoả mãn**}$$

Vậy mặt cắt thỏa mãn về cường độ.

+ Kiểm tra lượng cốt thép tối đa (điều 5.7.3.3.1)

Phải thỏa mãn điều kiện $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

$d_e = d_p = 1035$ mm (Do coi $A_{ps} = 0$ (điều 5.7.3.3.1-2))

c: khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà, $c=164.578$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{164.578}{1035} = 0,156 < 0,42 \text{ Thỏa mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thỏa mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu :

Với bản không có thép DUL ta có công thức kiểm tra là : Theo Điều 5.7.3.3.2

$$\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f_c'}{f_y}$$

trong đó :

f_c = Sức kháng bê tông qui định (Mpa)

f_y = Sức kháng chảy dẻo của cốt thép chịu kéo (Mpa)

P_{\min} = Tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

$$P_{\min} = \frac{A_s}{bd_s} = \frac{2035,758}{200.1035} = 0,00983$$

$$0,03 \frac{f_c'}{f_y} = 0,03 \frac{40}{420} = 0,00286$$

Vậy thỏa mãn !

+ Tính toán bố trí thép chịu mômen âm .

Mômen tính toán : $M = 137.372$ KN.m

Tính toán và bố trí tương tự như với cốt thép chịu mômen dương ta cũng có lượng cốt thép cần thiết là 8 thanh $\phi 18$.