

PHẦN I

THIẾT KẾ SƠ BỘ

CH- ỜNG I

GIỚI THIỆU CHUNG

1.1. VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU :

Cầu Bình Triệu bắc qua sông Bình Triệu thuộc tỉnh SÀI GÒN cầu dự kiến đ- ợc xây dựng Km X trên quốc lộ Y nằm trong tam giác kinh tế thuộc tỉnh SÀI GÒN

Căn cứ quyết định số 538/CP-CN ngày 19/4/2004 Thủ T- ớng Chính phủ, cho phép đầu t- dự án đ- ờng 5 kéo dài và cơ sở pháp lý có liên quan, UBND thành phố, Ban QLDA hạ tầng tởn đã giao nhiệm vụ cho tổng công ty T- vấn thiết kế GTVT lập thiết kế kỹ thuật, tổng dự toán của dự án.

1.2. CĂN CỨ LẬP THIẾT KẾ

- Nghị định số ND-CP của Chính phủ về quản lý dự án đầu t- xây dựng công trình.
- Nghị định số ND-CP ngày của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng.
- Quyết định số QĐ-TT ngày .. tháng .. năm của Thủ tướng Chính phủ về việc phê duyệt quy hoạch chung.
- Văn bản số/CP-CN của Thủ t- ớng chính phủ về việc thông qua về mặt công tác nghiên cứu khả thi dự án.
- Hợp đồng kinh tế số Ngàythángnăm giữa ban quản lý dự án hạ tầng tởn với Tổng công ty T- vấn thiết kế GTVT về việc lập thiết kế kỹ thuật và tổng dự toán của Dự án xây dựng đ- ờng 5 kéo dài.

Một số văn bản liên quan khác.

1.3. HỆ THỐNG QUY TRÌNH QUY PHẠM ÁP DỤNG

- Quy trình khảo sát đ- ờng ô tô 22TCN 263- 2000
- Quy trình khoan tham dò địa chất 22TCN 259- 2000
- Quy định về nội dung tiến hành lập hồ sơ Báo cáo nghiên cứu tiền khả thi và khả thi các dự án xây dựng các dự án kết cấu hạ tầng GTVT 22TCN268-2000
- Quy phạm thiết kế kỹ thuật đ- ờng phố, đ- ờng quảng tr- ờng đô thị 20 TCN104-83
- Tiêu chuẩn thiết kế đ- ờng TCVN 4054- 98
- Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272-05
- Quy phạmj thiết kế áo đ- ờng mềm 22TCN211-93
- Quy chuẩn xây dựng Việt Nam 2000
- Tiêu chuẩn thiết kế chiếu sáng nhân tạo bê ngoài công trình xây dựng dân dụng 20 TCN95-83

CHƯƠNG II

ĐẶC ĐIỂM VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU

2.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA HÌNH

Vị trí xây dựng cầu Bình Triệu thuộc tỉnh Sài Gòn về phía th- ợng l- u của sông Bình Triệu. Do vị trí xây dựng cầu nằm ở vùng đồng bằng nên hai bờ sông có bãi rộng mức n- ớc thấp, lòng sông t- ợng đối bằng phẳng, địa chất ổn định ít có hiện t- ợng xói lở. Hình dạng chung của mặt cắt sông không đối xứng, mà có xu h- ớng sâu dần về bờ bên phải.

2.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT

2.2.1. Điều kiện địa chất công trình

Căn cứ tài liệu đo vẽ, khoan địa chất công trình và kết quả thí nghiệm trong các phòng, địa tầng khu vực tuyến đi qua theo thứ tự từ trên xuống d- ới bao gồm các lớp nh- sau.

Lớp số 1: Sét xám đen

Lớp số 2: Cát nhỏ chặt vừa

Lớp số 3: Sét xám vàng

2.2.2. Điều kiện địa chất thủy văn

Mức n- ớc cao nhất $H_{CN} = -0.2 \text{ m}$.

Mức n- ớc thấp nhất $H_{TN} = -10 \text{ m}$.

Mức n- ớc thông thuyền $H_{TT} = -8.0 \text{ m}$

Sông thông thuyền cây trôi. Khổ thông thuyền cấp II(60x9m)

Vào mùa khô mức n- ớc thấp thuận lợi cho việc triển khai thi công công trình.

CH- ƠNG III : THIẾT KẾ CẦU VÀ TUYẾN

3.1.LỰA CHỌN CÁC TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT VÀ QUY MÔ CÔNG TRÌNH

3.1.1. Quy mô công trình

Cầu đ- ợc thiết kế vĩnh cửu bằng bê tông cốt thép

3.1.2. Tiêu chuẩn thiết kế

3.1.2.1. Quy trình thiết kế

Công tác thiết kế dựa trên tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272-05 do Bộ GTVT ban hành năm 2005. Ngoài ra tham khảo các quy trình, tài liệu:

- Quy phạm thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN18-79
- AASHTO LRFD (1998). Quy trình thiết kế cầu của Hiệp hội đ- ờng ô tô liên bang và các cơ quan giao thông Hoa kỳ.

Các quy trình và tiêu chuẩn liên quan.

3.1.2.2. Tiêu chuẩn kỹ thuật

- Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT th- ờng
- Cấp quản lý: Cấp 2
- Cấp kỹ thuật $V > 80\text{Km/h}$
- Tải trọng thiết kế: Hoạt tải HL93, ng- ời $0,3\text{T/m}^2$

Cấp động đất: Cấp 8

- Khổ cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe ô tô và 2 làn ng- ời đi.

$$K = 8 + 2 \times 1.5 = 11\text{m}$$

Tổng bề rộng mặt cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 11 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 12.5\text{ m}$$

- Khổ thông thuyền cấp 2, $B = 60\text{m}$ và $H = 9\text{m}$.

3.2. ĐỀ XUẤT CÁC PH- ƠNG ÁN CẦU

Các ph- ơng án kiến nghị

3.2.1.Lựa chọn ph- ơng án móng

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

a. *Ph- ơng án móng cọc chế tạo sẵn:*

+ *Ưu điểm:*

- Cọc đ- ợc chế tạo sẵn nên thời gian chế tạo cọc đ- ợc rút ngắn, do đó thời gian thi công công trình cũng vì vậy mà giảm xuống
- Cọc đ- ợc thi công trên cạn, giảm độ phức tạp trong công tác thi công, giảm sức lao động mệt nhọc
- Chất l- ợng chế tạo cọc đ- ợc đảm bảo tốt

+ *Nh- ợc điểm:*

- Chiều dài cọc bị giới hạn trong khoản từ 5-10m, do đó nếu chiều sâu chôn cọc yêu cầu lớn thì sẽ phải ghép nối các cọc với nhau. Tại các vị trí mối nối chất l- ợng cọc không đảm bảo, dễ bị môi tr- ờng xâm nhập
- Thời gian thi công mối nối lâu và cần phải đảm bảo độ phức tạp cao
- Vị trí cọc khó đảm bảo chính xác theo yêu cầu

- Quá trình thi công gây chấn động và ồn, ảnh hưởng đến các công trình xung quanh

b.Phương án móng giếng chìm:

+ Ưu điểm:

- Là loại móng có khả năng chịu lực rất tốt nên được áp dụng cho những cây cầu có nhịp lớn
- Thi công tập trung, đảm bảo chất lượng tốt

+ Nhược điểm:

- Khối lượng thi công lớn và phức tạp
- Điều kiện thi công khó khăn, thi công xuyên phải hút nước và giếng có khả năng bị nghiêng lệch do hiện tượng cát chảy vào giếng hoặc giếng phải đi qua những thân cây to, những lớp đất có nhiều tầng đá lớn, thân cây to...

- Thời gian thi công kéo dài

c.Phương án móng cọc khoan nhồi:

+ Ưu điểm:

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

+ Nhược điểm:

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

Căn cứ vào ưu nhược điểm của từng phương án, ta thấy móng cọc khoan nhồi có nhiều đặc điểm phù hợp với công trình và khả năng của đơn vị thi công, vì vậy quyết định chọn cọc khoan nhồi cho tất cả các phương án với các yếu tố kỹ thuật chính như sau:

- Đường kính cọc: $D=1000\text{mm}$
- Chiều dài cọc tại mỗi nhịp là 30m
- Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 40m

3.2.2.Lựa chọn kết cấu phần trên

★ Phương án 1 : cầu BTCT nhịp liên tục

Sơ đồ kết cấu: 70+110+70 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 250 m

-Chiều cao dầm:

Tại vị trí trụ được chọn theo $H_1 = (1/15 \div 1/20) l_{nhịp} = (7.33 - 5.55) \text{ m}$
ta lấy $H_1 = 5.8 \text{ m}$

Tại vị trí giữa nhịp đ- ợc chọn theo công thức kinh nghiệm $h = (\frac{1}{40} \div \frac{1}{60}) l_{nhịp}$ và $h \geq 1.8m$.

Chọn $h = 2.7 m$

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

Phần mặt cầu cong đều theo đ- ờng tròn bán kính $R = 4500m$

Lựa chọn mặt cắt ngang:

- + Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng một góc 10° , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- + Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- + Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 50 cm
- + Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm
- + Chiều dày s- ờn dầm: tại gối: 50cm
- + Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ : 90cm
- + Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ : 30cm

-Cấu tạo mặt cầu:

- + Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng cong bán kính 4500m
- + Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- + Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfan: 7cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng n- ớc : 1cm; Đệm xi măng : 3cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

-Cấu tạo trụ:

- + Thân trụ rộng 3.0 m theo ph- ơng ngang cầu và cao 18.5 m đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 3.0m$.
- + Bệ móng cao 2.5m, rộng 8.0m theo ph- ơng ngang cầu, 14m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
- + Dùng cọc khoan nhồi D1000 mm, mũi cọc đặt vào lớp sét xám vàng, chiều dài cọc là 40m

-Cấu tạo mố:

- + Dạng mố có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép
- + Bệ móng cao 2.5m, rộng 8.0m theo ph- ơng ngang cầu, 12m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
- + Dùng cọc khoan nhồi D1000mm, mũi cọc đặt vào lớp sét xám vàng , chiều dài cọc là 30m

□ u nh- ợc điểm

- - u điểm

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + V- ợt đ- ợc nhịp lớn, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật.
- + Kết cấu hiện đại, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông đ- ờng thủy tốt.

+ Khắc phục đ- ợc các nh- ợc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.

- + Mặt bằng cầu thông thoáng.
- + ít khe biến dạng, đ- ờng xe chạy là đ- ờng cong trơn nên xe chạy êm thuận.
- + Tận dụng vật liệu địa ph- ơng
- Nh- ợc điểm
 - + Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng suất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến...
 - + Thi công phức tạp.
 - + Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp UST, gối cầu...
 - Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn dầm đầu mối sát trụ T2

★ **Ph- ơng án 2 : cầu dàn thép nhịp đơn giản**

Sơ đồ kết cấu: 3x84 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 252 m

-Cấu tạo dàn chủ:

Chọn sơ đồ dàn chủ là loại dàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đ- ờng xe chạy d- ới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 8.0m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 8.0m.

Chiều cao dàn chủ: Chiều cao dàn chủ chọn sơ bộ theo kinh nghiệm với biên song song:

$$h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhbp} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) 84 = (12 - 8.4)m \text{ chọn } h=10m$$

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

Với nhịp 84m ta chia thành 10 khoang giàn, chiều dài mỗi khoang $d = 8.40m$

Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với ph- ơng ngang $\alpha = 45^\circ - 60^\circ$, hợp lý nhất $\alpha = 50^\circ - 53^\circ$. Chọn $h = 10m \Rightarrow \alpha = 53^\circ$ hợp lý.

-Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1.7m. Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

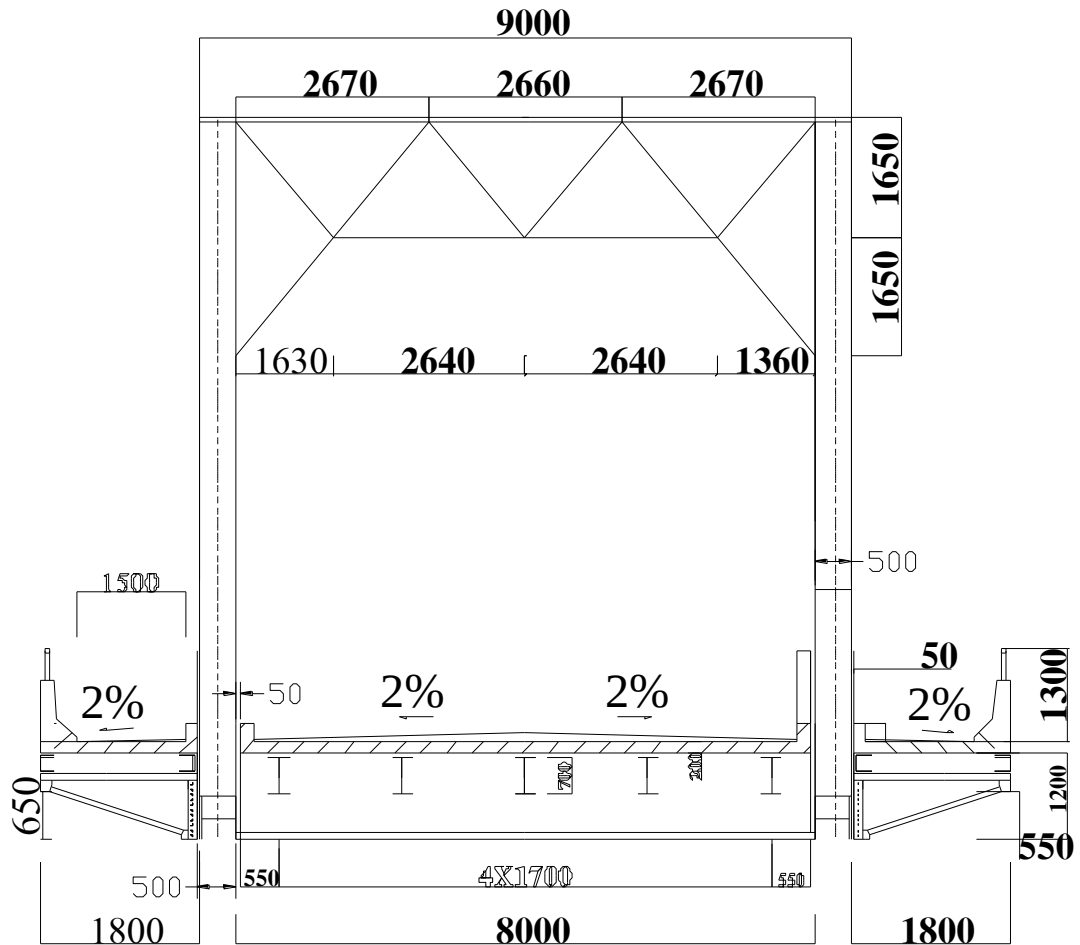
$$h_{dng} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = 0.84 - 0.56m \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 0.7m$$

Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.

Đ- ờng ng- ời đi bộ bố trí ở bên ngoài dàn chủ.

Cấu tạo hệ liên kết gồm có liên kết dọc trên, dọc d- ới, hệ liên kết ngang.

MẶT CẮT NGANG CẦU TL 1:125



Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

-Cấu tạo mặt cầu:

Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía

Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfan: 7cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng n- ớc : 1cm; Đệm xi măng : 3cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

-Cấu tạo trụ:

Thân trụ gồm cột trụ tròn đ- ờng kính 3 m

Bê móng cao 2.5m, rộng 8 m theo ph- ơng ngang cầu, 12m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)

Dùng cọc khoan nhồi D1000 mm, mũi cọc đặt vào, lớp xét xám vàng chiều dài cọc là 40m

-Cấu tạo mố:

+ Dạng mố có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép

+Bê móng cao 2.m, rộng 5 m theo ph- ơng ngang cầu, 11 m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)

+ Dùng cọc khoan nhồi D1000 mm, mũi cọc đặt vào, lớp xét xám vàng chiều dài cọc là 30m

□ u nh- ọc điểm

-- u điểm

- + Tiến độ thi công nhanh do khối l- ợng công x- ớng hoá nhiều.
- + Kết cấu cầu và công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh h- ớng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- + Giá thành xây dựng t- ơng đối thấp.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do các chi tiết hầu hết d- ợc chế tạo tại nhà máy.

-Nh- ọc điểm

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

CH- ƠNG IV : TÍNH TOÁN KHỐI L- ỢNG

A . PH- ƠNG ÁN I : THIẾT KẾ CẦU DẦM BTCT - ST 3 NHỊP LIÊN TỤC

(70 + 110 + 70) m

- Sơ đồ nhịp: 70+110+70 (m)

- Khổ cầu: Cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe và 2 làn ng- ời đi

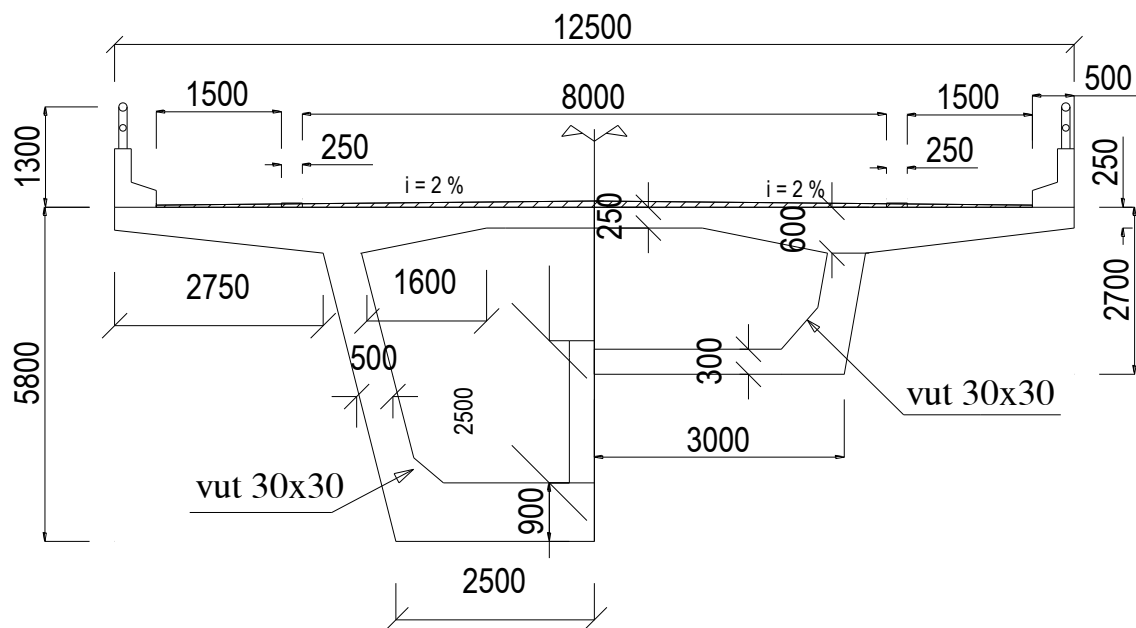
$$K = 8 + 2 \times 1,5 = 11 \text{ m}$$

- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 8 + 2 \times 1,5 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 12,5 \text{ (m)}$$

I. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI L- ỢNG PH- ƠNG ÁN KẾT CẤU NHỊP

I_1. mặt cắt dầm :



Hình 4.1: 1/2 mặt cắt đỉnh trụ và 1/2 mặt cắt giữa nhịp

Dầm hộp có tiết diện thay đổi với ph- ơng trình chiều cao dầm theo công thức:

$$y = \frac{(H_p - h_m)}{L^2} \cdot x^2 + h_m$$

Trong đó:

$H_p = 5,8 \text{ m}$; $h_m = 2,7 \text{ m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hẫng $L = (110 - 2) : 2 = 54 \text{ m}$

Thay số ta có:

$$Y = \left(\frac{5.8 - 2.7}{54^2} \right) x^2 + 2.7 = \frac{3.1}{54^2} x^2 + 2.7$$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x đ- ợc tính theo công thức sau:

$$h_x = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp

L : Chiều dài phần cánh hẫng

Thay số vào ta có ph- ơng trình bậc nhất:

$$h_x = 0,3 + \frac{0.6}{54} x L_x$$

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

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

$$y_2 = 0.00068x^2 + 0.9$$

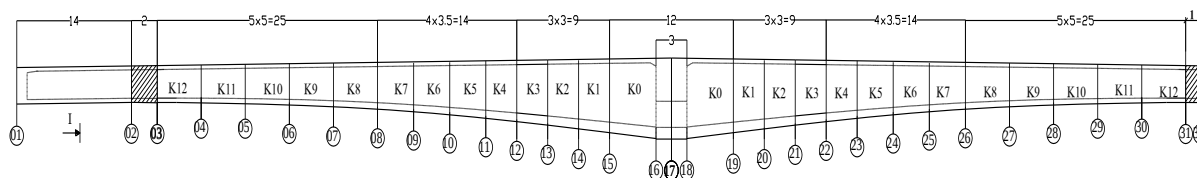
Việc tính toán khối l- ợng kết cấu nhịp sẽ đ- ợc thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách t- ơng đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài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

Phân chia các đốt dầm nh- sau:

+ Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 12 m , Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2m

+ Số đốt trung gian $n = 12$ đốt, chiều dài 3 đốt đầu là 3m , 4 đốt sau là 3.5m , 5 đốt cuối 5 m

Tên đốt	Lđốt (m)
Đốt K0	12
Đốt K1	3
Đốt K2	3
Đốt K3	3
Đốt K4	3.5
Đốt K5	3.5
Đốt K6	3.5
Đốt K7	3.5
Đốt K8	5
Đốt K9	5
Đốt K10	5
Đốt K11	5
Đốt K12	5



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

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

$$a_1 = \frac{5.8 - 2.7}{54^2} = 0.00106m, b_1 = 2.7m$$

Bảng 4.1

thứ tự	tiết diện	a1 (m)	b1 (m)	x (m)	h (m)
1	SOO	0.00106	2.7	54	5.80
2	SO	0.00106	2.7	48	5.087
3	S1	0.00106	2.7	45	4.766
4	S2	0.00106	2.7	42	4.468
5	S3	0.00106	2.7	39	4.19.3
6	S4	0.00106	2.7	35.5	3.901
7	S5	0.00106	2.7	32	3.6.1
8	S6	0.00106	2.7	28.5	3.413
9	S7	0.00106	2.7	25	3.2.6
10	S8	0.00106	2.7	20	3.01
11	S9	0.00106	2.7	15	2.886
12	S10	0.00106	2.7	10	2.783
13	S11	0.00106	2.7	5	2.726
14	S12	0.00106	2.7	0	2.720
15	HL	0.00106	2.7	2	2.721

Bảng tính toán xác định thể tích các khối đúc hằng

S TT	Tên mặt cắt	Chiều dài đốt (m)	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)
1	SOO	54	54	5.80	0.90	5.00
2	SO	48	48	5.087	0.76.	5.03
3	S1	45	45	4.766	0.7	5.06
4	S2	42	42	4.468	0.642	5.10
5	S3	39	39	4.19.3	0.589	5.14
6	S4	35.5	35.5	3.901	0.532	5.18
7	S5	32	32	3.6.1	0482	5.24
8	S6	28.5	28.5	3.413	0438	5.28
9	S7	25	25	3.2.6	0.400	5..34
10	S8	20	20	3.01	0364	5.38
11	S9	15	15	2.88.6	0.336	5.44
12	S10	10	10	2.78.3	0.316	5.50
13	S11	5	5	2.726	0.304	5.55
14	S12	0	0	2.720	0.304	5.60
15	HL	2	2	2.721	0304	5.66

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối l- ượng = Thể tích x 2.5 T/ m³ (Trọng l- ượng riêng của BTCT)

STT	Khối đúc	Diện tích thành (m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích (m ³)	Khối l- ượng (T)
1	1/2K0	12.7156	6	76.2936	190.734
2	K1	11.5044	3	34.5132	86.283
3	K2	10.9507	3	32.8521	82.1303
4	K3	10.4329	3	31.2987	78.2468
5	K4	9.95199	3.5	34.832	87.0799
6	K5	9.43857	3.5	33.035	82.5875
7	K6	8.97769	3.5	31.4219	78.5548
8	K7	8.57043	3.5	29.9965	74.9913
9	K8	8.21777	5	41.0889	102.722
10	K9	7.88263	5	39.4132	98.5329
11	K10	7.62091	5	38.1046	95.2614
12	K11	7.4333.9	5	37.167	92.9174
13	K12	7.32066	5	36.6033	91.5083
14	HL	7.028	2	14.056	35.14

11	Tổng của 8 đốt đúc		54	420.579	1051.45
12	KN(hộp long)	7.32066	2	14.6413	36.6033
13	KT(Đúc trên ĐG)	7.32066	14	102.489	256.223
14	Tổng tính cho		70	537.709	1344.27
	một nhịp biên				
15	Tổng tính cho		110	855.799	2139.5
	một nhịp giữa 110 m				
16	Tổng tính cho		250	2003.22	4828.04
	toàn nhịp liên tục				

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

$$V_1 = 2003.21684 \text{ m}^3$$

Khối lượng cốt thép cho kết cấu nhịp (chọn hàm lượng cốt thép là 220 kg/m^3):

$$G = 2003.21684 \times 0.22 = 417.11 \text{ (T)}$$

- Lực tính toán được theo công thức:

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

Trong đó:

Q_i = tải trọng tiêu chuẩn

γ_i = hệ số tải trọng

$\eta_i = 1$ hệ số điều chỉnh

hệ số tải trọng được lấy như sau:

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng thường xuyên		
DC: cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.90
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải: Hệ số làn $m=1$, hệ số xung kích $(1+IM)=1.25$	1.75	1.00

Trọng lượng lớp phủ mặt cầu (tính cho toàn cầu)

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

- + Bê tông asphan 5 cm
- + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
- + Lớp phòng n- ớc 2cm
- +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- + Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu dtb = 12 cm và $\gamma = 2,25 \text{ T/m}^3$

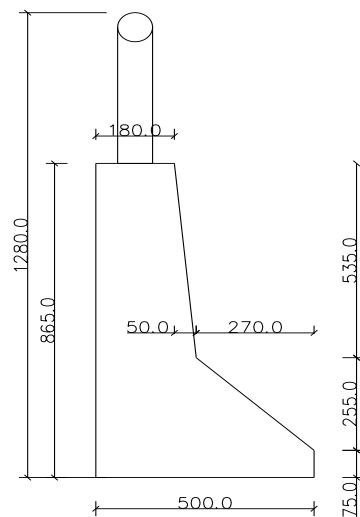
- Vậy trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu

$$G_{lp} = 0,12 \times 10,5 \times 2,25 = 2,835 \text{ T/m}$$

- Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu

$$V_{lp} = 0,12 \times 10,5 \times 178 = 224,28 \text{ m}^3$$

- Trọng l- ợng lan can:



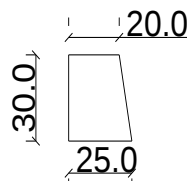
Hình 4.3. Cấu tạo lan can

$$G_{lc} = [(0,865 \times 0,180) + (0,50 - 0,18) \times 0,075 + 0,050 \times 0,255 + 0,535 \times 0,050 / 2 + (0,50 - 0,230) \times 0,255 / 2] \times 2,5 = 0,6006 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0,24 \times 178 = 85,44 (\text{m}^3)$$

Cốt thép lan can: $m_{lc} = 0,15 \times 85,44 = 12,82 \text{ T}$ (hàm l- ợng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

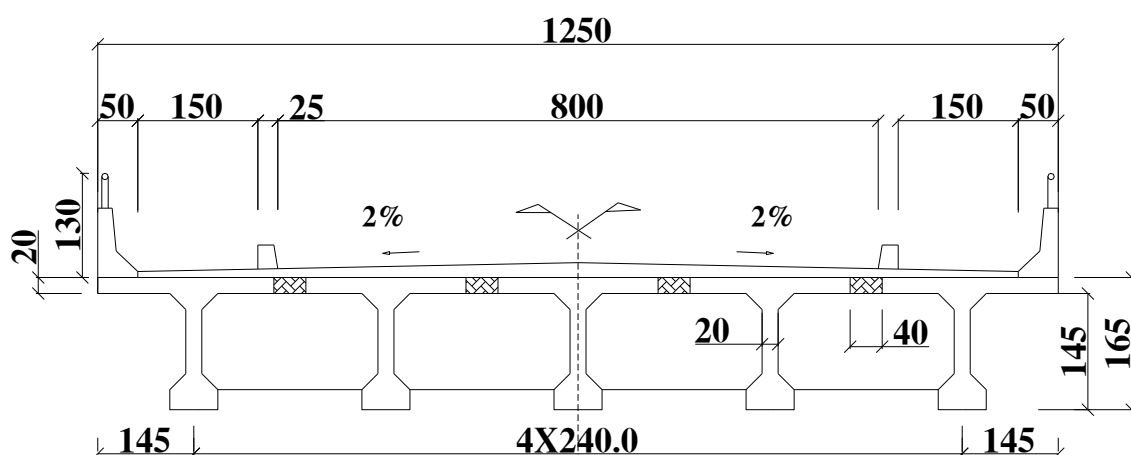
- Trọng l- ợng gờ chắn :



Hình 4.4. Cấu tạo gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0.2+0.25)0.3/2 \times 178 = 24.03 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ bề dày bản mắt cầu 20(cm)



-Lớp phủ mắt cầu gồm 4 lớp:

- + Bê tông asphan 5 cm
- + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
- + Lớp phòng n- ớc 2cm
- +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- + Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 12 \text{ cm}$ và $\gamma_{tb} = 2,25 \text{ T/m}^3$

- Vậy trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0,12 \times 10,5 \times 2,25 = 2,835 \text{ T/m}$$

- Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu cho một nhịp dẫn là :

$$V_{lp} = 0,12 \times 10,5 \times 70 = 88,2 \text{ m}^3$$

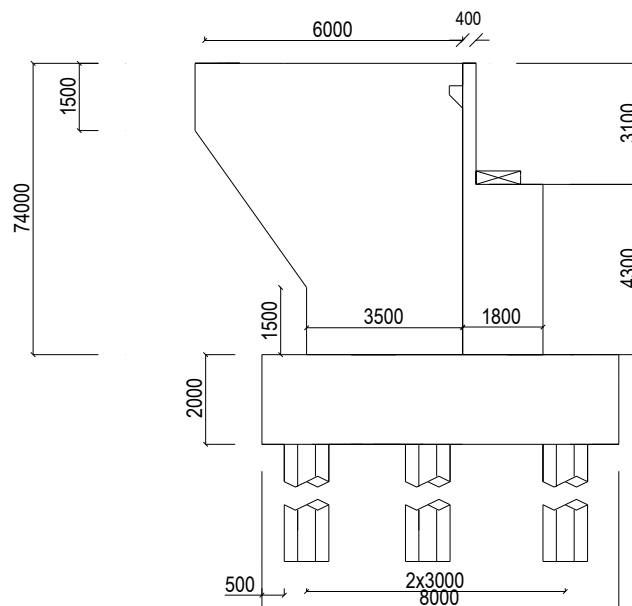
Tổng khối l- ợng của 2 nhịp dẫn là :

$$G = (329,011 \times 2,5 + 88,2 \times 2,25 + 125,02) \times 2 = 2291,99 \text{ T}$$

II_ KHỐI L- ỢNG CÔNG TÁC MỐ, TRỤ

II_1 Cấu tạo mố, trụ cầu

- Mố : Hai mố đối xứng, dùng loại mố nặng chữ U, bằng BTCT t- ờng thẳng, đặt trên nền móng cọc btct .
- Bản quá độ : Hay bản giảm tải có tác dụng làm tăng độ cứng nền đ- ờng khi vào đầu cầu, tạo điều kiện cho xe chạy êm thuận, giảm tải cho mố hoạt tải đứng trên lạng thể tr- ợt. Bản quá độ đ- ợc đặt nghiêng 10%, một đầu gối kê lên vai kê, một đầu gối lên dầm bằng BTCT, đ- ợc thi công lắp ghép.
- Trụ cầu: Trụ đặc BTCT, đ- ợc đặt trên nền móng cọc btct



Hình 4.3. Cấu tạo mố M0

+ Khối l- ợng mố cầu :

Thể tích t- ờng cánh : $V_{tc} = 2 \times [1.5 \times 4.5 + 7.4 \times 2.5 + 0.5 \times 4.5 \times 4.5] \times 0.5 = 35.38 \text{ (m}^3\text{)}$

➤ Thể tích thân mố : $V_{tm} = (1.5 \times 4.3 + 0.3 \times 3.1) \times 11 = 81.18 \text{ (m}^3\text{)}$

➤ Thể tích bệ mố : $V_{bểm} = 2 \times 8 \times 12 = 192 \text{ m}^3$

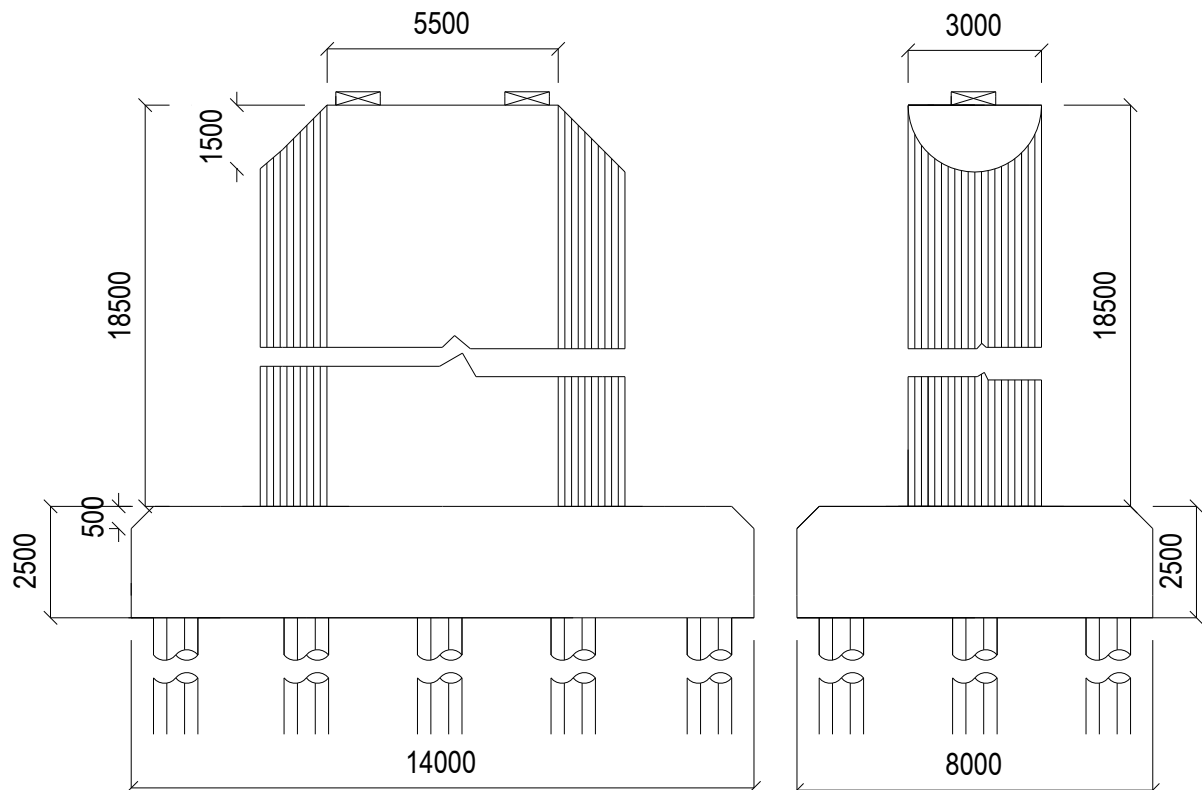
➤ Ta có thể tích 1 mố : $V_m = 35.38 + 81.18 + 192 = 308.56 \text{ (m}^3\text{)}$

➤ Khối l- ợng hai mố : $V = 308.56 \times 2 = 617.12 \text{ (m}^3\text{)}$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép trong mố 80 kg / m^3

Khối l- ợng cốt thép trong 2 mố là : $m_{th} = 0.08 \times 617.12 = 49.36 \text{ T}$

+ kích th- ớc trụ cầu :



Khối l- ợng trụ cầu :

❖ Khối l- ợng trụ liên tục :

Hai trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả hai trụ T1 và T2

➤ Thể tích thân trụ : $V_{thân} = 5.6 \times 3 \times 18.5 + 3 \times 0.5 \times 3.14 \times 1^2 \times 18.5 = 385.85 \text{ m}^3$

➤ Thể tích bệ móng trụ : $V_{móng} = 14 \times 2.5 \times 8 = 280 \text{ m}^3$

➤ Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 1.0 \times 1.0 \times 0.4 = 0.4$

- Thể tích 1 trụ : $V = 385.85 + 280 + 0.4 = 666.25 \text{ m}^3$
- Thể tích 2 trụ : $V = 2 \times 666.25 = 1332.5 \text{ m}^3$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 1332.5 \text{ m}^3$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép thân trụ là $150 \text{ kg} / \text{m}^3$, hàm l- ợng thép trong móng trụ là $80 \text{ kg} / \text{m}^3$

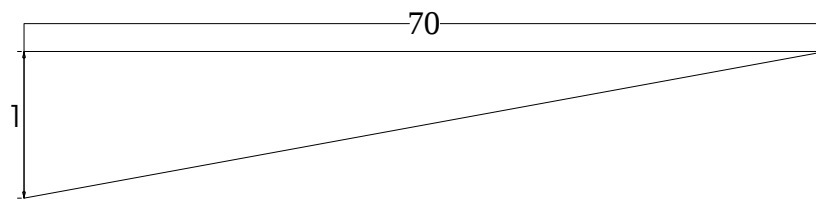
Nên ta có : khối l- ợng cốt thép trong hai trụ là : $m_{\text{thép}} = 2 \times (0.15 \times 386.25 + 280 \times 0.08) = 160.67 \text{ T}$

III TÍNH TOÁN SỐ CỌC TRONG MÓNG MỐ VÀ TRỤ :

III_1.1 tính toán mố :

➤ Do tĩnh tải

Ta có đ- ờng ảnh h- ớng áp lực lên mố do tĩnh tải nh- hình vẽ:



Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \times 329.011 \times 2.5 / 70 = 14.68 \text{ T/m}$$

- Tĩnh tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 2.835 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.6006) = 6.176 \text{ T/m}$$

- Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 14.68 + 6.176 = 20.856 \text{ t/m}$$

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ớng áp lực mố: $\omega = 35 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{\text{nhịp}} = 35 \times 14.68 = 513.8 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân mố

$$DC_{\text{mố}} = 308.56 \times 2.5 \times 1.25 = 964.25 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan ca

$$DW = 35 \times 6.176 = 216.16 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma \cdot \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \cdot (P_i \cdot y_i) + 1.75 \varpi (PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , $n = 2$.

m : Hệ số làn xe, $m = 1$.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

P_i , y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ờng.

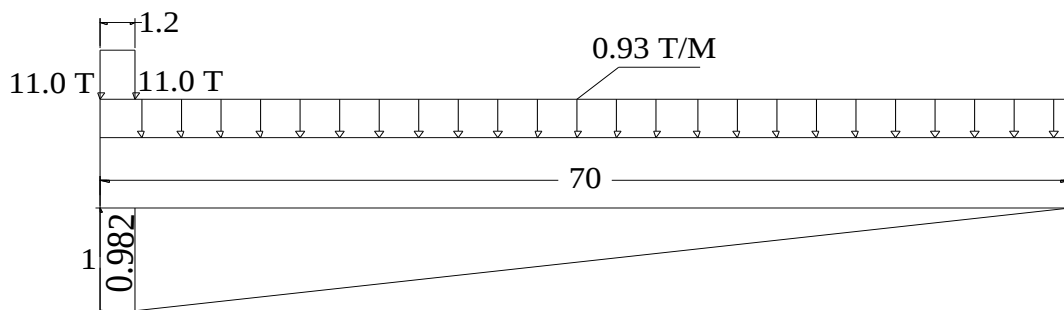
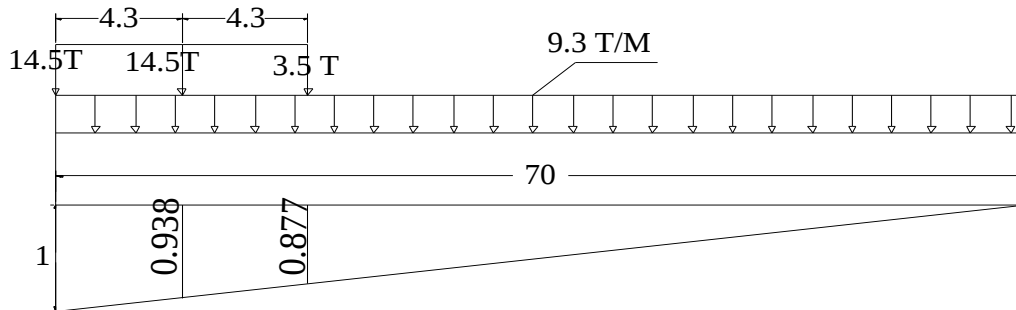
ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ờng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+PL : Tải trọng ng- ời, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL
= (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 70$ m

+ Đ- ờng ảnh h- ờng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ờng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ọc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng- ời)

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1+0.938) + 3.5 \times 0.877 + 35 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 95.22 \text{ T}$$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.982) + 16.5 \times 0.93 = 35.37 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 95.22 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.938) + 3.5 \times 0.877] + 1.75 \times 35 \times 2(0.45+0.93) = 310.073 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 513.8 + 964.26 + 216.16 + 310.073 = 2104.28 \text{ T}$$

III.1.2 Xác định sức chịu tải của cọc tại móng:

Dự kiến chiều dài cọc là : 30 m

-vật liệu :

- Bê tông cấp 30 có $f_c' = 30 \text{ MPa}$
- Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 240 \text{ MPa}$

III.1.2.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc $D=1000 \text{ mm}$

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

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

$$P_n = \phi \cdot \{m_1 \cdot m_2 \cdot f_c' \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.75 \cdot 0.85 \{0.85 \cdot f_c' \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó :

ϕ = Hệ số sức kháng, $\phi=0.75$

m_1, m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

$f_c' = 30 \text{ MPa}$: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

$f_y = 240 \text{ MPa}$: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 500^2 = 785000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$A_{st} = 0.015 \times A_c = 0.015 \times 785000 = 11775 \text{ mm}^2$$

Chọn cốt dọc là $\phi 25$, số thanh cốt dọc cần thiết là:

$$N = 11775 / (3.14 \times 25^2 / 4) = 24 \text{ chọn } 25 \text{ } A_{st} = 12265.625 \text{ mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 12266) + 240 \times 12265.625) = 1585.10^3 \text{ (N)}.$$

Hay $P_v = 1585 \text{ (T)}$.

➤ III.1.2.2 Theo đất nền

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)	Zi (m)	Ti (T/m ²)
Sét xám đen chảy dẻo	10.71	4	3.8
Cát nhỏ chặt vừa	13	16	6.6
Sét xám vàng: B = 0.4	6.29	8.9	2.5

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k. m (\alpha_1 R_i F_b + U \sum \alpha_2 T_i L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất m = 1

k - Hệ số đồng nhất của đất k = 0,7

U – Chu vi tiết diện ngang cọc U = 3,14 m

T_i - C- ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α₁ - hệ số điều kiện làm việc của đất d- ới mũi cọc α₁ = 1

R_i - C- ờng độ chịu tải của đất d- ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 30m nên độ sâu chân cọc là 30 m) đất d- ới chân cọc là sét xám vàng B = 0,4

$$\Rightarrow R_i = 300 \text{ T/m}^2$$

α₂ - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào ph- ơng pháp tạo lỗ α₂ = 0,7(tra bảng)

$$\Rightarrow P_{dn}^c = 0,7.[1.300. 0,785 + 3,14.0,7(10.71*3.8+13*6.6+6.29*2.5)]=543.27T$$

$$\text{Vậy } P = \text{Min} (P_d, P_v) = 543.27 \text{ (T)}$$

- Xác định số l- ợng cọc khoan nhồi cho móng mố M₁

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c- ờng độ I là:

$$R_{\text{Đáy dài}} = 2104.28T$$

Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a ≥ 3d (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có :

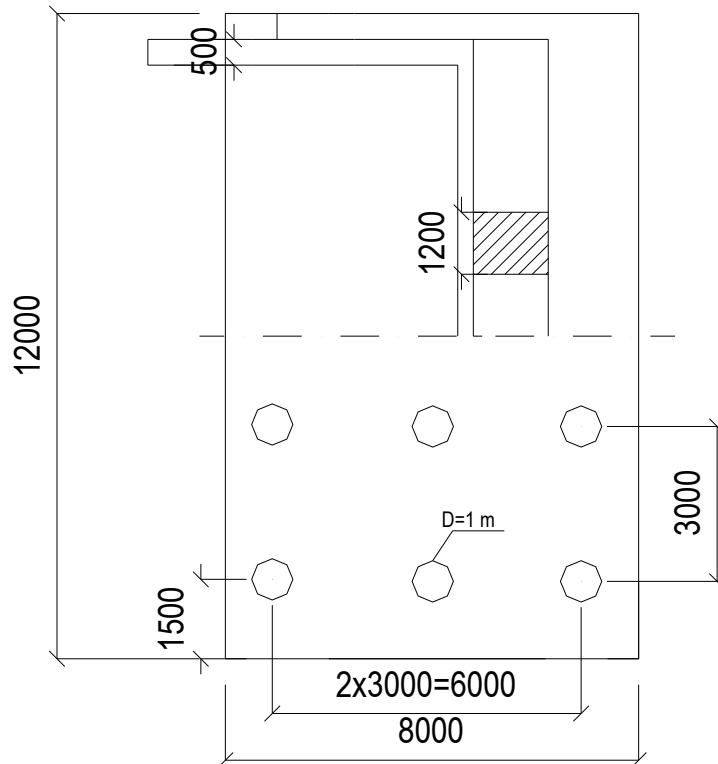
$$\text{Với } P = 543.27 \text{ T}$$

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{2104.28}{543.27} = 8.49(\text{cọc}).$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen β=2

Dùng 12 cọc khoan nhồi



III.2. XÁC ĐỊNH SỐ CỌC TẠI TRỤ T1 – T2

III.2.1 Tính toán trụ :

➤ Do tính tải

Tính tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{1344.2729 + 2139.4963}{70 + 110} = 23.86 \text{ T/m}$$

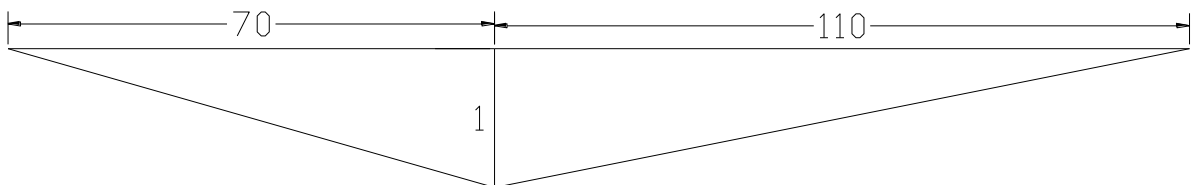
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 2.835 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.6006) = 6.176 \text{ T/m}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 23.86 + 6.176 = 30.036 \text{ T/m}$$

Ta có đồng ảnh hưởng áp lực lên trụ do tính tải nh hình vẽ (gần đúng xem nh hình tam giác):



Đồng ảnh hưởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đồng ảnh hưởng áp lực gối : $\omega = 90 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 90 \times 23.86 = 2147.4 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{\text{trụ}} = 666.25 \times 2.5 \times 1.25 = 2082.03 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 90 \times 6.176 = 555.84 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75 \varpi (PL + W)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, (Theo 3.6.2.1.1)

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$(1+\frac{IM}{100}) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đồng ảnh hưởng.

ϖ : Diện tích đồng ảnh hưởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

$$+PL : \text{Tải trọng người, } 3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Tải trọng người bộ hành phân bố dọc trên cầu là } PL = (1.5 \times 3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$$

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 126 \text{ m}$

+ Đồng ảnh hưởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh sau:

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1+\frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75 \varpi (PL + W)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, (Theo 3.6.2.1.1)

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$(1+\frac{IM}{100}) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đồng ảnh hưởng.

ϖ : Diện tích đồng ảnh hưởng.

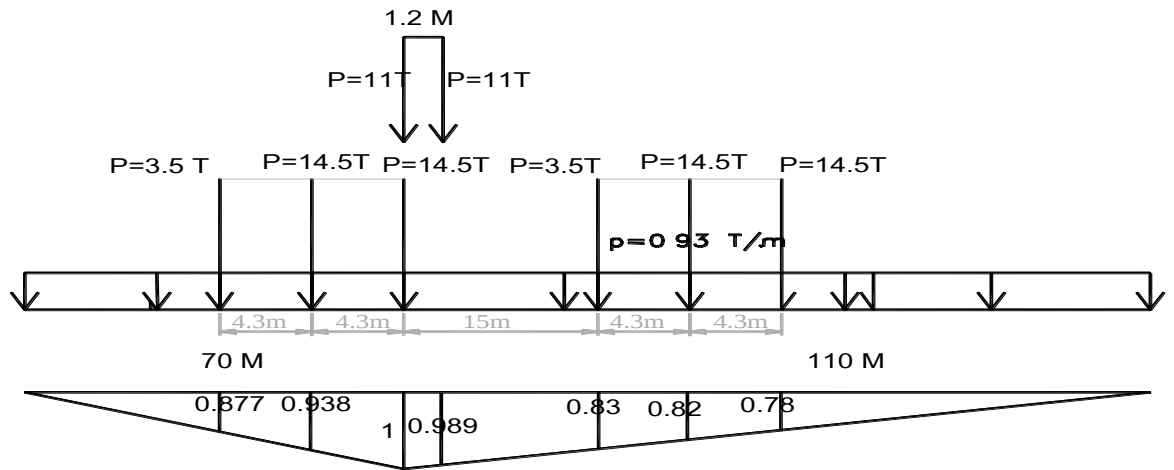
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

$$+PL : \text{Tải trọng người, } 3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Tải trọng người bộ hành phân bố dọc trên cầu là } PL = (1.5 \times 3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$$

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 180 \text{ m}$

+ Đồng ảnh hưởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh sau:



Sơ đồ xếp tải lên dòng ảnh hưởng áp lực trụ T1

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định được phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ngời)

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1 + 0.938 + 0.82 + 0.78) + 3.5 \times (0.877 + 0.83) + 90 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 221.95 \text{ T}$$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.989) + 90 \times 0.93 = 105.58 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}, LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 221.95 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên gối do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.938 + 0.782 + 0.78) + 3.5 \times (0.877 + 0.83)] + 1.75 \times 90 \times 2 \times (0.45 + 0.93) = 563.57 \text{ T}$$

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 2147.4 + 2082.03 + 555.84 + 563.57 = 5348.84 \text{ T}$$

III.2.2. Xác định sức chịu tải của cọc tại trụ:

❖ Dự kiến chiều dài cọc là : 40m

-vật liệu :

- Bê tông cấp 30 có $f_{c'} = 30 \text{ MPa}$
- Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 240 \text{ MPa}$

- III.2.2.1 Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc $D = 1000 \text{ mm}$

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

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

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

Trong đó :

ϕ = Hệ số sức kháng, $\phi=0.75$

m_1, m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

$f_c' = 30\text{MPa}$: C- ờng độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

$f_y = 420\text{MPa}$: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 500^2 = 785000\text{mm}^2$$

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

Hàm l- ợng cốt thép dọc th- ờng hợp lý chiếm vào khoảng 1.5-3%. với hàm l- ợng 1.5% ta có:

$$A_{st} = 0.015 \times A_c = 0.015 \times 785000 = 11775\text{mm}^2$$

Chọn cốt dọc là $\phi 25$, số thanh cốt dọc cần thiết là:

$$N = 11775 / (3.14 \times 25^2 / 4) = 24 \text{ chọn } 25 \phi 25 \quad A_{st} = 12265.625 \text{ mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 12266) + 420 \times 12265.625) = 1585.10^3 (\text{N}).$$

$$\text{Hay } P_v = 1585 (\text{T}).$$

III.2.2.2 Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)	Zi (m)	Ti (T/m ²)
Cát nhỏ chặt vừa	14.7	18.6	7.5
Sét xám vàng B = 0.4	25.3	29	11.9

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k \cdot m (\alpha_1 R_i F_b + U \sum \alpha_2 T_i L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất $m = 1$

k - Hệ số đồng nhất của đất $k = 0,7$

U – Chu vi tiết diện ngang cọc $U = 3,14 \text{ m}$

T_i - C- ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất đối mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - C- ờng độ chịu tải của đất đối mũi cọc (dự kiến cọc dài 40m nên độ sâu chân cọc là 40 m) đất đối chân cọc là sét dẻo cứng B = 0,4

$$\Rightarrow R_i = 340 \text{ T/m}^2$$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$ (tra bảng)

$$\Rightarrow P_{dn}^c = 0,7 \cdot [1 \cdot 370 \cdot 0,785 + 3,14 \cdot 0,7 \cdot (14,7 \cdot 7,5 + 17 \cdot 11,9)] = 960,78 \text{ T}$$

$$\text{Vậy } P = \min(P_d, P_v) = 960,78 \text{ (T)}$$

- *Xác định số l- ợng cọc khoan nhồi cho móng trụ T1*

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ I là:

$$P_{\text{Đáy đài}} = 5348,84 \text{ T}$$

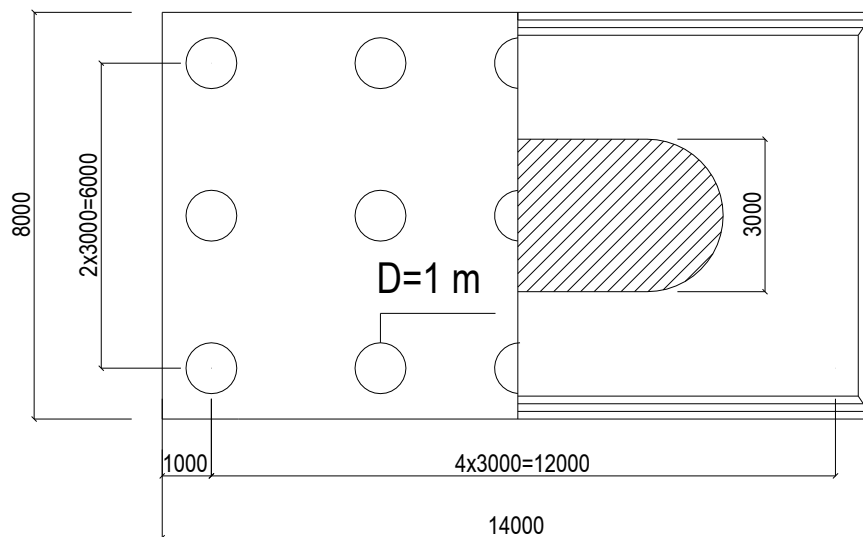
Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đường kính cọc khoan nhồi).

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{5348,84}{960,78} = 12,87 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 2$

- Dùng 15 cọc khoan nhồi $\phi 1 \text{ m}$ bố trí thể hiện trên hình vẽ.



IV Tổng mức đầu t- ph- ơng án I

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa I			A+B+C	51484673.79
A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	49368865.28
I,	Kết cấu phần trên				
1	BTCTnhịp m.	m ³	312.444	8,000	2,499,552.00
2	BTCT nhịp liên tục	m ³	2003.216	8,000	11,813,920.00
3	Gối dầm liên tục	Cái	8	100,000	800,000.00
4	Gối dầm giản đơn	Cái	20	8,000	160,000.00
5	Khe co giãn	m	48	2,000	96,000.00
6	Lớp phòng n- ớc	m ²	2928	100	292,800.00
7	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	307.44	1,300	399,672.00
8	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	150.06	1,000	150,060.00
9	ống thoát n- ớc	Cái	18	150	2,700.00
10	Đèn chiếu sáng	Cột	12	8,500	102,000.00
TổngI					16,316,704.00
II,	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	853.58	800	509,936.00
2	Cốt thép mố	T	49.36	8,000	404,720.00
3	Bê tông trụ	m3	1332.5	8000	1,224,320.00
4	Cốt thép trụ	T	160.67	8,000	1476000
5	Cọc khoan nhồi D100	m	1500	8,500	12,750,000.00
6	Công trình phụ trợ	%	20	1+2+3+4+5	3,157,795.20
TổngII					18,946,771.20
I+II					35,263,475.20
III	Xây lắp khác(%)	%	20%		7052695.04
A=I+II+III					42316170.24
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	7052695.04
1	Khảo sát thiết kế,QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					7052695.04
A+B					49368865.28
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	2,115,808.51
D	Chỉ tiêu toàn bộ 1 m ² cầu				14,251.982

IV .1 _ PH- ỜNG ÁN THI CÔNG SƠ BỘ:

1_ THI CÔNG MỐ CẦU

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng

- San ủi mặt bằng xây dựng mố
- Định vị tim mố.
- Tạo lớp đệm

B- ớc 2 : Định vị và thi công cọc khoan nhồi

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng mố
- Dùng giá khoan , hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi
- Lắp đặt hệ thống cung cấp vữa bentonit
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Làm sạch hố khoan , hạ lồng thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

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

B- ớc 4: Thi công bệ mố, thân mố, t- ờng cánh , t- ờng đầu

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hố móng, đổ bê tông lót dày 10cm
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông xà mũ, t- ờng đỉnh, t- ờng cánh
-

B- ớc 5 : Hoàn thiện mố

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

2_ THI CÔNG TRỤ :

B- ớc 1 : Định vị cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cọc định vị , xác định vị trí tim trụ, tim các cọc tại móng
- Lắp dụng giá khoan , hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp vữa bentonit và hệ thống thải mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan cọc đến cao độ thiết kế
- Làm sạch hố cọc , hạ lồng thép
- Đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dụng cọc ván thép loại lassen bằng giá

- Lắp dung vành đai trong và vành đai ngoài cọc ván
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm hút n- ớc đáy móng

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

- Đổ bê tông bịt đáy , hút n- ớc trong hố móng
- Đập đầu cọc , uốn cốt thép đầu cọc , vệ sinh hố móng
- Lắp đặt ván khuôn , lắp cốt thép , đổ bê tông bệ móng

B- ớc 5 : Thi công thân trụ

- Dựng đà giáo ván khuôn thân trụ
- Dùng máy bơm đổ bê tông thân trụ

B- ớc 6 : Hoàn thiện trụ

- Tháo ván khuôn , đà giáo
- THU gọn công tr- ờng

3 THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

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

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

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

1 .Thi công các đốt tiếp theo đối xứng qua trụ

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

2 . Thi công đốt đúc trên đà giáo

- Lắp dựng trụ tạm , đà giáo , ván khuôn
- Lắp đặt cốt thép , ống gen
- Đổ bê tông
- Khi bê tông đạt c- ờng độ , tiến hành căng kéo cốt thép d- l

B- ớc 3 : Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯỠI tạm thời

- Khi bê tông đủ c- ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 4 : Hợp long nhịp chính

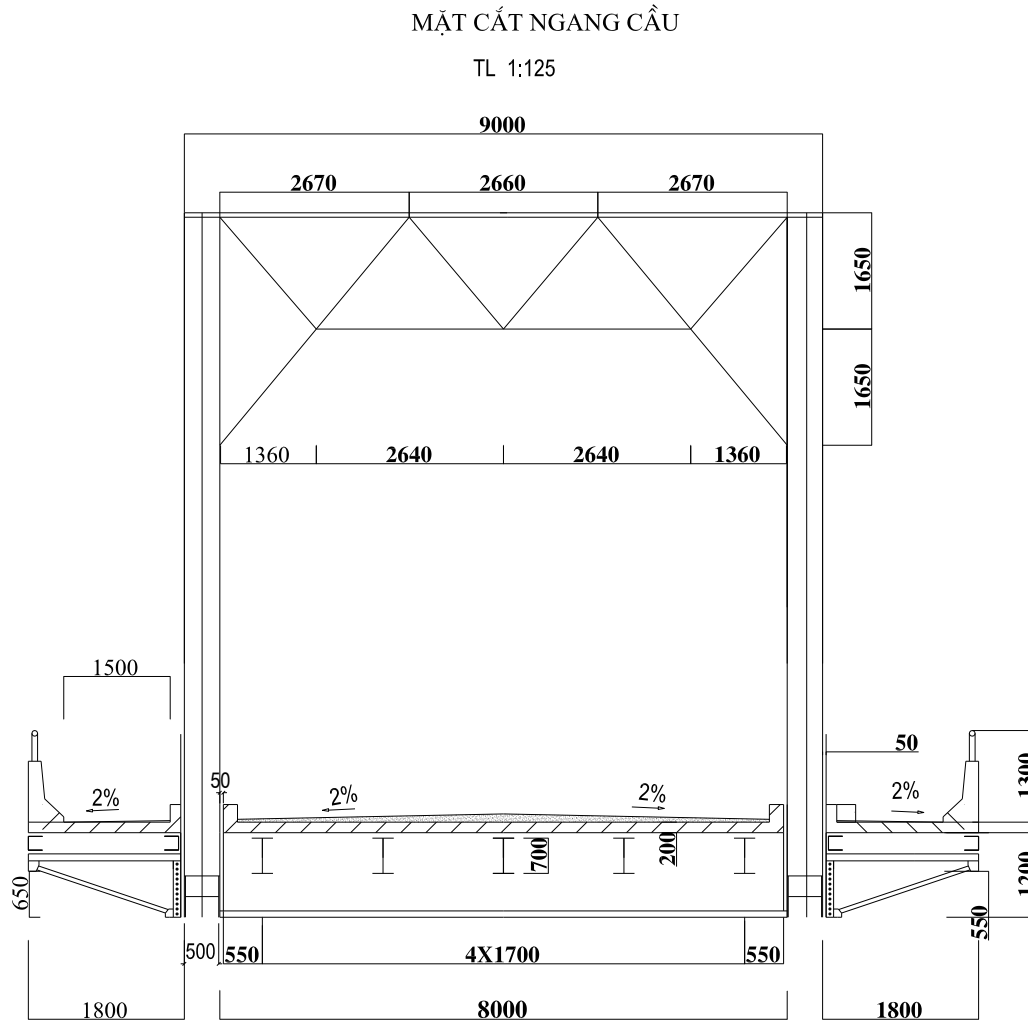
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DUL tạm thời
- Khi bê tông đủ c- ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu

- Thi công lớp phủ , lan can , bộ hành
- Bố trí hệ thống thoát n- ớc và hệ thống chiếu sáng trên cầu

PHƯƠNG AN 2: CẦU GIÀN THÉP

- Khổ cầu $8+2\times 1.5\text{m}$
- Dàn có đ- ờng biên song song có thanh đứng thanh treo.
- Chiều cao dàn $H= 10\text{ m}$.
- Chiều rộng khoang dàn $d = 8.4\text{ m}$.
- Số khoang dàn $n = 10$.
- Thép hợp kim thấp có:
 - + C- ờng độ chịu lực dọc trục $R_t=2700\text{kg/cm}^2$.
 - + C- ờng độ chịu nén khi uốn $R_u=2800\text{kg/cm}^2$.
 - + Trọng l- ượng riêng $\gamma=7.85\text{ T/m}^3$.
- Khoảng cách tim 2 dàn chủ : $B = 8.4\text{m}$.
- Chiều dài tính toán dàn cầu $L = 84\text{ m}$.



Hình 4.2 Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

I.1. Cấu tạo hệ mặt cầu.

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

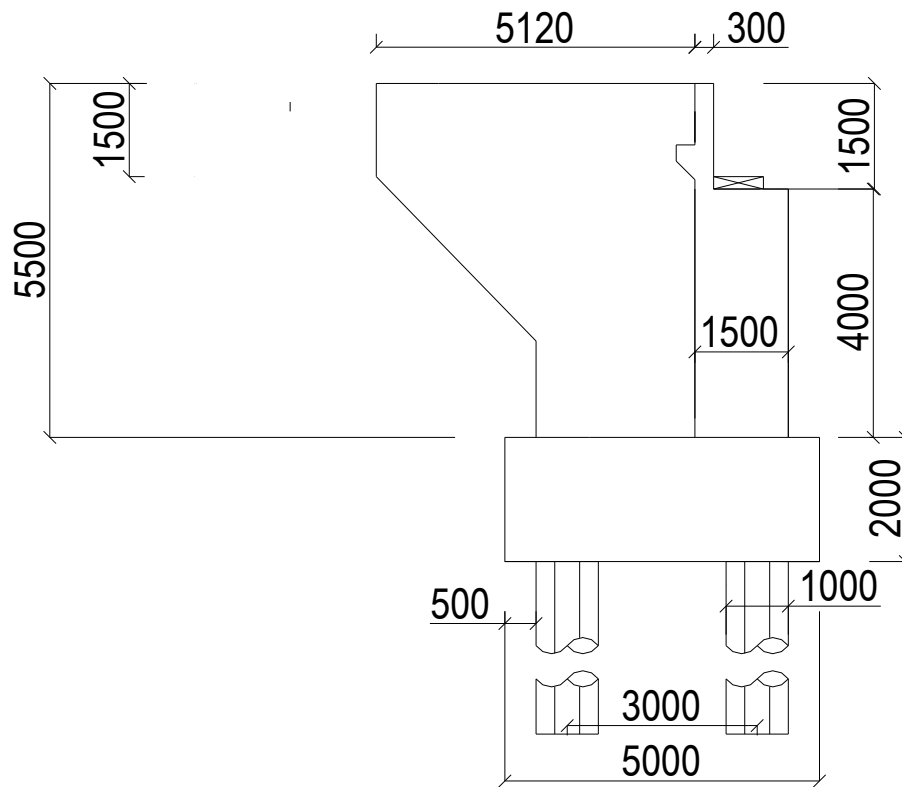
- + Bê tông asphan 5 cm
- + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
- + Lớp phòng n- ớc 2cm
- +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- + Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu dtb = 12 cm và $\gamma = 2,25T/m^3$

II_1 Cấu tạo móng trụ :

II_1.1 : Kích th- ớc cơ bản :

- Mố M1 dùng loại mố nhẹ:

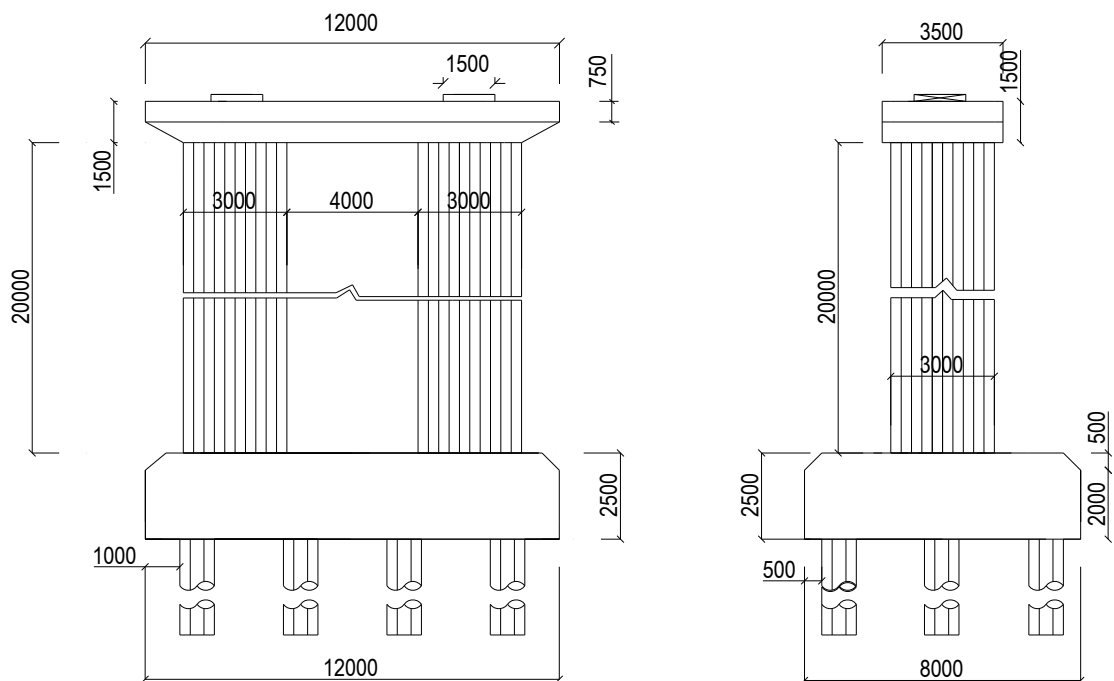
Kích th- ớc nh- sau :



Hình 4.3: Cấu tạo mố

- Trụ cầu :

Kết cấu giàn thép nhịp đơn giản cho trọng l- ợng bản thân khá nhỏ so với các loại sơ đồ kết cấu khác. Do vậy để tiết kiệm vật liệu ,vừa tạo dáng thanh thoát cho kết cấu nên sử dụng kết cấu trụ cột.



Hình 4.4: Cấu tạo Trụ chính

II 1.2. Tính toán khối l- ợng:

+ Khối l- ợng mố cầu :

Khối l- ợng t- ờng cánh : $V_{tc} = 2 \times [1.5 \times 4 + 5.5 \times 2.5 + 0.5 \times 4 \times 4] \times 0.5 = 27.75 (m^3)$

➤ Khối l- ợng thân mố : $V_{mố} = (1.5 \times 4 + 0.3 \times 1.2) \times 11 = 69.96 (m^3)$

➤ Khối l- ợng bệ mố : $V_{bệ mố} = 2 \times 5 \times 12 = 120 (m^3)$

➤ Ta có khối l- ợng một mố : $V_m = 27.75 + 69.96 + 120 = 217.71 (m^3)$

➤ Khối l- ợng hai mố : $V = 253.65 \times 2 = 507.3 (m^3)$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép trong mố $80 \text{ kg} / m^3$

Khối l- ợng cốt thép trong 2 mố là : $m_{th} = 0.08 \times 217.71 = 17.41 (T)$

+ Khối l- ợng trụ chính :

➤ Khối l- ợng thân trụ : $V_{th} = 13 \times 20.0 \times 3 + 3.5 \times 0.5 \times 3.14 \times 1 \times 12 = 680.52 (m^3)$

➤ Khối l- ợng móng trụ : $V_{mt} = 2.5 \times 12 \times 8 - \frac{1}{2} \times 0.5 \times 0.5 \times 12 \times 2.5 = 192 (m^3)$

➤ Khối l- ợng mũ trụ : $V_{xm} = 13 \times 1.5 \times 3.5 - 2(0.5 \times 0.6 \times 1.6 \times 13) = 38.22 (m^3)$

➤ Khối l- ợng 1 trụ là : $V_{1trụ} = 680.52 + 192 + 38.22 = 910.74 (m^3)$

➤ Khối l- ợng 2 trụ là : $V = 2 \times 910.74 = 1821.48 (m^3)$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 1821.48 m^3$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép thân trụ là $150 \text{ kg} / m^3$, hàm l- ợng thép trong móng trụ là $80 \text{ kg} / m^3$

Nên ta có : khối l- ợng cốt thép trong 1 trụ là

$$m_{th} = 0.15 \times 680.52 + 0.08 \times 192 + 38.22 \times 0.1 = 121.26 (T)$$

Tổng l- ợng cốt thép trong 2 trụ là : $121.26 \times 2 = 242.52 T$

III .Khối l- ợng công tác kết cấu nhịp :

Sơ đồ cầu : $3 \times 84 \text{ (m)}$

➤ Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu (tính cho toàn cầu)

- Lớp phủ mặt cầu:

+ Bê tông nhựa hạt mịn 7 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 4 cm

+ Lớp phòng n- ớc 1cm

+ Lớp đệm (tạo dốc 2%, tạo phẳng) 3cm

- + Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 15 \text{ cm}$ và $\gamma_{tb} = 2,25 \text{ T/m}^3$
- Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu

$$V_{lp} = 0,15 \times 10 \times 180 = 270 \text{ (m}^3\text{)}$$
- Cột lan can và tay vịn lấy:

Bảng 4.5

Trọng l- ợng cột lan can và tay vịn		0,083	T/m
Trọng l- ợng dải đều của cột lan can	P_{clc}	0,013	T/m
Trọng l- ợng dải đều phần tay vịn	P_{tv}	0,07	T/m

$$V_{lc} = 0,083 \times 2 \times 180 = 29.88 \text{ m}^3$$

- Cốt thép lan can, tay vịn: $m_{lc} = 0,1 \times 29.88 = 2.988 \text{ T}$

➤ Khối l- ợng giàn chủ :

+Kết cấu dàn thép nhịp 84 (m) (1 nhịp).

Trọng l- ợng trên 1m^2 của kết cấu áo đ- ờng và phân bộ hành sơ bộ chọn:

+Trọng l- ợng thép hệ dầm mặt cầu có dầm dọc và dầm ngang sơ bộ là $80 \div 120 (\text{kg/m}^2)$ lấy trung bình là $100 (\text{kg/m}^2)$.

+Trọng l- ợng thép của phần ng- ời đi $40 (\text{kg/m}^2)$.

Trọng l- ợng dàn chủ tính theo công thức:

$$g_d = \frac{n_h \times k_o + n'_t \times g_{lc} + n_t \times g_{mc}}{\frac{R}{\gamma} - n_t \times a \times l \times (1 + \alpha)} \times a \times l$$

Trong đó :

- l : là nhịp tính toán của giàn , $l=84 \text{ m}$
- n_h, n'_t, n_t : là các hệ số v- ợt tải hoạt tải ,tĩnh tải và các lớp mặt cầu .

Theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 : $n_h = 1.75, n_t = 1.5, n'_t = 1.25$

- R : là c- ờng độ tính toán của thép làm dàn , $R = 27000 \text{ (T / m}^2\text{)}$
- γ : là trọng l- ợng riêng của thép , $\gamma = 7.85 \text{ (T / m}^3\text{)}$
- g_{mc} : là trọng l- ợng mặt cầu và đ- ờng ng- ời đi .

$$g_{mc} = (0.15 \times 10.5 \times 84 \times 2.25 + 0.083 \times 2 \times 84 \times 2.5) / 84 = 3.958 \text{ (T/m)}$$

- k_o : là tải trọng t- ợng đ- ợng của tất cả các hoạt tải (ô tô + ng- ời) , kể cả hệ số phân bố ngang, hệ số làn xe và hệ số xung kích.Đ- ợc tính theo công thức:

- IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%
- m: hệ số làn xe; vì có 2 làn nên m=1
- n_{HL93} , n_{ng} : số làn xe HL93 và số làn ng-ời đi bộ
- q_{HL93} , q_{ng} : tải trọng ô tô và ng-ời; $q_{HL93}=0,93 \text{ T/m}$, $q_{ng}=0.3 \text{ T/m}^2$
- b: bề rộng một làn ng-ời đi bộ; b=1.5m
- mg_{TR} , mg_{LN} , mg_{Ng} : hệ số phân phối ngang xe 3 trục, làn, ng-ời.

[illegible]

Sơ đồ đặt tải xác định hệ số phân phối ngang giàn chủ

- $mg_{NG} = w_{NG} = \left(\frac{y_T + y_P}{2} \right) \times B_n = (1.238 + 1.050) \times 1.5 / 2 = 1.716$
- $mg_{TR} = mg_{LN} = 0.5 \times (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = 0.5 \times (0.863 + 0.637 + 0.488 + 0.262) = 1.125$
-

$$K_0 = 1 \times (1 + 0.25) \times 1.125 \times 0.49 + 1.125 \times 0.93 + 1.716 \times 0.3 \times 2 = 2.76 \text{ (T/m)}$$

- a : là các hệ số đặc tr- ng trọng l- ợng cho kết cấu dàn nhịp giản đơn : $a = 3.5$
- α : là hệ số tính đến trọng l- ợng của hệ liên kết , lấy $\alpha = 0.1$

Thay số vào công thức tính trọng l- ợng 1 dàn chủ :

$$gd = \left(\frac{1.75 \times 2.76 + 1.5 \times 3.958 + 1.25 \times 2.6175}{\frac{27000}{7.85} - 1.5 \times 3.5 \times 84 \times (1 + 0.1)} \right) \times 3.5 \times 84 = 1.51 \text{ (T/m)}$$

Trọng l- ợng dàn đ- ọc nhân với hệ số cấu tạo $c = 1.8$

Vậy trọng l- ợng thực tế tính cho toàn bộ dàn trên 1m dài là:

$$G_d = 1.8 \times 1.5 \times 2 = 5.4 \text{ (T/m)}$$

Trọng l- ợng hệ liên kết :

$$G_{lk} = 0.1 \times G_d = 0.1 \times 5.4 = 0.54 \text{ (T/m)}$$

Trọng l- ợng 1 giàn thép (giàn chủ + hệ liên kết) / m dài cầu :

$$G = (G_d + G_{lk}) = (5.4 + 0.54) = 5.94 \text{ (T/m)}$$

Trọng l- ợng giàn thép cho 1 nhịp là : $G = 5.94 \times 84 = 498.96 \text{ (T)}$

IV. Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng :

Tính toán sơ bộ số l- ợng cọc trong móng cho mố và trụ bằng cách xác định các tải trọng tác dụng lên đầu cọc, đồng thời xác định sức chịu tải của cọc. Từ đó sơ bộ chọn số cọc và bố trí cọc.

IV.1. Xác định số cọc trong mố M1 :

- ❖ Xác định tải trọng tác dụng lên đáy mố

- Lực tính toán đ- ọc xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

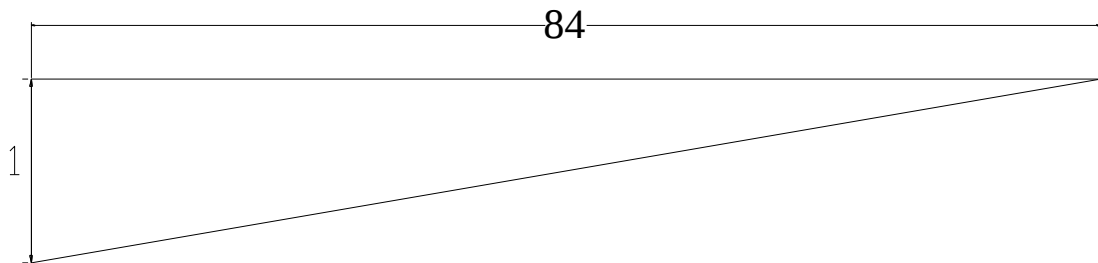
- Hệ số tải trọng đ- ọc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➤ **Do tính tải :**

- Tính tải lớp phủ và lan can phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times (0.15 \times 10.5 \times 2.25 + 2 \times 0.083 \times 2.4) = 5.913 \text{ T/m}$$

Ta có đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên mố do tính tải nh- hình vẽ:



Hình 4.7: Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên mố M0

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực mố: $w=42 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải bản thân giàn thép

$$DC_{nhịp} = 0.5 \times 84 \times 5.94 = 249.48 \text{ (T)}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can :

$$DW = 0.5 \times 84 \times 5.913 = 248.35 \text{ (T)}$$

- Tổng tính tải nhịp tác dụng lên mố : $P_u = 249.48 + 248.35 = 497.83 \text{ T}$

+ Phản lực do tính tải bản thân mố :

$$P_{mố} = 497.83 \times 2.4 \times 1.25 = 1493.49 \text{ (T)}$$

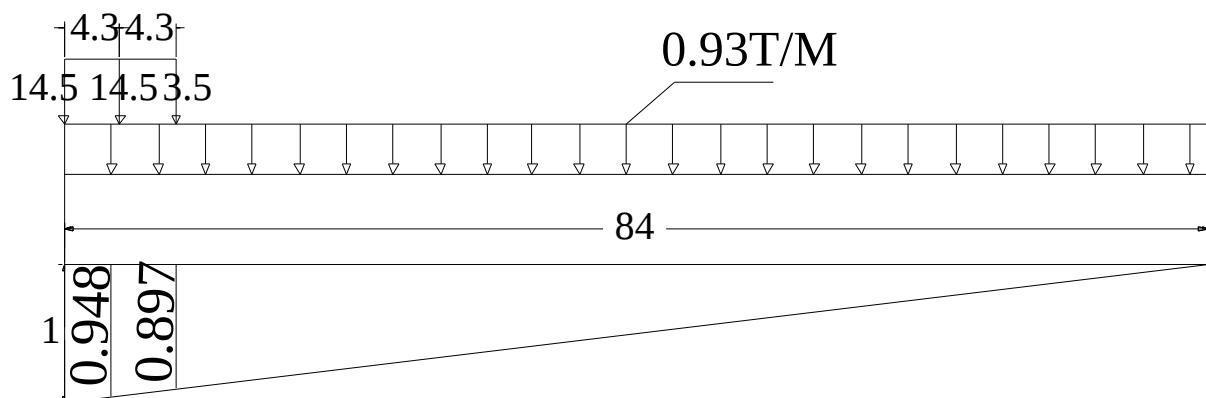
➤ **Do hoạt tải**

- Tính phản lực lên mố do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L=84 \text{ m}$

+ Đ- ờng ảnh h- ỡng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:

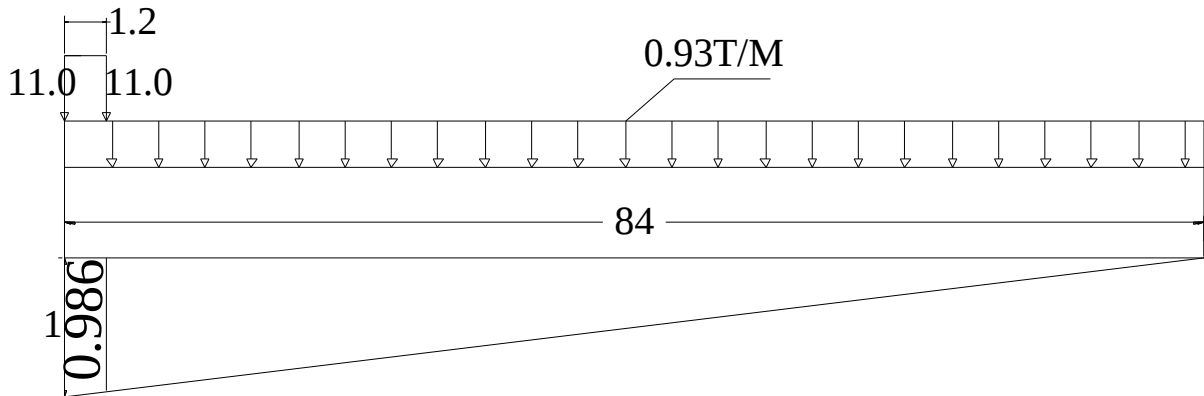
Tổ hợp hoạt tải 1 : xe 3 trục + tải trọng làn :



$$LL_1 = 14.5 \times (1+0.948) + 3.5 \times 0.897 + 42 \times (0.9+0.93) = 108.24T$$

+ Tổ hợp hoạt tải 2 : xe 2 trục + tải trọng làn :

$$LL_2 = 11 \times (1+0.986) + 42 \times 0.93 = 60.91T$$



$$LL_2 = 11 \times (1+0.986) + 42 \times 0.93 = 60.91T$$

+ Vậy hoạt tải tác dụng lên mố : $LL = \max (LL_1, LL_2) = 108.24T$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

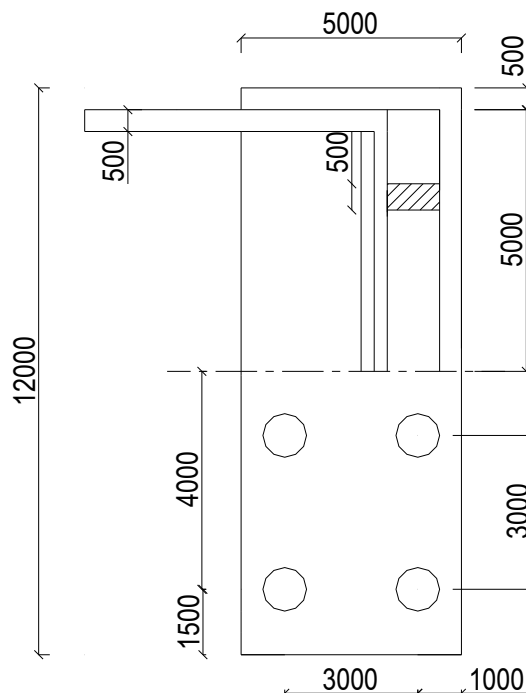
$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.48) + 3.5 \times 0.897] + 1.75 \times 42 \times 2 \times (0.45+0.93) = 242.13 T$$

+ Tổng tải trọng tác dụng lên mố :

$$P = P_u + P_{mố} + LL = 497.83 + 1493.49 + 242.13 = 2233.45T$$

Số l- ợng cọc trong mố :

$$N_c = \beta \times \frac{P}{P_{cọc}} = 1.5 \times \frac{2233.45}{543.27} = 6.58 \text{ cọc} \Rightarrow \text{chọn 8 cọc khoan nhồi } D=1 \text{ m}$$



IV 2. Xác định số cọc tải trụ T1 –T2

- Tải trọng tác dụng lên trụ T1:

Tải trọng th- ờng xuyên: (DC , DW)

- Gồm trọng l- ợng bản thân trụ và trọng l- ợng kết cấu nhịp:

- Trọng l- ợng bản thân trụ:

$$P_{\text{trụ}} = 2.4 \times V_{\text{trụ}} 1.25 = 910.74 \times 1.25 \times 2.4 = 2732.22 \text{ (T)}$$

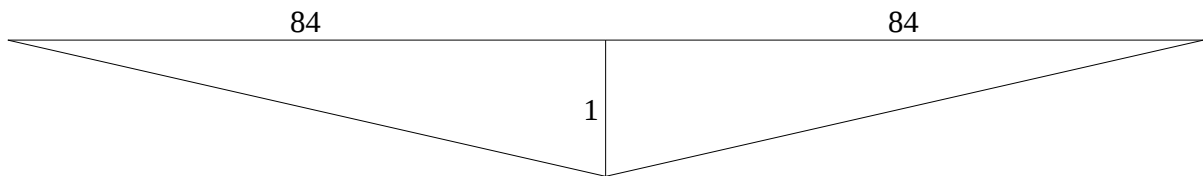
- Trọng l- ợng kết cấu nhịp (Hệ dầm mặt cầu, kết cấu bản mặt cầu, lớp phủ, lan can, gờ chắn):

➤ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải lớp phủ và lan can phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times (0.15 \times 10.5 \times 2.25 + 2 \times 0.083 \times 2.4) = 5.913 \text{ T/m}$$

Ta có đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên trụ do tĩnh tải nh- hình vẽ:



Hình 4.11: Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực gối: $W = 34\text{m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp giàn :

$$DC_{\text{nhịp}} = 0.5 \times 164 \times 3.42 = 280.44 \text{ (T)}$$

+ Trọng l- ợng bản thân trụ :

$$DC_{\text{trụ}} = 910.74 \times 1.25 \times 2.4 = 2732.22 \text{ (T)}$$

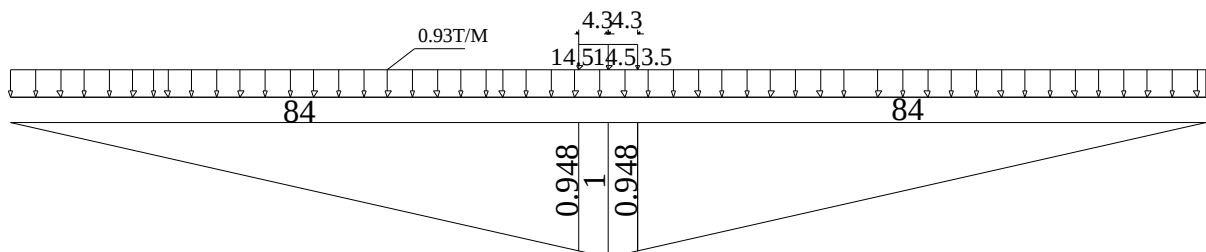
+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can :

$$DW = 0.5 \times 164 \times 5.913 = 484.86 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải :**

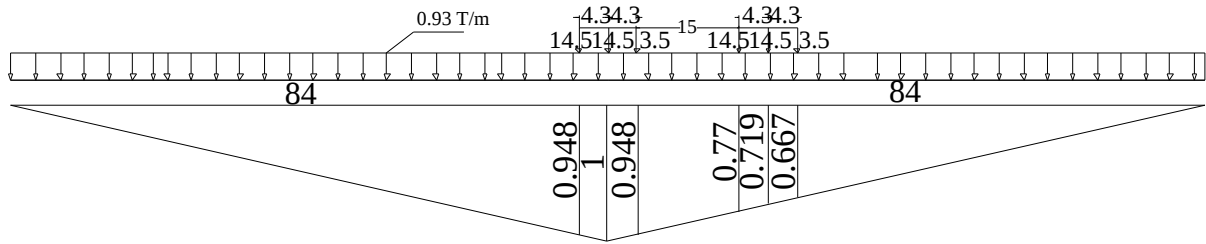
+ Tổ hợp hoạt tải 1 : xe 3 trục + tải trọng làn :

$$LL_1 = 14.5 \times (1 + 0.948) + 3.5 \times 0.948 + 84 \times (0.9 + 0.93) = 185.28\text{T}$$



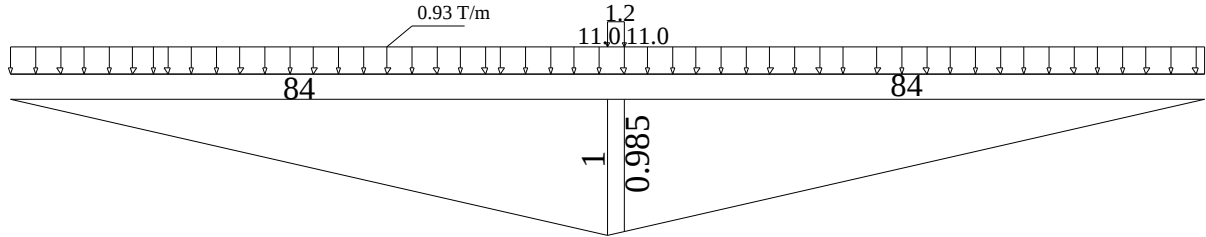
+ Tổ hợp hoạt tải 2 : 2 xe 3 trục + tải trọng làn :

$$LL_2 = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times (14.5 \times (1 + 0.948 + 0.77 + 0.719) + 3.5 \times (0.948 + 0.667)) + 84 \times 2 \times 1.75 \times (0.45 + 0.93) = 648.45\text{T}$$



+ Tổ hợp hoạt tải 3 : 1 xe 2 trục + tải trọng làn :

$$LL_3 = 11 \times (1+0.985) + 84 \times 0.93 = 91.05T$$

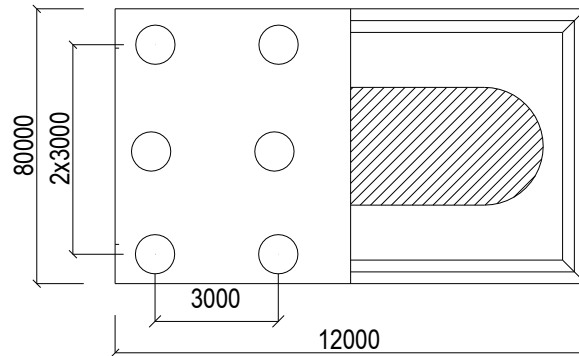


+ Hoạt tải tác dụng lên trụ : $LL = \max (LL1, LL2, LL3) = 648.45 (T)$

Tổng tải trọng tác dụng lên trụ : $P = 280.44 + 2732.22 + 484.36 + 648.45 = 4145.47 (T)$

$$\text{Số cọc trong trụ : } N_c = \beta \times \frac{P}{P_{c\acute{a}c}} = 2 \times \frac{4145.47}{960.78} = 10.35 \text{ cọc}$$

Vậy chọn số cọc trong móng trụ là 12 cọc khoan nhồi $D=1m$



V.Lập tổng mức đầu t-

Tổng mức đầu t- ph- ơng án II

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá 1000 đ	Thành tiền 1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa III			A+B+C	52901057.17
A	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	50727041.12
I	Kết cấu phần trên				
1	Ba nhịp giàn thép	T	948	25,000	20,280,000.00
2	Bê tông lan can,gờ chắn	m3	157.2	1,000	157,200.0
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	302.4	1,300	393,120.00
4	Gối cầu thép	Cái	12	100,000	1,200,000.00
5	Khe co giãn	m	53.6	2,000	107,200.00
6	Lớp phòng n- ớc	m ²	2,952	100	295,200.00
7	Hệ thống chiếu sáng	Cột	12	8,500	102,000.00
8	ống thoát n- ớc	Cái	18	150	2,700.00
	TổngI				22,537,420.00
II	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	507.3	800	491,024.00
2	Cốt thép mố	T	17.41	8,000	139,280.00
3	Bê tông trụ	m3	1821.48	1,000	18214800.00
4	Cốt thép trụ	T	52.93	8,000	423,440.00
5	Cọc khoan nhồi D100	m	1120	8,500	9,520,000.00
6	Công trình phụ trợ	%	20		2,282,696.80
	TổngII				13,696,180.80
	I+II				36,233,600.80
III	Xây lắp khác(%)	%	20%		7246720.16
	A=I+II+III				43480320.96
B,	Chi phí khác(%)		20%	I+II	7246720.16
1	Khảo sát thiết kế,QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
	Tổng B				7246720.16
	A+B				50727041.12
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	2,174,016.05
D	Chỉ tiêu toàn bộ 1 m ² cầu				13.308.75

VI. PH- ỜNG ÁN THI CÔNG SƠ BỘ

1. THI CÔNG MỐ CẦU

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng

- San ủi mặt bằng xây dựng mố
- Định vị tim mố.
- Tạo lớp đệm

B- ớc 2 : Định vị và thi công cọc khoan nhồi

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng mố
- Dụng giá khoan , hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi
- Lắp đặt hệ thống cung cấp vữa bentonit
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Làm sạch hố khoan , hạ lồng thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

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

B- ớc 4: Thi công bệ mố, thân mố, t- ờng cánh , t- ờng đầu

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hố móng, đổ bê tông lót dày 10cm
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông xà mũ, t- ờng đỉnh, t- ờng cánh

B- ớc 5 : Hoàn thiện mố

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

2. THI CÔNG TRỤ :

B- ớc 1 : Định vị cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cọc định vị , xác định vị trí tim trụ, tim các cọc tại móng
- Lắp dụng giá khoan , hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp vữa bentonit và hệ thống thải mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan cọc đến cao độ thiết kế
- Làm sạch hố cọc , hạ lồng thép
- Đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dung cọc ván thép loại lassen bằng giá
- Lắp dung vành đai trong và vành đai ngoài cọc ván
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm hút n- ớc đáy móng

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

- Đổ bê tông bít đáy , hút n- ớc trong hố móng
- Đập đầu cọc , uốn cốt thép đầu cọc , vệ sinh hố móng
- Lắp đặt ván khuôn , lắp cốt thép , đổ bê tông bệ móng

B- ớc 5 : Thi công thân trụ

- Dựng đà giáo ván khuôn thân trụ
- Dùng máy bơm đổ bê tông thân trụ

B- ớc 6 : Hoàn thiện trụ

- Tháo ván khuôn , đà giáo
- Thu dọn công tr- ờng

3. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

B- ớc 1 : Giai đoạn chuẩn bị

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

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

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

B- ớc 3: Hợp long nhịp giữa

B- ớc 4 : Hoàn thiện cầu

- Tháo bỏ các thanh liên tục hoá kết cấu nhịp
- Tháo bỏ các nêm chèn các gối di động, các chi tiết neo kết cấu vào mố trụ
- Lắp dựng hệ bản mặt cầu
- Thi công lớp phủ mặt cầu

- Thi công lan can, hệ thống thoát nước, lan can ngăn- ời đi bộ
- Thi công 10m đ- ờng 2 đầu mố
- Hoàn thiện toàn cầu, thu dọn công tr- ờng, thanh thải lòng sông

V.II SO SÁNH CÁC PHƯƠNG ÁN VÀ LỰA CHỌN

V.II1 Phương án cầu BTCT UST nhịp liên tục

VII.1.1 Ưu nh- ược điểm

- Ưu điểm

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + V- ợt đ- ược nhịp lớn, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật.
- + Kết cấu hiện đại, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông đ- ờng thủy tốt.
- + Khắc phục đ- ược các nh- ược điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.

- + Mặt bằng cầu thông thoáng.
- + ít khe biến dạng, đ- ờng xe chạy là đ- ờng cong trơn nên xe chạy êm thuận.
- + Tận dụng vật liệu địa phương

- Nhược điểm

- + Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng suất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến...
- + Thi công phức tạp.
- + Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp UST, gối cầu...
- Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn dầm đầu mố sát trụ T1

V.II 2 Phương án cầu giàn thép nhịp đơn giản

VII.2.1 Ưu nh- ược điểm

-- Ưu điểm

- + Tiến độ thi công nhanh do khối l- ượng công x- ử lý hoá nhiều.
- + Kết cấu cầu và công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh hưởng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- + Giá thành xây dựng t- ơng đối thấp.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do các chi tiết hầu hết đ- ược chế tạo tại nhà máy.

- Nhược điểm

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

VII.3 Lựa chọn phương án và kiến nghị

Qua so sánh và phân tích ưu, nhược điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các phương án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật tư thiết bị của các đơn vị xây lắp trong nước, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và tương lai phát triển của khu kinh tế.

Dựa trên nhiệm vụ của đồ án tốt nghiệp.

Kiến nghị: Xây dựng cầu theo phương án cầu BTCT UST nhịp liên tục các nội dung sau:

IV.4.1. Vị trí xây dựng

Lý trình: Km0 +10 đến Km0 + 260

IV.4.2. Qui mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: B = 60m và H = 9m.

Khổ cầu: B = 8.0 + 2x1.5 m.

Tải trọng: xe HL93 và tải trọng người 450kg/m² hay 450KN/m².

Tần suất lưc thiết kế: P = 1%.

Quy phạm thiết kế: quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22TCN – 272-05 của Bộ GTVT.

IV.4.3. Tiến độ thi công

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

IV.4.4. Kinh phí xây dựng

Theo kết quả tính toán trong phần tính tổng mức đầu tư ta dự kiến kinh phí xây dựng cầu qua sông Bình Triệu –Sài Gòn theo phương án kiến nghị vào khoảng 49368865.28 đồng.

IV.4.5. Nguồn vốn

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

Phần II

Thiết kế kỹ thuật

GỚI THIỆU CHUNG VỀ PH- ƠNG ÁN THIẾT KẾ

- Sơ đồ kết cấu: 70+110+70 m. Tổng chiều dài cầu là 250 m
- Chiều cao dầm chính:
 - Tại vị trí đỉnh trụ $H = 18.5$ m
 - Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2}x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hẫng cong
- * Tiết diện ngang của dầm hộp:
 - Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng một góc 10° , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
 - Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 50 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ườn 150 cm
- * Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 70 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,4m, chiều cao dầm 1,65m.
- Cấu tạo mặt cầu:
 - Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng cong bán kính 4000m
 - Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
 - Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:
 - + Bê tông asphan 5 cm
 - + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
 - + Lớp phòng n- ớc 2cm
 - + Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- Cấu tạo trụ:
 - Thân trụ rộng 8 m theo ph- ơng dọc cầu và 14m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 1-0.8$ m.
 - Bệ móng cao 2.5m, và đặt d- ới lớp đất phủ
 - Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 40m
- Cấu tạo mố:

- Dạng móng có t- ờng cánh ng- ọc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 8m, dài 12m đ- ọc đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 30 m

TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

I. II.1 VẬT LIỆU:

I.1 II.1.1 BÊ TÔNG:

Bê tông th- ờng có tỷ trọng $\gamma_c = 2400 \text{kg/m}^3$

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

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

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

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = C- ờng độ qui định của bê tông (MPa)

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

C- ờng độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày: $f'_c = 40 \text{Mpa}$

C- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng th- ờng $f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.6)

Đối với các ứng suất tạm thời tr- ớc mất mát (5.9.4.1)

- Giới hạn ứng suất nén của cấu kiện bê tông căng sau, bao gồm các cầu XD phân đoạn: $0.60 f'_{ci}$
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

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

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

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

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

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

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

1.2 II.1.2 THÉP TH- ỜNG (A5.5.3)

Thép sử dụng là cốt thép có gai

Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$

Giới hạn chảy của cốt thép : $f_y = 400 \text{ Mpa}$

1.3 II.1.3 THÉP ỨNG SUẤT TR- ỚC

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

Mô đun đàn hồi của tạo thép $E_p = 197000 \text{ Mpa}$

Giới hạn ứng suất cho bó thép UST ở trạng thái giới hạn sử dụng [A5.9.3-1 AASHTO]

f_{pt} = ứng suất trong thép - st ngay sau khi truyền lực (MPa)

Cáp sử dụng là loại có độ trùng đảo thấp của hãng VSL – tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270

Loại tạo 12.7mm và 15.2mm

Hệ số ma sát của tạo thép với ống bọc (ống thép mạ cứng) $\mu = 0.2$ (5.9.5.2.2b-1)

Hệ số ma sát lắ (trên mm của bó thép): $K = 6.6 \times 10^{-7}$

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

II. II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2)

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

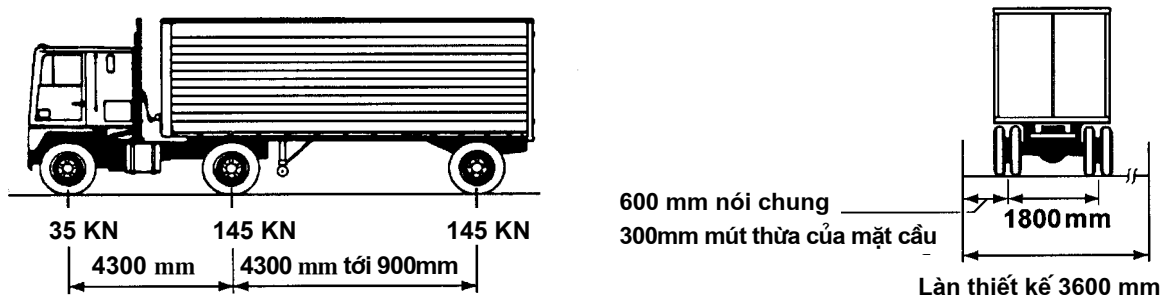
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

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

II.1 II.2.1 XE TẢI THIẾT KẾ

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

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



II.2 II.2.2 XE HAI TRỤC THIẾT KẾ

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

II.3 II.2.3 TẢI TRỌNG LÀN THIẾT KẾ

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

TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

III. III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU

III.1 III.1.1 CẤU TẠO CỦA BẢN MẶT CẦU

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

(9.7.1.1)

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

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

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

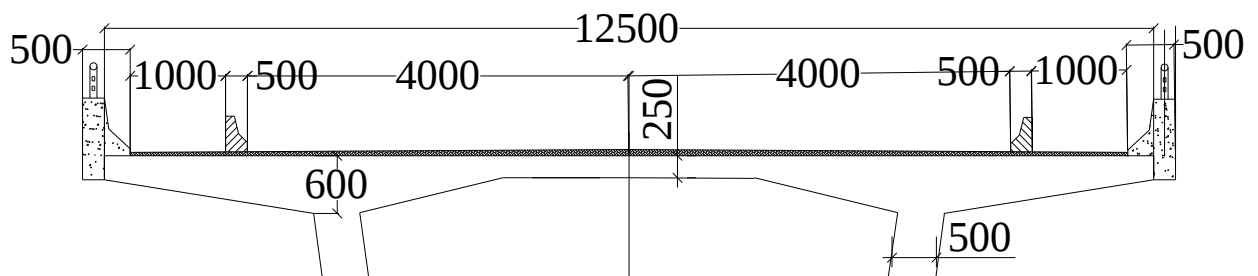
- Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men d- ờng dầm chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
- Độ dày cần thiết đ- ợc coi là phần bản chịu hoạt tải trực tiếp.
- Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st căng ngang , dọc và thép th- ờng) (FCC)

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

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

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

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



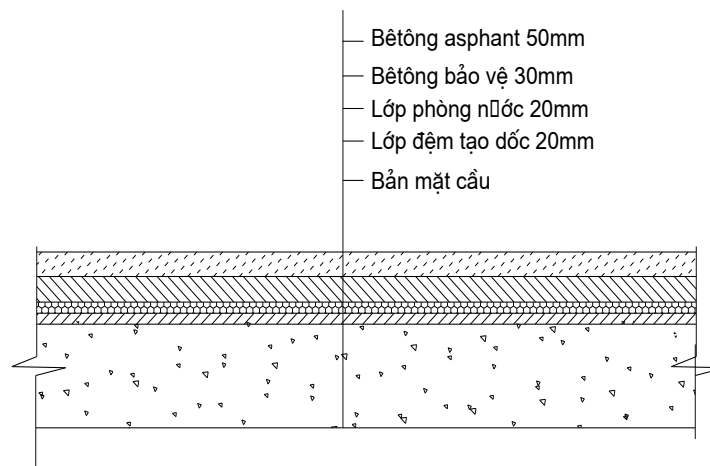
Mặt cắt ngang tính toán bản

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

III.2 III.1.2 CẤU TẠO LỚP MẶT CẦU

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

- + Bê tông asphan 5 cm
- + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
- + Lớp phòng n- ớc 2cm
- +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- +Bản mặt cầu



Cấu tạo chung lớp mặt cầu

IV. III.2 PH- ƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC.

V. III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:

Các dải phải đ- ợc coi nh- dầm liên tục hoặc dầm giản đơn, chiều dài nhịp phải đ- ợc lấy bằng khoảng cách tâm đến tâm giữa các cấu kiện đỡ. Nhằm điều chỉnh xác định hiệu ứng lực trong các dải, các cấu kiện đỡ đ- ợc coi là cứng vô hạn.

Mặt cắt thiết kế cho các mô men âm và lực cắt có thể đ- ợc lấy nh- sau: Cho dầm hộp bê tông và đúc liền khối là ở mặt cấu kiện đỡ.

(4.6.2.1.6)

Nh- vậy ta có thể có sơ đồ tính nh- sau:

- Khi tính bản mút thừa ta coi nó nh- một công xôn 1 đầu ngàm, với chiều dài nhịp tính từ mép bản đến tim của cấu kiện đỡ.
- Khi tính bản giữa ta coi nó nh- một dầm 2 đầu ngàm, nhịp là khoảng cách từ tim đến tim các cấu kiện đỡ. Để đơn giản trong tính toán ta dùng ph- ơng pháp gần đúng của cơ học kết cấu nh- sau:

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

Hệ số đó lấy nh- sau:

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

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



Sơ đồ tính bản mặt cầu

VI. III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC

VI.1 III.2.2.1 TÍNH TOÁN BẢN MÚT THỪA

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

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

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

VI.1.1 1. Do lan can (Hình 1)

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

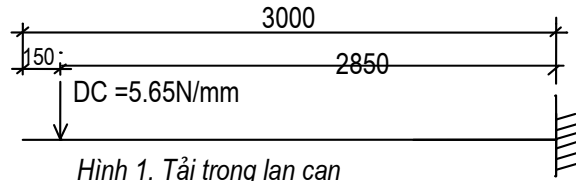
$$DC_2 = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] = 0.240 \text{ m}^2$$

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

Lan can coi là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của lan can $P_b = 5.65 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài lan can là 150 mm $\rightarrow$ cách mép bản tính toán là 150 mm $\rightarrow$ cách ngàm là $3000 - 150 = 2850 \text{ (mm)}$

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

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



Hình 1. Tải trọng lan can

VI.1.2 2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

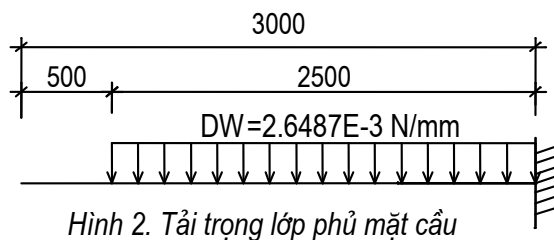
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250 Kg/m^3)

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

Lớp mặt cầu là tải trọng phân bố tác dụng lên phần hẫng trên chiều dài kể từ mép trong của lan can đến vị trí ngàm $L = 3000 - 500 = 2500 \text{ (mm)}$

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

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



Hình 2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu

VI.1.3 3. Do bản bê tông phần hẫng (Hình 3)

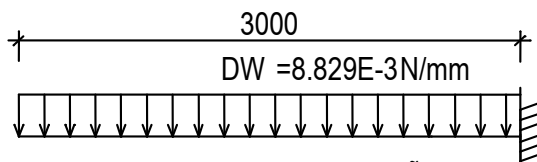
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250+500)/2 = 375 \text{ (mm)}$

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

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

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

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



Hình 3. Tải trọng bản bt phần hẫng

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

- Thiết kế bản mặt cầu dùng ph- ơng pháp dải [A4.6.2.1] và dải là ngang.

- $$N_L \leq INT\left(\frac{8000}{3500}\right) = 2.28$$

$$M_{Tr}^1 = -1.2x(\frac{72.5x10^3}{2972.6}x2200 + \frac{72.5x10^3}{2972.6}x400) = -76095 \text{ Nmm/mm} = -76.095 \text{ KNm/m}$$

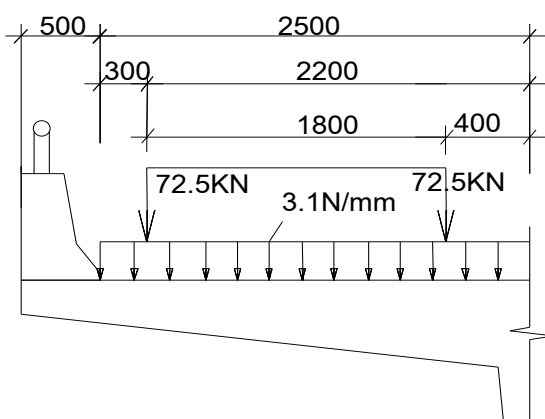
$$V_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5}{2972.6} + \frac{72.5}{2972.6} \right) = -58540 \text{ (Nmm/mm)} = -58.54 \text{ (KN/m)}$$

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

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

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

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



GVHD: THS. PHẠM VĂN THÁI
THS. TRẦN ANH TUẤN
SVTH: NGUYỄN HỮU HÀ - LỚP CĐ1001

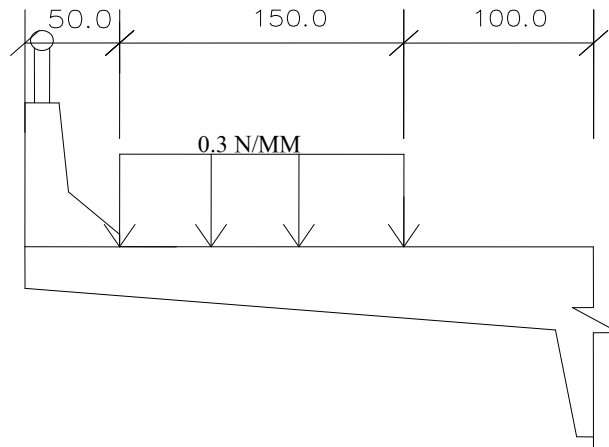
VI.1.4 5. Do tải trọng ng- ời đi bộ (hình 5)

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

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

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

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



Hình 5: Hoạt tải ng- ời đi bộ

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

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

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

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 1.05$$

η_D : Hệ số xét đến tính dẻo.

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

η_R : Bản hẫng $\eta_R = 1.05$ A1.3.4

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

Cầu quan trọng $\eta_I = 1.05$

Do đó: $\eta = 1.05 \times 1.05 \times 1.05 = 1.15$

Vậy chọn $\eta = 1.05$

VI.2 III.2.2.2 TÍNH TOÁN HIỆU ỨNG LỰC CHO NHỊP GIẢN ĐƠN

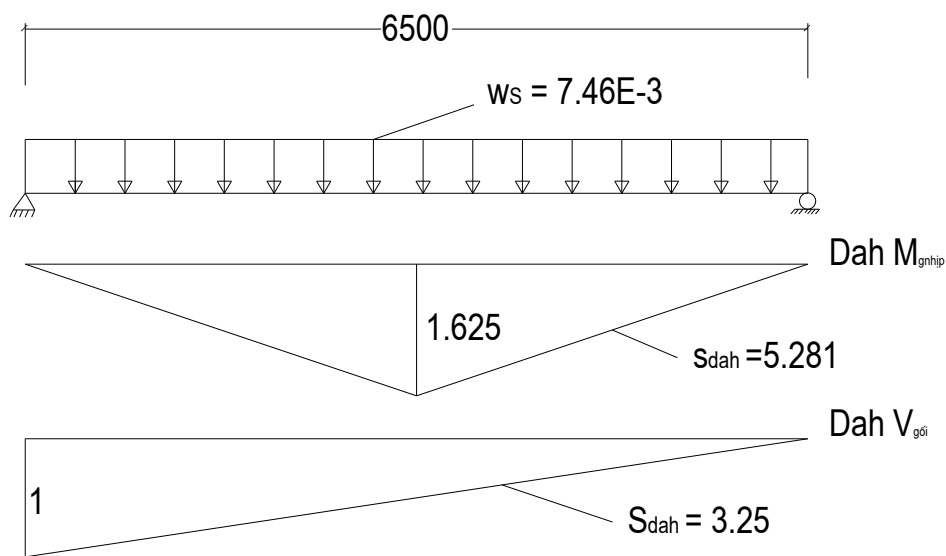
Ta tính mômen tại giữa nhịp và lực cắt tại gối của dầm giản đơn

VI.2.1 1. Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu (hình 6)

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích Dah}M_{0.5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 13987 \text{ Nmm/m} = 13.987 \text{ KNm/m}$$

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

VI.2.2 2. Do tải trọng của bản bê tông (hình 6)



Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dày trung bình là:

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

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

$$+ M_s = w_s(\text{Diện tích Dah}M_{0.5}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 39396.26 \text{ Nmm/mm} = 39.396 \text{ KNm/m}$$

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

Do hoạt tải xe (LL)

$$\text{Chiều rộng làm việc bản với mômen dương: } 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6500 = 4235 \text{ mm}$$

$$\text{Chiều rộng làm việc bản với mômen âm: } 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6500 = 2845 \text{ mm}$$

áp dụng bề rộng dải đối với lực cắt, do qui trình không qui định nên giả thiết là theo mômen.

Lực cắt tại gối là vị trí có mômen âm.

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

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i$$

$$M_{Ln} = w_{Ln} \Omega_{\text{Đahmômen}}$$

Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahlycắt}$$

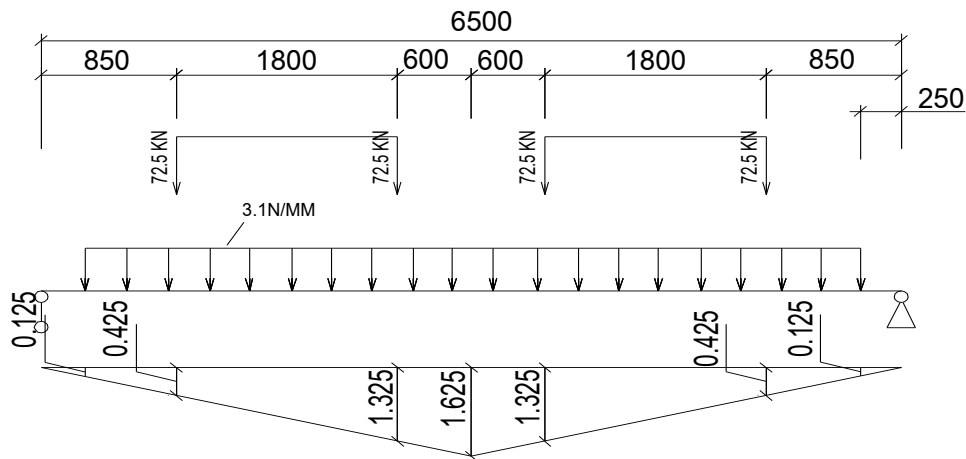
Trong đó

- $P = 72.5$ KN (Tải trọng nửa trục bánh xe Truck)
- y_i = Tung độ của Đah tại vị trí bánh xe tập trung (P)
- w_{Ln} = Tải trọng làn
- $\omega_{Đah}$ = diện tích Đah bên d- ới vị trí đặt tải trọng làn.

❖ *Tính toán Mômen:*

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

$$\omega_{Đah} = 5.25$$



Xếp hoạt tải lên đ- ờng ảnh h- ớng mô men

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

(Hệ số làn xe $m=1$)

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

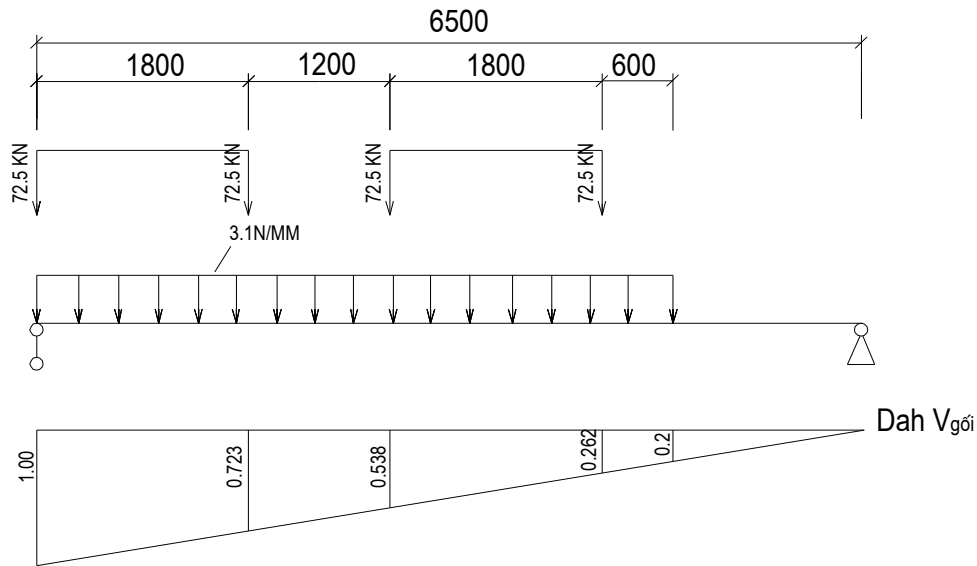
$$M_{LL+IM} = m(1.25 \times M_{Tr} + M_{Ln}) = 1 \times (1.25 \times 59.917 + 16.275) \times 1.75 = 91.17 \text{ KNm/m}$$

❖ *Tính toán Lực cắt tại gối:*

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

$$\omega_{Đah} = 3.228$$

Sơ đồ tính toán:



Xếp hoạt tải lên đ- ờng ảnh h- ưởng lực cắt

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

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

$$V_{LL+IM} = m(1.25 \times V_{Tr} + V_{Ln}) = 1 \times (1.25 \times 64.294 + 10.006) = 90.37 \text{ (KN/m)}$$

VI.3 III.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

VI.3.1 1. Bảng kết quả tính nội lực

Bảng tổng hợp nội lực

	M_{DC2} DC2	V_{DC2} DC2	M_{DC1} DC1	V_{DC1} DC1	M_{DW} DW	V_{DW} DW	M_{PL} PL	V_{PL} PL	M_{LL+IM} LL	V_{LL+IM} LL
Phần hằng	-16.102	-5.65	-39.73	-26.487	-8.52	-6.81	-4.414	-7.725	-106.74	-82.475
Phần giữa	-	-	39.396	24.245	13.98 7	8.606	-	-	91.17	90.37

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

VI.3.2 2. Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.

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

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

Trong đó:

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

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

- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.
- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng

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

ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

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

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

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

Đối với trạng thái GHCD1

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

Đối với trạng thái GH sử dụng I

$$M_u = M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL}$$

Nội lực tính toán theo TTGH				
	TTGHCDI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Ngàm	-282.8	-204.45	-171.09	-121.42
Nhịp giản đơn	219.75	209.34	174.51	155.372

Giá trị mô men uốn vừa tính ở trên là của sơ đồ bản kê tự do lên gối. Để kể đến ảnh hưởng của liên kết của bản với dầm ngang, ta đ- a vào hệ số ngàm k. Khi đó, mô men dùng để tính toán sẽ bằng mô men đã tính ở trên nhân với hệ số ngàm k:

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

M : Là mô men giữa nhịp của bản khi coi bản là dầm đơn giản.

k : Là hệ số ngàm.

Tính gần đúng: $k = 0,5$ cho tiết diện giữa nhịp, $k = -0.7$ cho tiết diện tại gối.

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

Nội lực tính toán của bản mặt cầu				
	TTGHCDI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Ngàm	Tại gối: -197.96	-204.45	Tại gối: -119.76	-121.42
Nhịp giản đơn	Tại giữa nhịp: 109.875	209.34	Tại giữa nhịp: 87.25	122.155

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

VII. III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU

VII.1 III.4 .1 TÍNH TOÁN DIỆN TÍCH CỐT THÉP

- Ứng suất giới hạn cho cấp ứng suất tr- ớc ở các TTGH (theo bảng 5.9.3.1-22TCN 272-05)với loại thép đã đ- ọc khử ứng suất d- .

Trạng thái ứng suất	Ký hiệu	Giá trị(MPa)
Giới hạn ứng ứng suất kéo	f_{pu}	1860
Giới hạn chảy : tr- ớc khi đệm neo	$f_{py} = 0,90 f_{pu}$	1674
Ứng suất lúc kích	$f_{pj} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất lúc truyền	$f_{pt} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất sau toàn bộ mất mát	$f_{pe} = 0,80 f_{py}$	1339

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

Mômen âm tại gối: $M^- = -197.96 \text{ KNm/m}$

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

Các đặc tr- ng vật liệu thiết kế

C- ờng độ chịu nén của bê tông qui định ở tuổi 28 ngày là $f'_c = 50 \text{ Mpa}$

C- ờng độ bê tông khi căng cáp $0.9 f'_c$

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th- ờng lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 35750 \text{ Mpa}$

Lớp bảo vệ

- Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50 mm

- Lớp bê tông bảo vệ phía d- ới : 50 mm
- Khoảng cách từ trọng tâm bó cáp đến mép ngoài chịu kéo với vùng chịu mômen âm là 100mm và vùng chịu mômen dương là 60mm → Chiều cao làm việc của bê tông là
- Vùng chịu mômen âm: $z = 600 - 100 = 500\text{mm}$
- Vùng chịu mômen d- ơng: $z = 250 - 60 = 190\text{ mm}$

Diện tích cốt thép UST đ- ợc chọn sơ bộ theo công thức: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}}$

Trong đó:

- M_u = Mômen tính toán Nmm/mm
- A_{ps} = Diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- f_{pj} = C- ờng độ kéo qui định của thép - st trong giai đoạn khai thác(N/mm^2)

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

Tại tiết diện chịu mômen âm tại gối : $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{197.96 \cdot 10^6}{500 \cdot 1302} = 304.08\text{ (mm}^2\text{)}$

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

Chọn số l- ợng bó cáp trên 1m bản:

$$n = A_{ps} / A_{1bó}$$

Trong đó:

$A_{1bó}$ = diện tích một bó cáp.

Bó cáp sử dụng của hãng VSL có dạng dẹt, mỗi bó 3 tao $\phi 12.7$ diện tích mỗi tao là 98.7mm^2

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

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u (Nmm/mm)	h mm	z mm	$0.7f_{pu}$ N/mm ²	$A_{1bó}$ mm ²	A_{ps} mm ²	$n_{tính}$	n chọn bó	$A_{ps\text{ Thực}}$ mm ²
Gối	197960	600	500	1302	296.1	304.08	1.17	2	592.2
Giữa nhịp	109875	250	190	1302	296.1	444.15	1.50	2	592.2

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

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

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

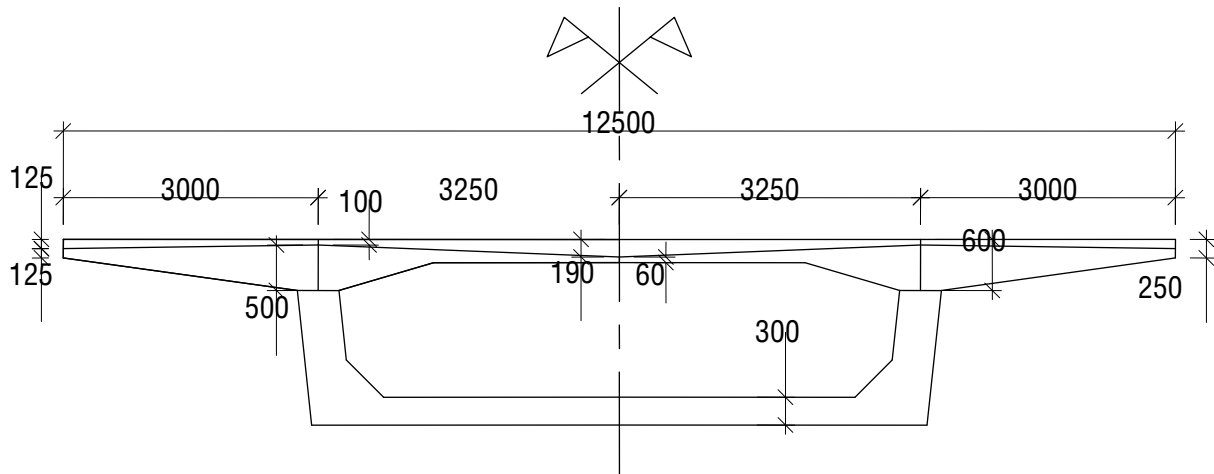
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

Các bó thép kéo sau của bản không đ- ợc đặt xa nhau, từ tim đến tim không quá 4 lần chiều dày tối thiểu của bản.

[A5.10.3.4]

Khoảng cách giữa các bó cáp là $500\text{mm} < 4 \times 200 = 800\text{ mm}$

VII.2 III.4 .2 TÍNH TOÁN MẤT MÁT ỨNG SUẤT TR- ỚC



Hình 11: Đ- ờng đi của cáp ngang qua bản mặt cầu

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

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

Các mất mát ứng suất tr- ớc trong các cấu kiện đ- ợc xây dựng và đ- ợc tạo ứng suất tr- ớc trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

(5.9.5.1-2)

ở đây:

- Δf_{PT} = Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} = Mất mát do ma sát (MPa)
- Δf_{pA} = Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)

- Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} = Mất mát do trũng dãn cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

1. Mất mát do ma sát

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

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

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.8 f_u = 0.8 \times 1860 = 1488(\text{Mpa})$
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm bất kì đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lắ; $K = 6.6 \times 10^{-7}/\text{mm}^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; $\mu = 0.25$
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ- ờng cáp thép UST từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bó thép	$\alpha(\text{rad})$	X(mm)	$Kx + \mu\alpha$	$f_{pj}(\text{MPa})$	$\Delta f_{pF}(\text{MPa})$
Gối 1	B1, B2	0.018	3000	0.00558	1488	7.245
Giữa nhịp	B1, B2	0.069	6000	0.01776	1488	22.919
Gối 2	B1, B2	0.122	9000	0.03034	1488	38.909

2. Mất mát do thiết bị neo

Công thức tính toán:

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

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo ; $\Delta_L = 6\text{mm/neo}$
- E_p : mô đun đàn hồi của thép; $E_p = 197000\text{Mpa}$

- L : chiều dài của bó cáp; L=12.35 m

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

3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong hệ bản đối với cốt thép UST đ- ợc lấy bằng 25% giá trị tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

- f_{cgp} : tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc khi truyền và tự trọng của bộ phận ở mặt cắt có mômen max (MPa)
- E_p : môđun đàn hồi của thép - st (MPa); $E_p = 197000$ MPa
- E_{ci} : môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

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

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

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

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà (mm)
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng l- ợng bản thân của bản (Nmm)

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

Bảng tính mất mát do co ngắn đàn hồi

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm^2)	I_g (mm^4)	F_i KN	f_{cgp} (MPa)	Δf_{pES} (MPa)	$0.25\Delta f_{pES}$ (MPa)
Gối 1	B1, B2	39730000	190	600000	1.04E+10	946.77	-4.45	25.87	6.47
Giữa nhịp	B1, B2	37080000	65	250000	1.30E+09	934.39	-4.92	28.58	7.15
Gối 2	B1, B2	39730000	190	600000	1.04E+10	921.77	-4.32	25.08	6.27

4. Mất mát do co ngót

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

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

$$(5.9.5.4.2-2)$$

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

5. Mất mát do từ biến của bê tông

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

1)

Trong đó:

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

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

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

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

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

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

Bảng tính mất mát do từ biến

iết diTện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm^2)	I_g (mm^4)	$-f_{cgp}$ (MPa)	$M_{DC2}+M_D$ w Nmm	Δf_{cdp} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	39730000	190	600000	$1.04E+10$	4.45	24622000	0.45	50.30

Giữa nhịp	B1,B2	37080000	65	250000	1.30E+0 9	4.92	12260000	0.61	54.75
Gối 2	B1,B2	39730000	190	600000	1.04E+1 0	4.32	24622000	0.45	48.66

6. Mất mát do trùng dao cốt thép

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

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

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d- ới mức $0,70f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2.(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dao cốt thép

Tiết diện	Tên bố thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	7.245	6.47	25	50.30	35.45
Giữa nhịp	B1,B2	22.919	7.15	25	54.75	33.69
Gối 2	B1,B2	38.909	6.27	25	48.66	32.73

7. Tổng mất mát ứng suất tr- ọc

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bố thép	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa	Δf_{pT} MPa
Gối 1	B1,B2	95.71	7.245	6.47	25	50.30	35.45	220.17
Giữa nhịp	B1,B2	95.71	22.919	7.15	25	54.75	33.69	239.22
Gối 2	B1,B2	95.71	38.909	6.27	25	48.66	32.73	247.27

VIII. III.5 KIỂM TRA TIẾT DIỆN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Trong bản mặt cầu kiểm tra các trạng thái giới hạn sau:

- Trạng thái giới hạn sử dụng: Kiểm tra ứng suất, nứt.
- Trạng thái giới hạn c- ồng độ: Kiểm tra sức kháng uốn, kháng cắt của tiết diện.

VIII.1 III.5 .1 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

➤ Giới hạn ứng suất cho cáp - st:

$f_{pu} = 1860\text{Mpa}$, với loại tạo thép đã đ- ợc khử ứng suất d- 12.70, tạo 3 sợi

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

Yêu cầu:

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

- C- ờng độ chảy qui định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674\text{ Mpa}$

- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339\text{ Mpa}$

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

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

$f'_c = 50\text{Mpa}$, sau 28 ngày

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

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

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

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

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

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

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

Công thức kiểm tra:

Thở chịu nén:

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

Thở chịu kéo:

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

Trong đó:

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

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

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)

- M_s = mômen do tải trọng bản thân của bản tại tiết diện lúc truyền lực (Nmm)

- y_t, y_b = khoảng cách từ thở ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)

- A = diện tích tiết diện (mm^2)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M _s Nm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt t
Gối 1	600000	1.04E+10	190	39730000	300	300	941.660	-5.229	-1.46	Đạt
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	65	37080000	125	125	928.749	-5.954	-1.47	Đạt
Gối 2	600000	1.04E+10	190	39730000	300	300	916.815	-5.066	1.39	Đạt

2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

Thớ chịu nén:

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

Thớ chịu kéo:

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

Trong đó:

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

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

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm²)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt t
Gối 1	600000	1.04E+10	190	119760000	300	300	854.209	-2.73	-0.686	Đạt
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	65	65970000	125	125	839.171	-2.25	-4.455	Đạt
Gối 2	600000	1.04E+10	190	119760000	300	300	832.813	-2.59	-0.741	Đạt

VIII.1.1 3. Kiểm tra nứt: kiểm tra ứng suất nh- trên đã đảm bảo chống nứt

VIII.2 III.5.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN C- ỜNG ĐỘ 1

1. Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

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

1)

Trong đó:

- M_u = mômen tính toán ở trạng thái GHCCI (MPa)
- ϕ = Hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

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

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

Với mặt cắt hình chữ nhật:

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

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

$$a = c \beta_1$$

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

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

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

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

1)

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

2)

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

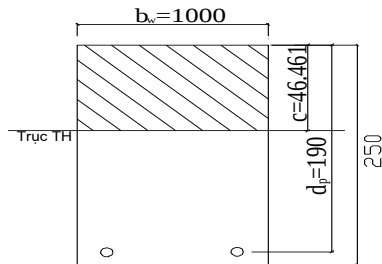
$$d_p = 500 \text{ mm tại gối}$$

$$d_p = 190 \text{ mm tại giữa bản}$$

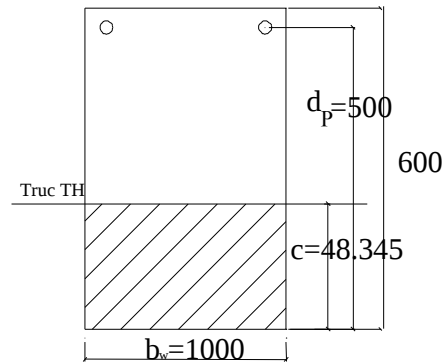
- c = khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

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



Tại giữa nhịp bản



Tại gối

Tại gối :

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{500}} = 36.53$$

Tại giữa bản:

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

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

Kết quả kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	a mm	A_{ps} mm^2	f_{ps} MPa	d_p mm	ϕM_n KNm	M_u KNm	Duyệt
Gối 1	33.496	592.2	1802.777	500	451.86	197.96	Đạt
Giữa bản	32.191	592.2	1732.6479	190	178.43	109.875	Đạt
Gối 2	33.496	592.2	1802.777	500	451.86	197.96	Đạt

2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép

2.1 Lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

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

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

$d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

c : khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm) đã đ- ợc tính toán ở trên

Kết quả kiểm tra hàm l- ợng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	500	36.53	0.073	Đạt
Giữa nhịp	190	35.451	0.1865	Đạt
Gối 2	500	36.53	0.073	Đạt

2.2 L- ợng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

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

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

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

Trong đó M_{cr} đ- ợc tính bằng công thức :

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d) \quad (\text{Handbook-C10})$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân M tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

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

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

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

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

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

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

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

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (mm^2, mm^4)

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

- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)
- ϕ : hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

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

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

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

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

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	M Nmm	e mm	y _t mm	y _b mm	f _{pc} Mpa	f _d Mpa	1.2M _{cr} kNm
Gối 1	600000	1.04E+10	39730000	190	300	300	-6.348	1.14	156.72
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	37080000	65	125	125	-10.023	3.565	124.85
Gối 2	600000	1.04E+10	39730000	190	300	300	-6.348	1.14	156.72

Bảng kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	1.2M _{cr} kNm	1.33M _u kNm	Duyệt
Gối 1	451.86	155.72	263.29	Đạt
Giữa nhịp	237.92	124.85	146.133	Đạt
Gối 2	451.86	155.752	263.29	Đạt

3. Kiểm tra sức kháng cắt

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5.8.2.4-1)$$

Trong đó :

- V_u : Lực cắt tính toán lấy theo TTGHCD1
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

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

$$(5.8.3.3-2)$$

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

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

ở đây :

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

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

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

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

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

Xác định V_p

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

Xác định d_v và b_v

-Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

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

Ta có $d_p = 440 \text{ mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.53 = 24.95$$

$$\begin{cases} 0.9d_e = 0.9 \times 500 = 450 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 600 = 432 \text{ mm} \end{cases}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 500 - \frac{24.95}{2} = 487.53 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_v = 487.53 \text{ mm}$$

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v :

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

Xác định β và θ

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

ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{204.45 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 487.53} = 0.537 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

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

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

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

Trong đó:

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

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

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

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

- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát, để an toàn lấy $f_{pc}=0$

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

Giả thiết $\theta = 30^0$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{197.96 \cdot 10^6}{487.53} + 0,5 \cdot 204.45 \cdot 10^3 \cdot \cot g 30 - 789,6 \cdot 1081.83}{197000 \cdot 789,6} = -1.3 \text{ E-3}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ọc $\theta = 27^0$, $\beta = 6.6$

Xác định V_c và V_s

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

$$V_c = 0,083 \times 6.6 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 487.53 = 1656050.68 \text{ N}$$

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

Tính sức kháng danh định của tiết diện

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 1639471.9 + 0 + 0 = 1656050.68 \text{ N} = 1656.05 \text{ KN} \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 423.25 + 0 = 5290.62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 1656.05 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1656.05 = 1490.45 \text{ KN}$$

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

4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

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

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

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

ở đây :

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

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

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

Chọn N_o16 @ 200 mm, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi ph- ơng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2\text{/m}$

+Tại tiết diện gối

$$A_g = 600 \times 1000 = 600000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{600000}{400} = 1125 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

Cốt thép phân bố trên một mặt là : $0.5 \times A_s = 0.5625 \text{ mm}^2\text{/mm}$.

Sử dụng N_o16 @ 300mm diện tích đầy đủ là $A_s = 0.571 \text{ mm}^2\text{/mm}$.

CHƯƠNG IV :

THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

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

I.1. Kích thước kết cấu và mặt cắt ngang dầm

I.1.1. Thiết kế đường cong biên dầm:

Ưu điểm của thiết kế dầm có chiều cao thay đổi.

Tiết kiệm vật liệu, bê tông và thép dự ứng lực được bố trí phù hợp cả trong thi công và khai thác.

Giảm được ứng suất cắt.

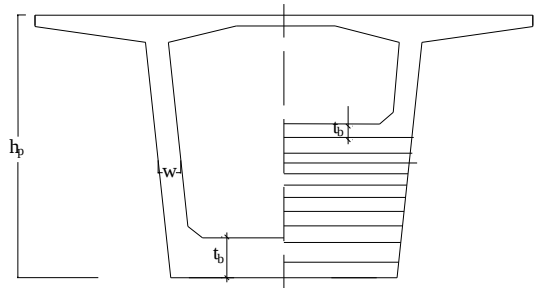
Kết cấu có hình dáng đẹp.

Để bố trí cốt thép chịu cắt phân bố đều, và bề rộng sườn dầm thay đổi đều theo chiều dài dầm, ta chọn đường cong biên dầm có bậc từ 1 ÷ 2. Trong tính toán đặc trưng hình học mặt cắt ngang dầm, lấy đường cong dạng bậc 2.

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

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

$$b_1 = h_m$$



trong đó :

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

I.1.2. Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

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

Để phù hợp với đặc điểm chịu lực, bản đáy hộp thường có bề dày thay đổi.

Tại giữa nhịp: Chiều dày bản đáy hộp phụ thuộc vào yêu cầu về khoảng cách từ tim bó cáp DUL tới mép bê tông. Do có bố trí cáp dự ứng lực, chọn chiều dày bản đáy tại giữa nhịp bằng 300mm.

Tại khu vực gần trụ: Chiều dày bản đáy tăng lên để chịu lực nén lớn do mô men uốn và lực cắt gây ra, thường nằm trong khoảng $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 900mm đối với tiết diện sát trụ .

Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gần trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đường cong bậc 2 :

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

$$a_1 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$

$$b_2 = h'_m$$

Trong đó :

- h'_p : Khoảng cách tính từ mặt đường xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ
- h'_m : Khoảng cách tính từ mặt đường xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phần cánh hẫng cong.
- y_2 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

Chiều dày đáy hộp được tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

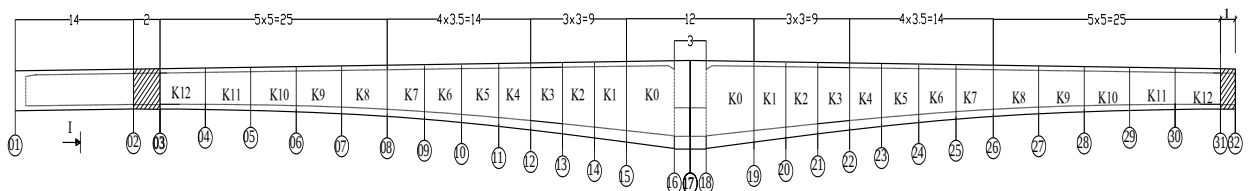
I.1.3. Thiết kế sườn hộp

Sườn hộp chịu nội lực như sau :

- Lực cắt do tải trọng và hoạt tải.
- Một phần mô men uốn, mô men xoắn do tải trọng lệch tâm gây ra.

II. SƠ ĐỒ CHIA ĐÓT THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



III. CÁC GIAI ĐOẠN THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Thi công đúc hẫng cân bằng

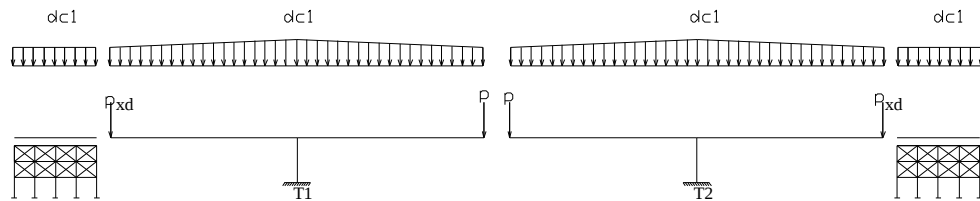
III.1. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng trên trụ T_1, T_2

Để thực hiện việc đúc hẫng ta phải thi công đốt K_0 trên đà giáo mở rộng trụ. Các khối K_0 phải liên kết tạm thời với đỉnh trụ thông qua các thanh cường độ cao.

Trong bước này tải trọng tác dụng lên dầm gồm có trọng lượng bản thân của các đốt đúc, trọng lượng xe đúc P.

* *Sơ đồ tĩnh học trong giai đoạn này* : Dầm công xôn bất lợi nhất là khi đúc xong đốt cuối cùng và chuẩn bị hợp long nhịp biên.

Ta sẽ tính với sơ đồ này (Sơ đồ 1)



* Tải trọng : trong giai đoạn này dầm chịu các tải trọng sau:

-Tải trọng chính :

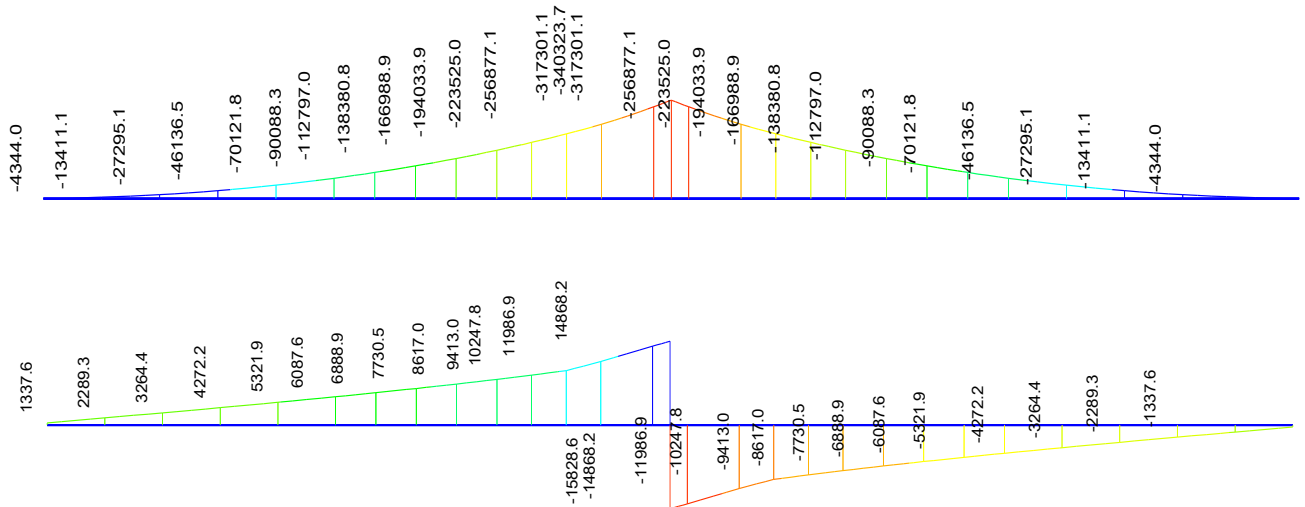
+ Tĩnh tải của các đốt đúc q_i

+ Tải trọng xe đúc $P_{xd} = 400$ KN đặt tại mép ngoài đốt cuối cùng.

Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 1

TD	L đốt (m)	M1(KN.m) (tc)	M1(KN.m) 1.25	M1(KN.m) 0.9	Q1(KN) (tc)	Q1(KN) 1.25	Q1(KN) 0.9
17	0	-340323.7	-425404.6	-306291.3	15828.6	19785.8	14245.7
16	150	-317301.1	-396626.4	-285571	14868.2	18585.3	13381.4
15	450	-256877.1	-321096.4	-231189.4	11986.9	14983.6	10788.2
14	300	-223525	-279406.3	-201172.5	10247.8	12809.8	9223.02
13	300	-194033.9	-242542.4	-174630.5	9413	11766.3	8471.7
12	300	-166988.9	-208736.1	-150290	8617	10771.3	7755.3
11	350	-138380.8	-172976	-124542.7	7730.5	9663.13	6957.45
10	350	-112797	-140996.3	-101517.3	6888.9	8611.13	6200.01
9	350	-90088.3	-112610.4	-81079.47	6087.6	7609.5	5478.84
8	350	-70121.8	-87652.25	-63109.62	5321.9	6652.38	4789.71
7	500	-46136.5	-57670.63	-41522.85	4272.2	5340.25	3844.98
6	500	-27295.1	-34118.88	-24565.59	3264.4	4080.5	2937.96
5	500	-13411.1	-16763.88	-12069.99	2289.3	2861.63	2060.37
4	500	-4344	-5430	-3909.6	1337.6	1672	1203.84
3	500	0	0	0	400	500	360

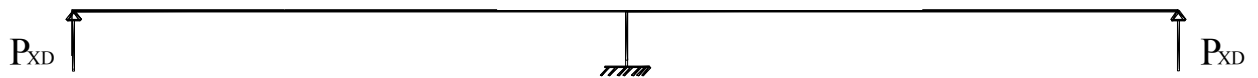
Biểu đồ **mômen và lực cắt giai đoạn 1** thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



III.2. Giai đoạn 2 : Tháo xe đúc trên trụ T_1, T_2

Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T_1, T_2 được tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc tương đương với việc tác dụng cặp lực ngược trở lại trên 2 cánh hẫng.

Sơ đồ tính:

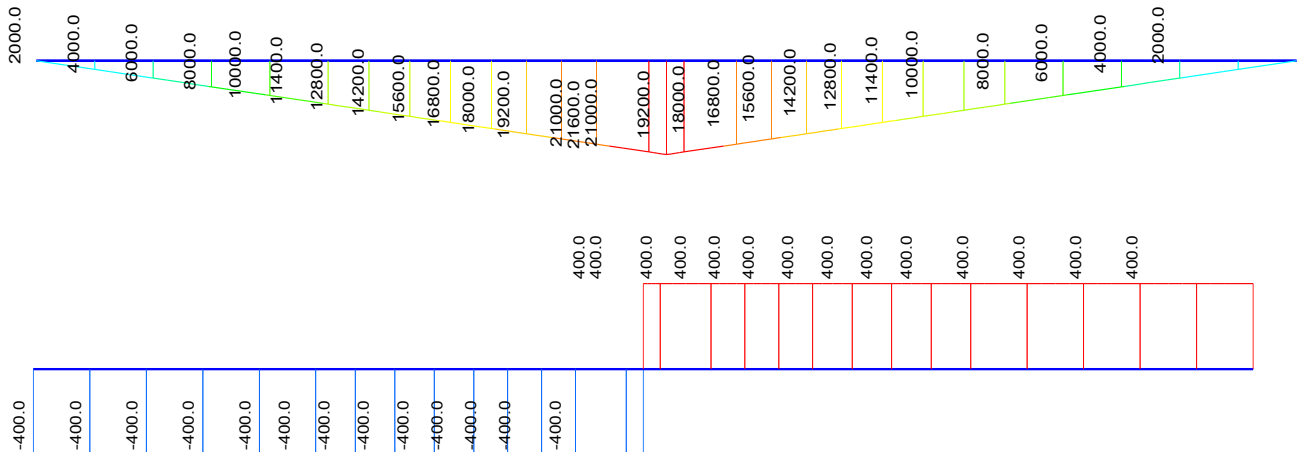


Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 2

TĐ	L đốt (m)	M2(KN.m) (tc)	M2(KN.m) 1.25	M2(KN.m) 0.9	Q2(KN) (tc)	Q2(KN) 1.25	Q2(KN) 0.9
17	0	21600	27000	24300	400	500	360
16	150	2100	26250	23625	400	500	360
15	450	19200	24000	21600	400	500	360
14	300	18000	22500	20250	400	500	360
13	300	16800	21000	18900	400	500	360
12	300	15600	19500	14040	400	500	360
11	350	14200	17750	12780	400	500	360
10	350	12800	16000	11520	400	500	360
9	350	11400	14250	10260	400	500	360
8	350	10000	12500	9000	400	500	360
7	500	8000	10000	9000	400	500	360
6	500	6000	7500	6750	400	500	360
5	500	4000	5000	4500	400	500	360

4	500	2000	2500	2250	400	500	360
3	500	0	0	0	400	500	360

Biểu đồ **mômen và lực cắt giai đoạn 2** thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



III.3. Giai đoạn 3 : Hợp long nhịp biên

Sử dụng ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng lượng ván khuôn và bê

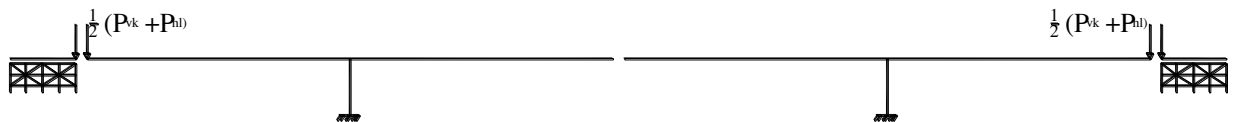
tông đổt hợp long, với giá trị bằng: $\frac{P_{vk} + P_{HL}}{2}$

Trong đó:

- Tải trọng ván khuôn $P_{vk} = 200$ KN.
- Tải trọng khối hợp long $P_{HL} = 351.4$ KN.

$$\Rightarrow \frac{P_{vk} + P_{HL}}{2} = \frac{200 + 351.4}{2} = 275.7 \text{ KN.}$$

Sơ đồ tính toán như hình vẽ sau(Sơ đồ 3).điểm đặt lực tại 2 đầu đổt hợp long.

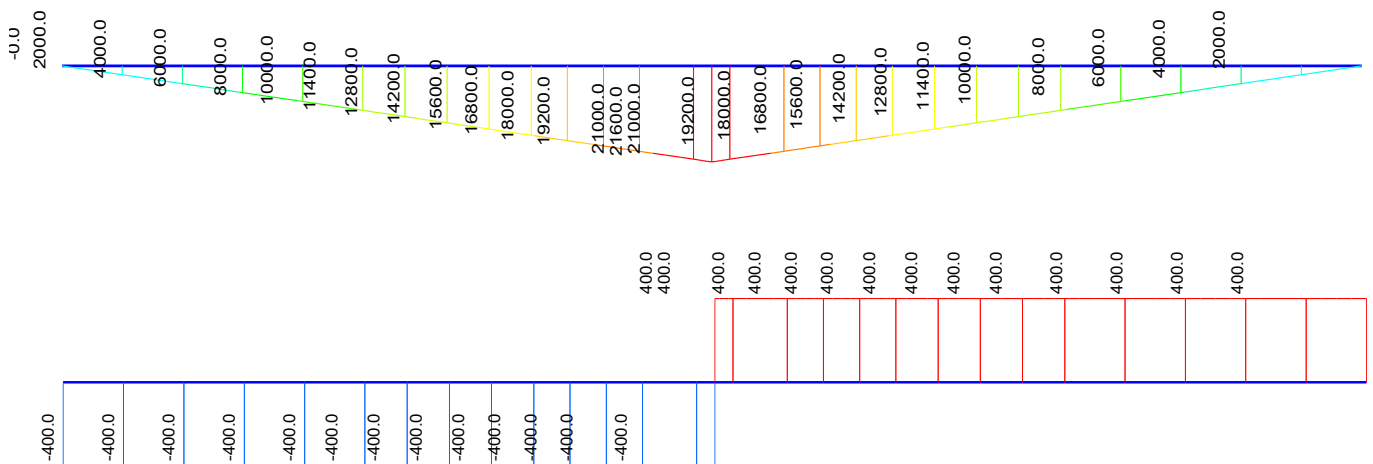


Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 3

TD	L đổt (m)	M3(KN.m) (tc)	M3(KN.m) 1.25	M3(KN.m) 0.9	Q3(KN) (tc)	Q3(KN) 1.25	Q3(KN) 0.9
17	0	-14887.3	-18609	-13399	275.7	344.63	248.13
16	150	-14473.7	-18092	-13026	275.7	344.63	248.13

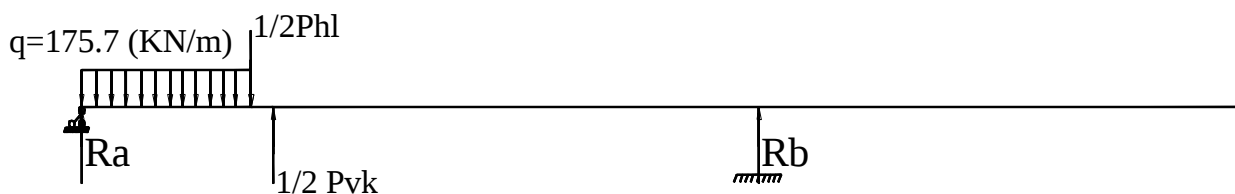
15	450	-13233.1	-16541	-11910	275.7	344.63	248.13
14	300	-12406.1	-15508	-11165	275.7	344.63	248.13
13	300	-11579	-14474	-10421	275.7	344.63	248.13
12	300	-10751.9	-13440	-9677	275.7	344.63	248.13
11	350	-9787	-12234	-8808	275.7	344.63	248.13
10	350	-8822.1	-11028	-7940	275.7	344.63	248.13
9	350	-7857.2	-9822	-7071	275.7	344.63	248.13
8	350	-6892.3	-8615	-6203	275.7	344.63	248.13
7	500	-5513.8	-6892	-4962	275.7	344.63	248.13
6	500	-4135.4	-5169	-3722	275.7	344.63	248.13
5	500	-2756.9	-3446	-2481	275.7	344.63	248.13
4	500	-1378.5	-1723	-1241	275.7	344.63	248.13
3	500	0	0	0	275.7	344.63	248.13

Biểu đồ *mômen và lực cắt giai đoạn 3* thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



III.4. Giai đoạn 4: Tháo dỡ giàn giáo và ván khuôn của đốt hợp long nhịp biên

Sau khi bê tông khối hợp long đạt cường độ, tiến hành căng cáp dương tại nhịp biên, bê tông bị tách ra khỏi hệ giàn giáo và toàn bộ trọng lượng của phần đúc trên đà giáo sẽ lên cánh hẫng và gối.



Trong đó: - Tải trọng ván khuôn $P_{vk} = 200$ KN.

- Tải trọng khối hợp long $P_{HL} = 351.4$ KN.

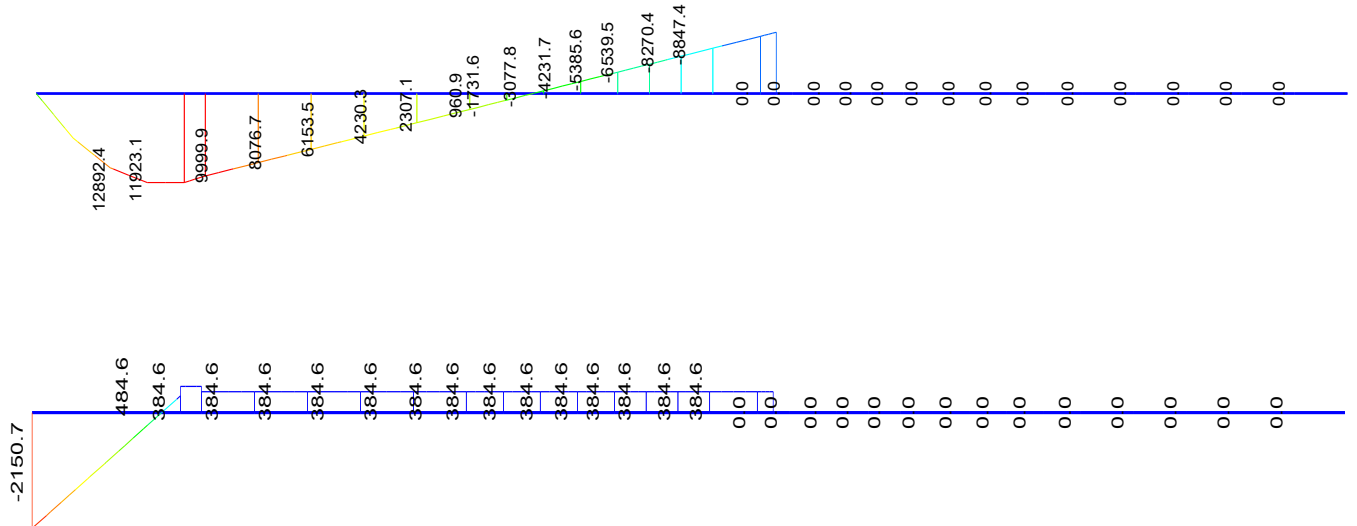
$$\Rightarrow \frac{P_{vk}}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ KN} ; \quad \frac{P_{hl}}{2} = \frac{351.4}{2} = 175.7 \text{ KN}$$

-Tải trọng phân bố đều của khối đúc trên đà giáo $q_{DG} = 175.7$ KN/m (Khối đúc trên đà giáo dài 14m)

Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 4

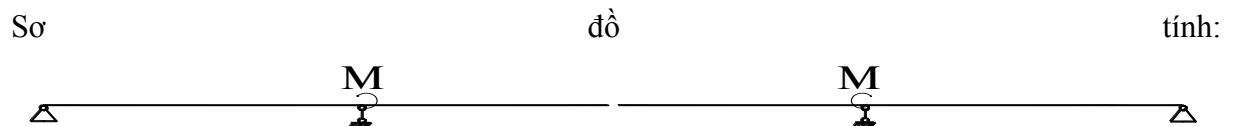
TD	L đốt (m)	M4(KN.m) (tc)	M4(KN.m) 1.25	M4(KN.m) 0.9	Q4(KN) (tc)	Q4(KN) 1.25	Q4(KN) 0.9
17	0	-8847.4	-11059	-7963	384.6	480.75	346.14
16	150	-8270.4	-10338	-7443	384.6	480.75	346.14
15	450	-6539.5	-8174.4	-5886	384.6	480.75	346.14
14	300	-5385.6	-6732	-4847	384.6	480.75	346.14
13	300	-4231.7	-5289.6	-3809	384.6	480.75	346.14
12	300	-3077.8	-3847.3	-2770	384.6	480.75	346.14
11	350	-1731.6	-2164.5	-1558	384.6	480.75	346.14
10	350	960.9	1201.13	864.81	384.6	480.75	346.14
9	350	2307.1	2883.88	2076.4	384.6	480.75	346.14
8	350	4230.3	5287.88	3807.3	384.6	480.75	346.14
7	500	6153.5	7691.88	5538.2	384.6	480.75	346.14
6	500	8076.7	10095.9	7269	384.6	480.75	346.14
5	500	9999.9	12499.9	8999.9	384.6	480.75	346.14
4	500	11923.1	14903.9	10731	384.6	480.75	346.14
3	500	12892.4	16115.5	11603	484.6	605.75	436.14
2	200	12897.6	16122	11608	365.2	570.63	328.68
1	1400	0	0	0	-2150.7	-2688.4	-1936

Biểu đồ **mômen và lực cắt giai đoạn 4** thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



III.5. Giai đoạn 5: Tháo ngàm (đưa hệ trở về hệ dầm)

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T1. Sơ đồ tính tương đương với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

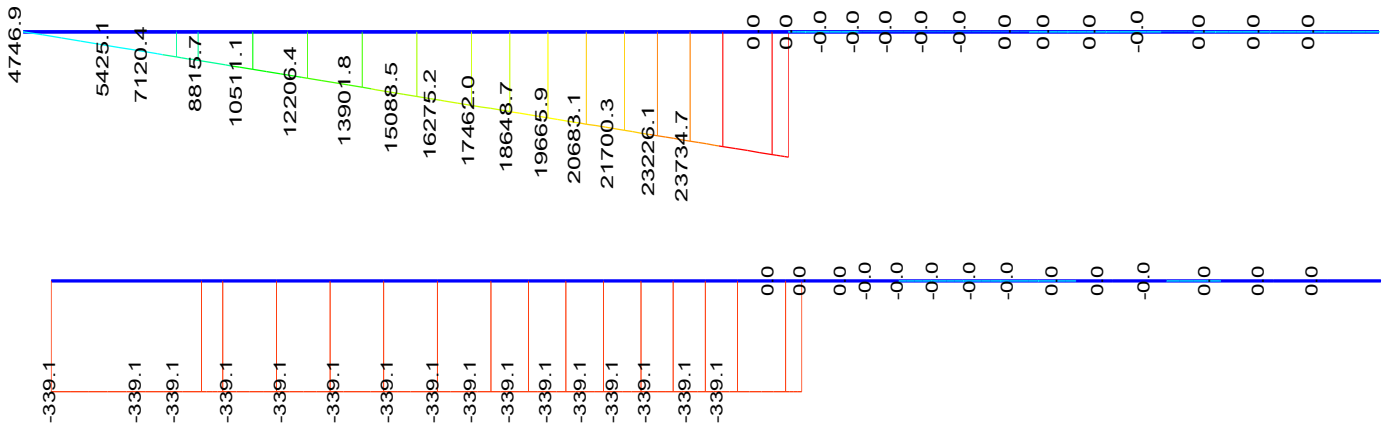


Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 5

TĐ	L đốt (m)	M5(KN.m) (tc)	M5(KN.m) 1.25	M5(KN.m) 0.9	Q5(KN) (tc)	Q5(KN) 1.25	Q5(KN) 0.9
17	0	23734.7	29668.4	21361.2	-339.1	-423.88	-305.19
16	150	23226.1	29032.6	20903.5	-339.1	-423.88	-305.19
15	450	21700.3	27125.4	19530.3	-339.1	-423.88	-305.19
14	300	20683.1	25853.9	18614.8	-339.1	-423.88	-305.19
13	300	19665.9	24582.4	17699.3	-339.1	-423.88	-305.19
12	300	18648.7	23310.9	16783.8	-339.1	-423.88	-305.19
11	350	17462	21827.5	15715.8	-339.1	-423.88	-305.19
10	350	16275.2	20344	14647.7	-339.1	-423.88	-305.19
9	350	15088.5	18860.6	13579.7	-339.1	-423.88	-305.19
8	350	13901.8	17377.3	12511.6	-339.1	-423.88	-305.19
7	500	12206.4	15258	10985.8	-339.1	-423.88	-305.19
6	500	10511.1	13138.9	9459.99	-339.1	-423.88	-305.19
5	500	8815.7	11019.6	7934.13	-339.1	-423.88	-305.19
4	500	7120.4	8900.5	6408.36	-339.1	-423.88	-305.19
3	500	5425.1	6781.38	4882.59	-339.1	-423.88	-305.19
2	200	4746.9	5933.63	4272.21	-339.1	-423.88	-305.19

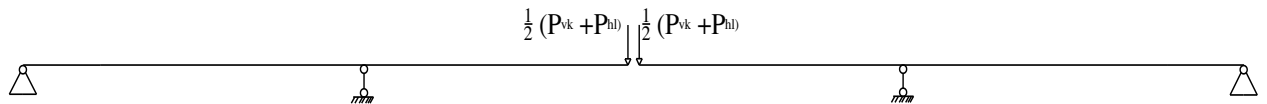
1	1400	0	0	0	-339.1	-423.88	-305.19
---	------	---	---	---	--------	---------	---------

Biểu đồ **mômen và lực cắt giai đoạn 5** thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



III. 6. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp chính:

Sử dụng ván khuôn để hợp long nhịp giữa, trong giai đoạn này BT chưa đạt đủ cường độ nên không tham gia tác dụng. Sơ đồ tính trong trường hợp này là dầm tĩnh định nút thừa.



- Tải trọng ván khuôn $P_{vk} = 200 \text{ KN}$
- Tải trọng khối hợp long $P_{HL} = 351.4 \text{ KN}$.

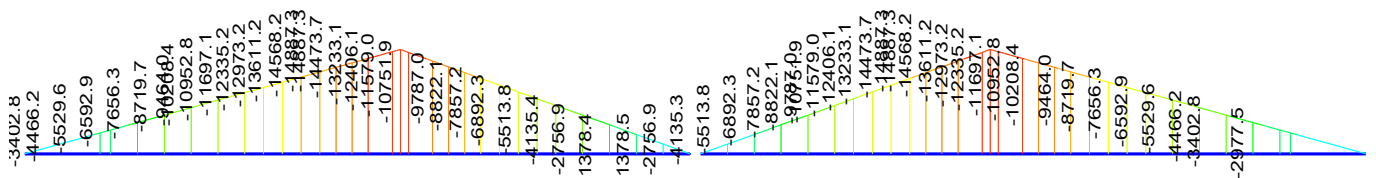
$$\Rightarrow \frac{P_{vk} + P_{HL}}{2} = \frac{200 + 351.4}{2} = 275.7 (\text{KN})$$

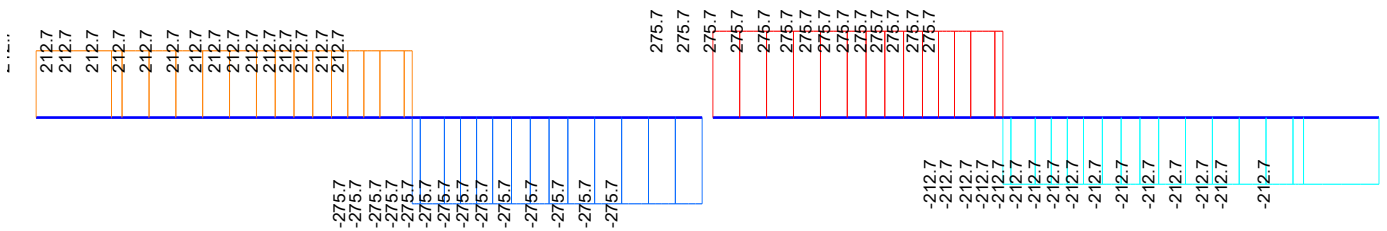
Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 6

TD	L đốt (m)	M6(KN.m) (tc)	M6(KN.m) 1.25	M6(KN.m) 0.9	Q6(KN) (tc)	Q6(KN) 1.25	Q6(KN) 0.9
17	0	-14887.3	-18609	-13398.6	217.7	272.13	195.93
16	150	-14568.2	-18210	-13111.4	217.7	272.13	195.93
15	450	-13611.2	-17014	-12250.1	217.7	272.13	195.93
14	300	-12973.2	-16217	-11675.9	217.7	272.13	195.93
13	300	-12335.2	-15419	-11101.7	217.7	272.13	195.93
12	300	-11697.1	-14621	-10527.4	217.7	272.13	195.93
11	350	-10952.8	-13691	-9857.52	217.7	272.13	195.93
10	350	-10208.4	-12761	-9187.56	217.7	272.13	195.93
9	350	-9464	-11830	-8517.6	217.7	272.13	195.93
8	350	-8719.7	-10900	-7847.73	217.7	272.13	195.93

7	500	-7656.3	-9570.4	-6890.67	217.7	272.13	195.93
6	500	-6592.9	-8241.1	-5933.61	217.7	272.13	195.93
5	500	-5529.6	-6912	-4976.64	217.7	272.13	195.93
4	500	-4466.2	-5582.8	-4019.58	217.7	272.13	195.93
3	500	-3402.8	-4253.5	-3062.52	217.7	272.13	195.93
2	200	-2977.5	-3721.9	-2679.75	217.7	272.13	195.93
1	1400	0	0	0	217.7	272.13	195.93
17	0	-14887.3	-18609	-13398.6	-275.7	-344.6	-248.1
18	150	-14473.7	-18092	-13026.3	-275.7	-344.6	-248.1
16	450	-13233.1	-16541	-11909.8	-275.7	-344.6	-248.1
20	300	-12406.1	-15508	-11165.5	-275.7	-344.6	-248.1
21	300	-11579	-14474	-10421.1	-275.7	-344.6	-248.1
22	300	-10791.9	-13490	-9712.71	-275.7	-344.6	-248.1
23	350	-9787	-12234	-8808.3	-275.7	-344.6	-248.1
24	350	-8822.1	-11028	-7939.89	-275.7	-344.6	-248.1
25	350	-7857.2	-9821.5	-7071.48	-275.7	-344.6	-248.1
26	350	-6892.3	-8615.4	-6203.07	-275.7	-344.6	-248.1
27	500	-5513.8	-6892.3	-4962.42	-275.7	-344.6	-248.1
28	500	-4135.4	-5169.3	-3721.86	-275.7	-344.6	-248.1
29	500	-2756.9	-3446.1	-2481.21	-275.7	-344.6	-248.1
30	500	-1378.4	-1723	-1240.56	-275.7	-344.6	-248.1
31	500	0	0	0	-275.7	-344.6	-248.1

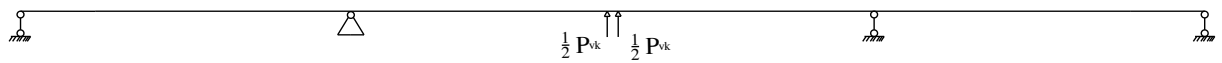
Biểu đồ *mômen và lực cắt giai đoạn 6* thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01





III. 7. Giai đoạn 7: Tháo ván khuôn đốt hợp long nhịp chính.

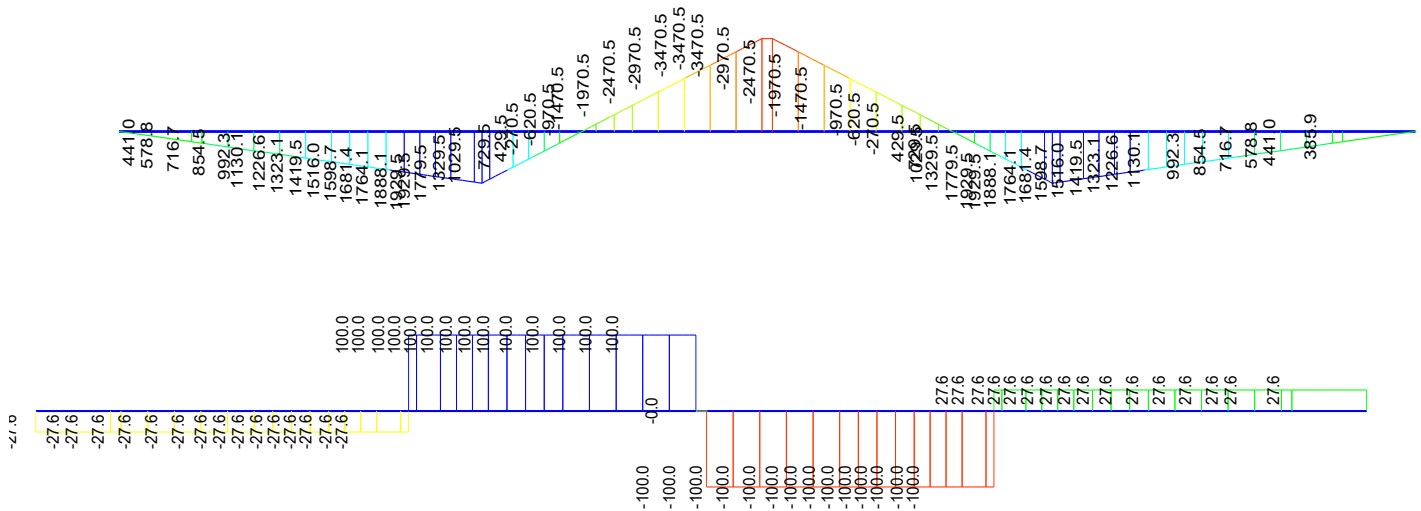
Sau khi đổ bê tông khối hợp long xong, bê tông đạt cường độ, căng cáp dự ứng lực xong, lúc này tiến hành dỡ ván khuôn của khối hợp long nhịp giữa. Dỡ ván khuôn sẽ phát sinh phản lực phụ. Sơ đồ tính trong trường hợp này là dầm liên tục ba nhịp, tải trọng tác dụng là ván khuôn có phương thẳng đứng và hướng từ dưới lên trên.



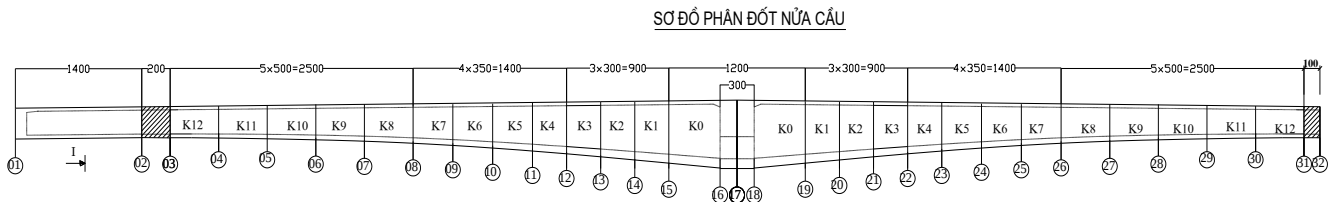
Bảng tính mômen và lực cắt giai đoạn 7:

TD	L đốt (m)	M7(KNm) (tc)	M7(KNm) 1.25	M7(KNm) 0.9	Q7(KN) (tc)	Q7(KN) 1.25	Q7(KN) 0.9
17	0	1925.5	2406.9	1733	-27.6	-34.5	-24.84
16	150	1925.5	2406.9	1733	-27.6	-34.5	-24.84
15	450	1881.1	2351.4	1693	-27.6	-34.5	-24.84
14	300	1764.1	2205.1	1587.7	-27.6	-34.5	-24.84
13	300	1681.4	2101.8	1513.3	-27.6	-34.5	-24.84
12	300	1516	1895	1364.4	-27.6	-34.5	-24.84
11	350	1419.5	1774.4	1277.6	-27.6	-34.5	-24.84
10	350	1323.1	1653.9	1190.8	-27.6	-34.5	-24.84
9	350	1226.6	1533.3	1103.9	-27.6	-34.5	-24.84
8	350	1130.1	1412.6	1017.1	-27.6	-34.5	-24.84
7	500	992.3	1240.4	893.07	-27.6	-34.5	-24.84
6	500	854.5	1068.1	769.05	-27.6	-34.5	-24.84
5	500	716.7	895.88	645.03	-27.6	-34.5	-24.84
4	500	578.8	723.5	520.92	-27.6	-34.5	-24.84
3	500	441.0	551.25	396.9	-27.6	-34.5	-24.84
2	200	358.9	448.63	323.01	-27.6	-34.5	-24.84
1	1400	0	0	0	-27.6	-34.5	-24.84
17	0	1925.5	2406.9	1733	100	125	90
18	150	1779.5	2224.4	1601.6	100	125	90
19	450	1329.5	1661.9	1196.6	100	125	90
20	300	1029.5	1286.9	926.55	100	125	90
21	300	729.5	911.88	656.55	100	125	90
22	300	429.5	536.88	386.55	100	125	90
23	350	-270.5	-338.1	-243.45	100	125	90
24	350	-620.5	-775.6	-558.45	100	125	90
25	350	-970.5	-1213	-873.45	100	125	90
26	350	-1470.5	-1838	-1323.5	100	125	90
27	500	-1970.5	-2463	-1773.5	100	125	90
28	500	-2470.5	-3088	-2223.5	100	125	90
29	500	-2970.5	-3713	-2673.5	100	125	90
30	500	-3470.5	-4338	-3123.5	100	125	90
31	500	-3470.5	-4338	-3123.5	100	125	90

Biểu đồ *mômen và lực cắt giai đoạn 7* thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm
Midas7.01



III. 8. Tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công trước khi hoàn thiện:



Mômen:

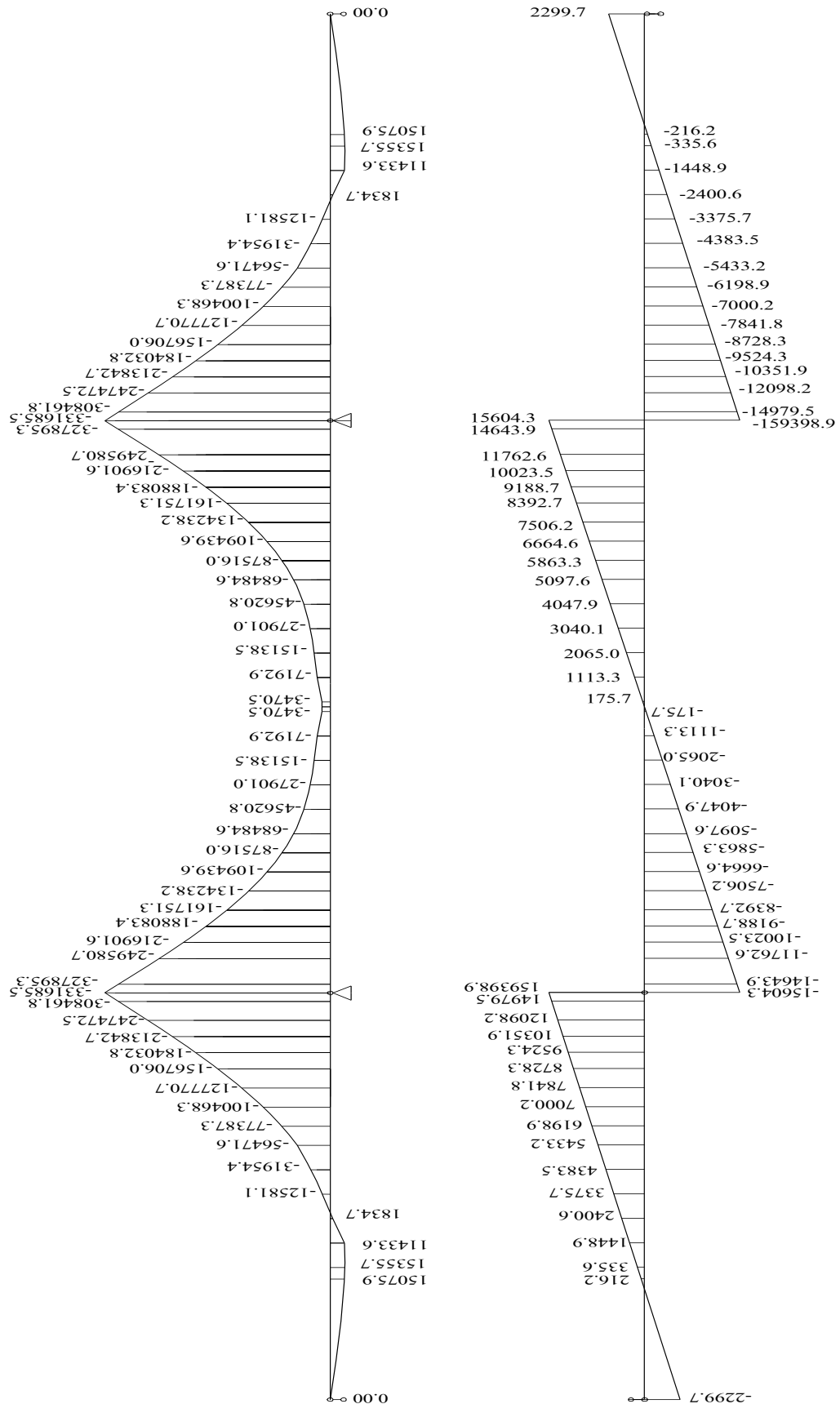
STT	TD	GĐ1	GĐ2	GĐ3	GĐ4	GĐ5	GĐ6	GĐ7	Tổng hợp
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	2	0	0	0	12897,6	4769,9	-2977,5	385,9	15075,9
3	3	0	0	0	12892,4	5425,1	-3402,8	441	15355,7
4	4	-4344	2000	-1378,5	11923,1	7120,4	-4466,2	578,8	11433,6
5	5	-13411,1	4000	-2756,9	9999,9	8815,7	-5529,6	716,7	1834,7
6	6	-27295,1	6000	-4135,4	8076,7	10511,1	-6592,9	854,5	-12581,1
7	7	-46136,5	8000	-5513,8	6153,5	12206,4	-7656,3	992,3	-31954,4
8	8	-70121,8	10000	-6892,3	4230,3	13901,8	-8719,7	1130,1	-56471,6
9	9	-90088,3	11400	-7857,2	2307,1	15088,5	-9464	1226,6	-77387,3
10	10	-112797	12800	-8822,1	960,9	16275,2	-10208,4	1323,1	-100468,3
11	11	-138380,8	14200	-9787	-1731,6	17462	-10952,8	1419,5	-127770,7
12	12	-166988,9	15600	-10751,9	-3077,8	18648,7	-11697,1	1561	-156706
13	13	-194033,9	16800	-11579	-4231,7	19665,9	-12335,2	1681,1	-184032,8

14	14	-223525	18000	-12406,1	-5385,6	20683,1	-12973,2	1764,1	-213842,7
15	15	-256877,1	19200	-13233,1	-6539,5	21700,3	-13611,2	1888,1	-247472,5
16	16	-317301,1	21000	-14473,7	-8270,4	23226,1	-14568,2	1925,5	-308461,8
17	17	-340323,7	21600	-14887,3	-8847,4	23734,7	-14887,3	1925,5	-331685,5
18	17	-340323,7	21600	0	0	0	-14887,3	1925,5	-331685,5
19	18	-317301,1	2100	0	0	0	-14473,7	1779,5	-327895,3
20	19	-256877,1	19200	0	0	0	-13233,1	1329,5	-249580,7
21	20	-223525	18000	0	0	0	-12406,1	1029,5	-216901,6
22	21	-194033,9	16800	0	0	0	-11579	729,5	-188083,4
23	22	-166988,9	15600	0	0	0	-10791,9	429,5	-161751,3
24	23	-138380,8	14200	0	0	0	-9787	-270,5	-134238,3
25	24	-112797	12800	0	0	0	-8822,1	-620,5	-109439,6
26	25	-90088,3	11400	0	0	0	-7857,2	-970,5	-87516
27	26	-70121,8	10000	0	0	0	-6892,3	-1470,5	-68484,6
28	27	-46136,5	8000	0	0	0	-5513,8	-1970,5	-45620,8
29	28	-27295,1	6000	0	0	0	-4135,4	-2470,5	-27901
30	29	-13411,1	4000	0	0	0	-2756,9	-2970,5	-15138,5
31	30	-4344	2000	0	0	0	-1378,4	-3470,5	-7192,9
32	31	0	0	0	0	0	0	-3470,5	-3470,5

Lực cắt:

STT	TD	GĐ1	GĐ2	GĐ3	GĐ4	GĐ5	GĐ6	GĐ7	Tổng hợp
1	1	0	0	0	-2150.7	-339.1	217.7	-27.6	-2299.7
2	2	0	0	0	365.2	-339.1	217.7	-27.6	216.2
3	3	400	-400	0	484.6	-339.1	217.7	-27.6	335.6
4	4	1337.6	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	1448.9
5	5	2289.3	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	2400.6
6	6	3264.4	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	3375.7
7	7	4272.2	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	4383.5
8	8	5321.9	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	5433.2
9	9	6087.6	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	6198.9
10	10	6888.9	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	7000.2
11	11	7730.5	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	7841.8
12	12	8617	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	8728.3
13	13	9413	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	9524.3
14	14	10247.8	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	10359.1
15	15	11986.9	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	12098.2
16	16	14868.2	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	14979.5
17	17	15828.6	-400	275.7	384.6	-339.1	217.7	-27.6	15939.9
18	17	-15829	400	0	0	0	-275.7	100	-15604.3
19	18	-14868	400	0	0	0	-275.7	100	-14643.9
20	19	-11987	400	0	0	0	-275.7	100	-11762.6
21	20	-10248	400	0	0	0	-275.7	100	-10023.5
22	21	-9413	400	0	0	0	-275.7	100	-9188.7
23	22	-8617	400	0	0	0	-275.7	100	-8392.7
24	23	-7730.5	400	0	0	0	-275.7	100	-7506.2
25	24	-6888.9	400	0	0	0	-275.7	100	-6664.6
26	25	-6087.6	400	0	0	0	-275.7	100	-5863.3
27	26	-5321.9	400	0	0	0	-275.7	100	-5097.6
28	27	-4272.2	400	0	0	0	-275.7	100	-4047.9
29	28	-3264.4	400	0	0	0	-275.7	100	-3040.1
30	29	-2289.3	400	0	0	0	-275.7	100	-2065
31	30	-1337.6	400	0	0	0	-275.7	100	-1113.3
32	31	-400	400	0	0	0	-275.7	100	-175.7

BIỂU ĐỘ MÔMEN VÀ LỰC CẮT TỔNG HỢP 7GD THI CÔNG



III. 9. Giai đoạn 8: Giai đoạn hoàn thiện.

Thi công lan can, lớp mui luyện, phòng nước, lớp bảo vệ, bê tông asphalt. (tính tải giai đoạn 2).

Tải trọng tác dụng coi là tải phân bố đều trên toàn bộ chiều dài. Tải trọng lan can(DC2).

+Tải trọng lớp mặt cầu (DW)

$$DW = dlp * B_{lp} * \gamma_{lp}$$

Trong đó:

dlp : chiều dày trung bình của lớp mặt đường, lấy trong thiết kế sơ bộ = 11cm = 0.11 m

B_{lp} : bề rộng của các lớp mặt đường, B₁=12.5m .

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

$$DW = 0.11 * 12.5 * 22.5 = 27.225 \text{ (KN/m)}.$$

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

$$DC2 = 2 * 0.22 * 24 = 10.56 \text{ (KN/m)}.$$

Sơ đồ tính:

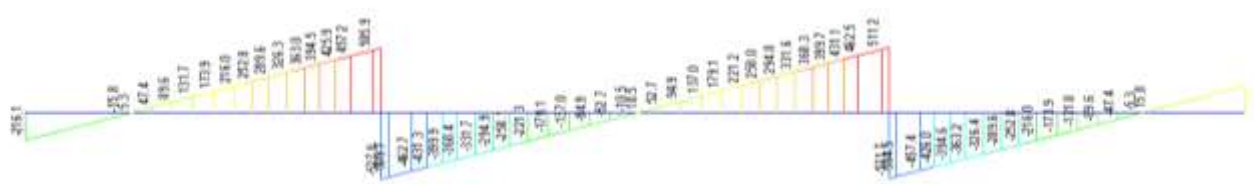


Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO LAN CAN GÂY RA



Biểu đồ Momen M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

NỘI LỰC DO LAN CAN GÂY RA

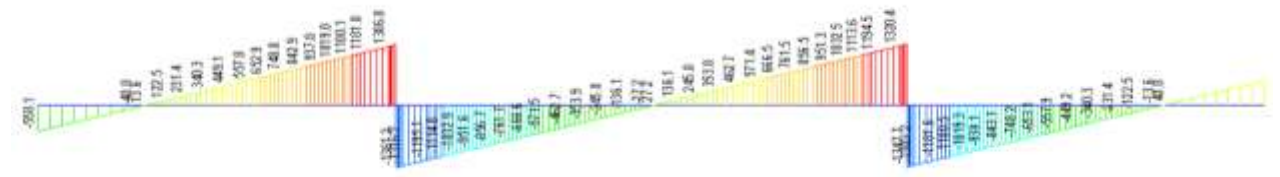
Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Mômen	Lực cắt	Mtt*0.9	Ptt*0.9	Mtt*1.25	Ptt*1.25
	m		KNm	KN	KNm	KN	KNm	KN
1	0.0	DC2	0	-216	0	-194	0	-270
2	14.0	DC2	2203	-16	1982	-14	2753	-20
3	16.0	DC2	2213	5	1992	5	2766	7
4	21.0	DC2	2108	47	1897	43	2635	59
5	26.0	DC2	1834	90	1650	81	2292	112
6	31.0	DC2	1391	132	1252	119	1739	165
7	36.0	DC2	779	174	701	156	974	217
8	41.0	DC2	-1	216	-1	194	-1	270
9	44.5	DC2	-821	253	-739	228	-1027	316
10	48.0	DC2	-1771	290	-1594	261	-2214	362
11	51.5	DC2	-2851	326	-2565	294	-3563	408
12	55.0	DC2	-4059	363	-3653	327	-5073	454
13	58.0	DC2	-5197	394	-4677	355	-6496	493
14	61.0	DC2	-6430	426	-5787	383	-8038	532
15	64.0	DC2	-7758	457	-6983	411	-9698	572
16	68.5	DC2	-9928	506	-8935	455	-12410	632
17T	70.0	DC2	-10699	522	-9629	470	-13374	653
17P	70.0	DC2	-10699	-527	-9629	-474	-13374	-659
18	71.5	DC2	-9921	-510	-8928	-459	-12401	-637
19	76.0	DC2	-7727	-463	-6954	-416	-9659	-578
20	79.0	DC2	-6383	-431	-5745	-388	-7979	-539
21	82.0	DC2	-5134	-400	-4621	-360	-6418	-500
22	85.0	DC2	-3980	-368	-3582	-332	-4975	-461
23	88.5	DC2	-2753	-332	-2478	-299	-3442	-415
24	92.0	DC2	-1656	-295	-1490	-265	-2070	-369
25	95.5	DC2	-687	-258	-619	-232	-859	-323
26	99.0	DC2	152	-221	137	-199	190	-277
27	104.0	DC2	953	-179	858	-161	1191	-224
28	109.0	DC2	1585	-137	1427	-123	1982	-171
29	114.0	DC2	2049	-95	1844	-85	2561	-119
30	119.0	DC2	2344	-53	2110	-47	2930	-66
31	124.0	DC2	2471	-11	2224	-9	3088	-13
32	126.0	DC2	2471	11	2224	9	3088	13
33	131.0	DC2	2344	53	2110	47	2930	66
34	136.0	DC2	2049	95	1844	85	2561	119

35	141.0	DC2	1585	137	1427	123	1982	171
36	146.0	DC2	953	179	858	161	1191	224
37	151.0	DC2	152	221	137	199	190	277
38	154.5	DC2	-687	258	-619	232	-859	323
39	158.0	DC2	-1656	295	-1490	265	-2070	369
40	161.5	DC2	-2753	332	-2478	298	-3442	414
41	165.0	DC2	-3980	368	-3582	331	-4975	460
42	168.0	DC2	-5134	400	-4621	360	-6418	500
43	171.0	DC2	-6383	431	-5745	388	-7979	539
44	174.0	DC2	-7727	462	-6954	416	-9659	578
45	178.5	DC2	-9921	511	-8928	460	-12401	639
46T	180.0	DC2	-10699	527	-9629	474	-13374	659
46P	180.0	DC2	-10699	-522	-9629	-470	-13374	-652
47	181.5	DC2	-9928	-505	-8935	-454	-12410	-631
48	186.0	DC2	-7758	-457	-6983	-412	-9698	-572
49	189.0	DC2	-6430	-426	-5787	-383	-8038	-533
50	192.0	DC2	-5197	-395	-4677	-355	-6496	-493
51	195.0	DC2	-4059	-363	-3653	-327	-5073	-454
52	198.5	DC2	-2851	-326	-2565	-294	-3563	-408
53	202.0	DC2	-1771	-290	-1594	-261	-2214	-362
54	205.5	DC2	-821	-253	-739	-228	-1027	-316
55	209.0	DC2	-1	-216	-1	-194	-1	-270
56	214.0	DC2	779	-174	701	-157	974	-217
57	219.0	DC2	1391	-132	1252	-119	1739	-165
58	224.0	DC2	1834	-90	1650	-81	2292	-112
59	229.0	DC2	2108	-47	1897	-43	2635	-59
60	234.0	DC2	2213	-5	1992	-5	2766	-7
61	236.0	DC2	2203	16	1982	14	2753	20
62	250.0	DC2	0	216	0	194	0	270

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA



Biểu đồ Momen M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	Tải trọng	Mômen KNm	Lực cắt KN	Mtt*0.65 KNm	Ptt*0.65 KN	Mtt*1.5 KNm	Ptt*1.5 KN
1	0.0	DW	0.00	-558.08	0.00	-362.75	0.00	-837.12
2	14.0	DW	5689.30	-40.80	3698.05	-26.52	8533.95	-61.20
3	16.0	DW	5716.50	13.65	3715.73	8.87	8574.75	20.48
4	21.0	DW	5444.10	122.55	3538.67	79.66	8166.15	183.83
5	26.0	DW	4736.10	231.43	3078.47	150.43	7104.15	347.15
6	31.0	DW	3592.50	340.28	2335.13	221.18	5388.75	510.42
7	36.0	DW	2013.30	449.09	1308.65	291.91	3019.95	673.64
8	41.0	DW	-1.53	557.84	-0.99	362.60	-2.29	836.76
9	44.5	DW	-2121.80	652.94	-1379.17	424.41	-3182.70	979.41
10	48.0	DW	-4575.60	747.96	-2974.14	486.17	-6863.40	1121.94
11	51.5	DW	-7362.90	842.90	-4785.89	547.89	-11044.4	1264.35
12	55.0	DW	-10484	937.76	-6814.60	609.54	-15726	1406.64
13	58.0	DW	-13424	1019.00	-8725.60	662.35	-20136	1528.50
14	61.0	DW	-16610	1100.10	-10796.5	715.07	-24915	1650.15
15	64.0	DW	-20040	1181.00	-13026	767.65	-30060	1771.50
16	68.5	DW	-25645	1306.80	-16669.3	849.42	-38467.5	1960.20
17T	70.0	DW	-27636.0	1347.70	-17963.4	876.01	-41454.0	2021.55
17P	70.0	DW	-27636.0	-1361.2	-17963.4	-884.78	-41454.0	-2041.8
18	71.5	DW	-25625.0	-1320.4	-16656.3	-858.26	-38437.5	-1980.6
19	76.0	DW	-19959.0	-1194.5	-12973.4	-776.43	-29938.5	-1791.8
20	79.0	DW	-16487.0	-1113.6	-10716.5	-723.84	-24730.5	-1670.4
21	82.0	DW	-13261.0	-1032.5	-8619.65	-671.13	-19891.5	-1548.8
22	85.0	DW	-10280.0	-951.31	-6682.00	-618.35	-15420.0	-1427
23	88.5	DW	-7111.70	-856.45	-4622.61	-556.69	-10667.6	-1284.7
24	92.0	DW	-4276.90	-761.52	-2779.99	-494.99	-6415.35	-1142.3
25	95.5	DW	-1775.60	-666.50	-1154.14	-433.23	-2663.40	-999.75
26	99.0	DW	392.16	-571.52	254.90	-371.49	588.24	-857.28
27	104.0	DW	2461.30	-462.73	1599.85	-300.77	3691.95	-694.10
28	109.0	DW	4094.80	-353.89	2661.62	-230.03	6142.20	-530.84
29	114.0	DW	5292.70	-245.02	3440.26	-159.26	7939.05	-367.53
30	119.0	DW	6055.00	-136.12	3935.75	-88.48	9082.50	-204.18
31	124.0	DW	6381.70	-27.23	4148.11	-17.70	9572.55	-40.84
32	126.0	DW	6381.70	27.23	4148.11	17.70	9572.55	40.84
33	131.0	DW	6055.00	136.12	3935.75	88.48	9082.50	204.18
34	136.0	DW	5292.70	245.00	3440.26	159.25	7939.05	367.50
35	141.0	DW	4094.80	353.85	2661.62	230.00	6142.20	530.78

36	146.0	DW	2461.30	462.66	1599.85	300.73	3691.95	693.99
37	151.0	DW	392.16	571.41	254.90	371.42	588.24	857.12
38	154.5	DW	-1775.60	666.50	-1154.14	433.23	-2663.40	999.75
39	158.0	DW	-4276.90	761.52	-2779.99	494.99	-6415.35	1142.28
40	161.5	DW	-7111.7	856.45	-4622.61	556.69	-10667.6	1284.68
41	165.0	DW	-10280.0	951.31	-6682.00	618.35	-15420.0	1426.97
42	168.0	DW	-13261.0	1032.50	-8619.65	671.13	-19891.5	1548.75
43	171.0	DW	-16487.0	1113.60	-10716.6	723.84	-24730.5	1670.40
44	174.0	DW	-19959.0	1194.50	-12973.4	776.43	-29938.5	1791.75
45	178.5	DW	-25625.0	1320.40	-16656.3	858.26	-38437.5	1980.60
46T	180.0	DW	-27636.0	1361.20	-17963.4	884.78	-41454.0	2041.80
46P	180.0	DW	-27636.0	-1347.7	-17963.4	-876.01	-41454.0	-2021.6
47	181.5	DW	-25645.0	-1306.8	-16669.3	-849.42	-38467.5	-1960.2
48	186.0	DW	-20040.0	-1181.0	-13026.0	-767.65	-30060.0	-1771.5
49	189.0	DW	-16610.0	-1100.1	-10796.5	-715.07	-24915.0	-1650.2
50	192.0	DW	-13424.	-1019.0	-8725.60	-662.35	-20136.0	-1528.5
51	195.0	DW	-10484.0	-937.76	-6814.60	-609.54	-15726.0	-1406.6
52	198.5	DW	-7362.90	-842.90	-4785.89	-547.89	-11044.4	-1264.4
53	202.0	DW	-4575.60	-747.96	-2974.14	-486.17	-6863.40	-1121.9
54	205.5	DW	-2121.80	-652.94	-1379.17	-424.41	-3182.70	-979.41
55	209.0	DW	-1.53	-557.84	-0.99	-362.60	-2.29	-836.76
56	214.0	DW	2013.30	-449.09	1308.65	-291.91	3019.95	-673.64
57	219.0	DW	3592.50	-340.28	2335.13	-221.18	5388.75	-510.42
58	224.0	DW	4736.10	-231.43	3078.47	-150.43	7104.15	-347.15
59	229.0	DW	5444.10	-122.55	3538.67	-79.66	8166.15	-183.83
60	234.0	DW	5716.50	-13.65	3715.73	-8.87	8574.75	-20.48
61	236.0	DW	5689.30	40.80	3698.05	26.52	8533.95	61.20
62	250.0	DW	0.00	558.08	0.00	362.75	0.00	837.12

III. 10. Giai đoạn 9: Đưa kết cấu vào khai thác sử dụng.

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

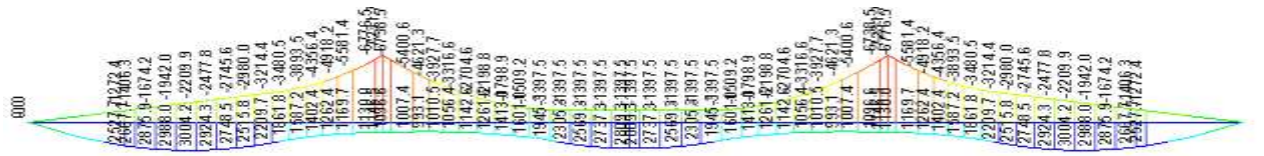
Tải trọng người ($PL=3 \text{ KN/m}^2$), tính trên chiều dài cầu: $PL = 3 \times 1.5= 4.5 \text{ KN/m}$

Hoạt tải HL93

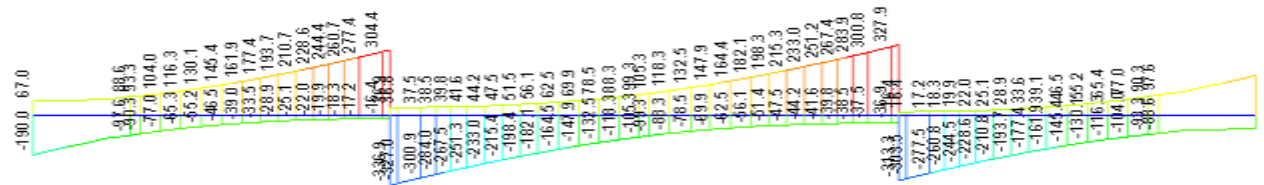


Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO NGƯỜI GÂY RA



Biểu đồ Momen My

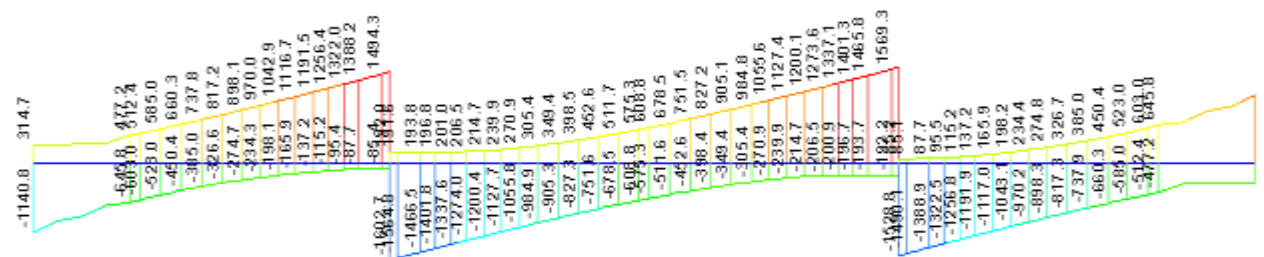


Biểu đồ lực cắt Fz

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO XE 2 TRỤC GÂY RA



Biểu đồ Momen My

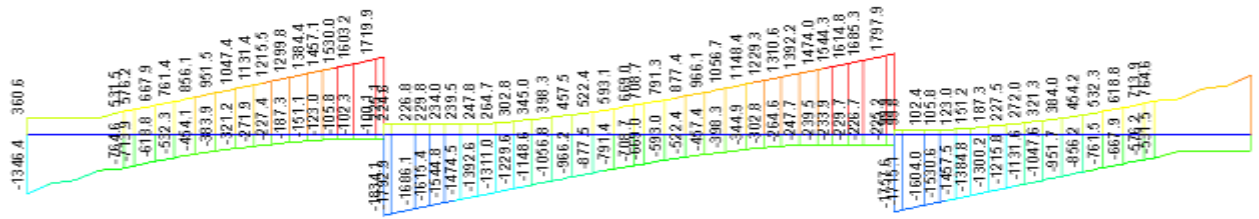


Biểu đồ lực cắt Fz

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO XE 3 TRỤC GÂY RA



Biểu đồ Momen My



Biểu đồ lực cắt F_z

TỔNG HỢP LỰC CẮT DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	NGƯỜI ĐI BỘ		XE 2 TRỤC		XE 3 TRỤC	
	m	Pmax(KN)	Pmin(KN)	Pmax(KN)	Pmin(KN)	Pmax(KN)	Pmin(KN)
1	0.0	67	-190	315	-1141	361	-1346
2	14.0	89	-98	477	-646	531	-765
3	16.0	93	-90	512	-603	576	-714
4	21.0	104	-77	585	-523	668	-619
5	26.0	116	-65	660	-450	761	-532
6	31.0	130	-55	738	-385	856	-454
7	36.0	145	-46	817	-327	952	-384
8	41.0	162	-39	898	-275	1047	-321
9	44.5	177	-34	970	-234	1131	-272
10	48.0	194	-29	1043	-198	1216	-227
11	51.5	211	-25	1117	-166	1300	-187
12	55.0	229	-22	1192	-137	1384	-151
13	58.0	244	-20	1256	-115	1457	-123
14	61.0	261	-18	1322	-95	1530	-106
15	64.0	277	-17	1388	-88	1603	-102
16	68.5	304	-16	1494	-85	1720	-100
17T	70.0	314	-16	1529	-85	1758	-100
17P	70.0	37	-337	192	-1603	225	-1834
18	71.5	37	-327	192	-1565	225	-1793
19	76.0	38	-301	194	-1467	227	-1686
20	79.0	38	-284	197	-1402	230	-1615
21	82.0	40	-267	201	-1338	234	-1545
22	85.0	42	-251	207	-1274	240	-1475
23	88.5	44	-233	215	-1200	248	-1393
24	92.0	47	-215	240	-1128	265	-1311
25	95.5	51	-198	271	-1056	303	-1230
26	99.0	56	-182	305	-985	345	-1149
27	104.0	62	-164	349	-905	398	-1057
28	109.0	70	-148	398	-827	457	-966

29	114.0	78	-132	453	-752	522	-877
30	119.0	88	-118	512	-679	593	-791
31	124.0	99	-105	575	-609	669	-709
32	126.0	105	-99	609	-575	709	-669
33	131.0	118	-88	679	-512	791	-593
34	136.0	132	-78	752	-453	877	-522
35	141.0	148	-70	827	-398	966	-457
36	146.0	164	-62	905	-349	1057	-398
37	151.0	182	-56	985	-305	1148	-345
38	154.5	198	-51	1056	-271	1229	-303
39	158.0	215	-47	1127	-240	1311	-265
40	161.5	233	-44	1200	-215	1392	-248
41	165.0	251	-42	1274	-206	1474	-239
42	168.0	267	-40	1337	-201	1544	-234
43	171.0	284	-38	1401	-197	1615	-230
44	174.0	301	-38	1466	-194	1685	-227
45	178.5	328	-37	1569	-192	1798	-225
46T	180.0	337	-37	1603	-192	1834	-225
46P	180.0	16	-314	85	-1529	100	-1758
47	181.5	16	-304	85	-1490	100	-1715
48	186.0	17	-278	88	-1389	102	-1604
49	189.0	18	-261	95	-1323	106	-1531
50	192.0	20	-244	115	-1257	123	-1458
51	195.0	22	-229	137	-1192	151	-1385
52	198.5	25	-211	166	-1117	187	-1300
53	202.0	29	-194	198	-1043	227	-1216
54	205.5	34	-177	234	-970	272	-1132
55	209.0	39	-162	275	-898	321	-1048
56	214.0	46	-145	327	-817	384	-952
57	219.0	55	-130	385	-738	454	-856
58	224.0	65	-116	450	-660	532	-761
59	229.0	77	-104	523	-585	619	-668
60	234.0	90	-93	603	-512	714	-576
61	236.0	98	-89	646	-477	765	-531
62	250.0	190	-67	1105	-315	1346	-361

TỔNG HỢP MÔ MEN DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	NGƯỜI		XE 2 TRỤC		XE 3 TRỤC	
	m	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin

		(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
1	0.0	0	0	0	0	0	0
2	14.0	2528	-1272	14364	-5979	16633	-6852
3	16.0	2668	-1406	15063	-6609	17431	-7573
4	21.0	2876	-1674	16033	-7868	18516	-9015
5	26.0	2988	-1942	16464	-9127	18965	-10458
6	31.0	3004	-2210	16389	-10385	18822	-11900
7	36.0	2924	-2478	15842	-11644	18142	-13342
8	41.0	2749	-2746	14851	-12903	16965	-14785
9	44.5	2516	-2980	13630	-14004	16047	-16047
10	48.0	2210	-3214	12092	-15106	17309	-17309
11	51.5	1862	-3481	10343	-16306	18670	-18670
12	55.0	1587	-3894	8748	-17964	20488	-20488
13	58.0	1402	-4356	7481	-19724	22386	-22386
14	61.0	1262	-4918	6303	-21791	24591	-24591
15	64.0	1170	-5581	5832	-24175	27112	-27112
16	68.5	1130	-6777	5862	-28374	31518	-31518
17T	70.0	1147	-7232	5965	-29950	33163	-33163
17P	70.0	1147	-7232	5965	-29950	33163	-33163
18	71.5	1097	-6739	5694	-27900	30888	-30888
19	76.0	1007	-5401	5069	-22255	24597	-24597
20	79.0	993	-4621	5031	-19010	20991	-20991
21	82.0	1011	-3928	5708	-16619	18501	-18501
22	85.0	1056	-3317	6437	-14485	16268	-16268
23	88.5	1143	-2705	7341	-12310	13977	-13977
24	92.0	1262	-2199	8294	-10465	12017	-12017
25	95.5	1413	-1799	9292	-8950	10807	-10386
26	99.0	1601	-1509	10347	-7778	12067	-9099
27	104.0	1945	-1398	11881	-7122	13802	-8310
28	109.0	2305	-1398	13378	-6814	15462	-7869
29	114.0	2569	-1398	14483	-6505	16689	-7429
30	119.0	2737	-1398	15190	-6197	17475	-6988
31	124.0	2809	-1398	15494	-5888	17811	-6547
32	126.0	2809	-1398	15494	-5888	17811	-6547
33	131.0	2737	-1398	15190	-6197	17475	-6988
34	136.0	2569	-1398	14483	-6505	16689	-7429
35	141.0	2305	-1398	13378	-6814	15462	-7869
36	146.0	1945	-1398	11881	-7122	13802	-8310
37	151.0	1601	-1509	10347	-7778	12067	-9099
38	154.5	1413	-1799	9292	-8950	10807	-10386

39	158.0	1262	-2199	8294	-10465	12017	-12017
40	161.5	1143	-2705	7341	-12310	13977	-13977
41	165.0	1056	-3317	6437	-14485	16268	-16268
42	168.0	1011	-3928	5708	-16619	18501	-18501
43	171.0	993	-4621	5031	-19010	20991	-20991
44	174.0	1007	-5401	5069	-22255	24597	-24597
45	178.5	1097	-6739	5694	-27900	30888	-30888
46T	180.0	1147	-7232	5965	-29950	33163	-33163
46P	180.0	1147	-7232	5965	-29950	33163	-33163
47	181.5	1130	-6777	5862	-28374	31518	-31518
48	186.0	1170	-5581	5832	-24175	27112	-27112
49	189.0	1262	-4918	6303	-21791	24591	-24591
50	192.0	1402	-4356	7481	-19724	22386	-22386
51	195.0	1587	-3894	8748	-17964	20488	-20488
52	198.5	1862	-3481	10343	-16306	18670	-18670
53	202.0	2210	-3214	12092	-15106	17309	-17309
54	205.5	2516	-2980	13630	-14004	16047	-16047
55	209.0	2749	-2746	14851	-12903	16965	-14785
56	214.0	2924	-2478	15842	-11644	18142	-13342
57	219.0	3004	-2210	16389	-10385	18822	-11900
58	224.0	2988	-1942	16464	-9127	18965	-10458
59	229.0	2876	-1674	16033	-7868	18516	-9015
60	234.0	2668	-1406	15063	-6609	17431	-7573
61	236.0	2528	-1272	14364	-5979	16633	-6852
62	250.0	0	0	0	0	0	0

IX. IV. TỔ HỢP NỘI LỰC

Sử dụng phần mềm MIDAS 7.01 để phân tích kết cấu ứng với từng sơ đồ và tải trọng nh- trên. Sau đó tổ hợp bằng nguyên lý cộng tác dụng của các b- ớc thi công (trong giai đoạn thi công) ta đ- ợc nội lực thi công, phần này chính nội lực do tải trọng kết cấu DC1. Nội lực do tính tải giai đoạn 2 gồm lan can (DC2), và lớp mặt cầu(DW). Tổ hợp với hoạt tải khi khai thác ta đ- ợc nội lực thiết kế.

IV1. 1 Tổ hợp theo trạng thái giới hạn CĐ I

- Tổ hợp Mô men theo trạng thái giới hạn c- ờng độ I (Điều 3.4.1)

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

- Tổ hợp Lực cắt theo trạng thái giới hạn c- ờng độ I (Điều 3.4.1)

$$Q_U = \eta(\gamma_P Q_{DC1} + \gamma_P Q_{DC2} + \gamma_P Q_{DW} + 1.75Q_{LL+IM} + 1.75Q_{PL})$$

- Trong đó :

M_U : Mô men tính toán theo trạng thái giới hạn c- ờng độ I.

Q_U : Lực cắt tính toán theo trạng thái giới hạn c- ờng độ I.

γ_P : Hệ số xác định theo theo bảng 3.4.1-2

Đối với DC1 và DC2 : $\gamma_P \max = 1.25, \gamma_P \min = 0.9$

Đối với DW : $\gamma_P \max = 1.5, \gamma_P \min = 0.65$

η : Hệ số điều chỉnh tải trọng liên quan đến tính dẻo, tính d- , 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 $\eta_D = 1$

Hệ số liên quan đến tính d- $\eta_R = 1$

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác : $\eta_i \geq 1.05$

Cầu quan trọng nên $\eta_i = 1.05$

Vậy $\eta = 1.05$

IM: Hệ số xung kích IM = 25% (tiêu chuẩn 22TCN 272-05).

IV1.2. Tổ hợp theo trạng thái giới hạn SD

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

$$Q_U = \eta(Q_{DC1} + Q_{DC2} + Q_{DW} + Q_{LL+IM} + Q_{PL})$$

$M_{DC1}, Q_{DC1}, M_{DC2}, Q_{DC2}$: Mômen, lực cắt do tải trọng bản thân và những thành phần phi kết cấu gắn vào (lan can, bộ hành vv...)

M_{DW}, Q_{DW} : Mômen, lực cắt do tải trọng lớp phủ.

M_{LL+IM}, Q_{LL+IM} : Mômen, lực cắt do hoạt tải gây ra có kể đến hệ số xung kích.

M_{PL}, Q_{PL} : Mô men, lực cắt do tải trọng ng- ời gây ra.

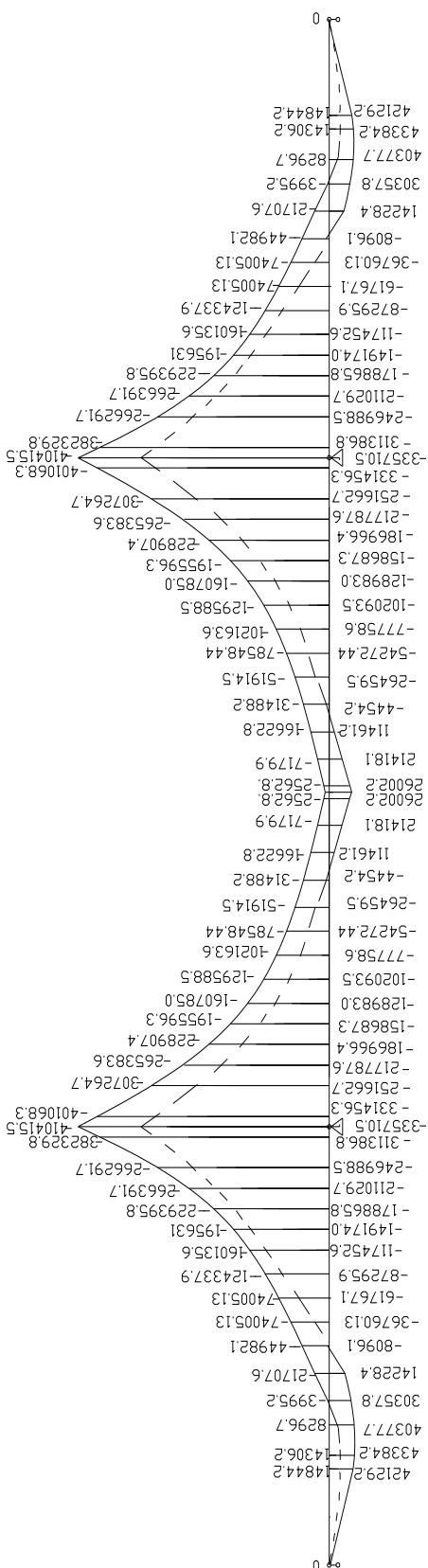
Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGH, biểu đồ nội lực ở TTGHSDI thể hiện như bảng và biểu đồ sau:

BẢNG TỔ HỢP MÔMEN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

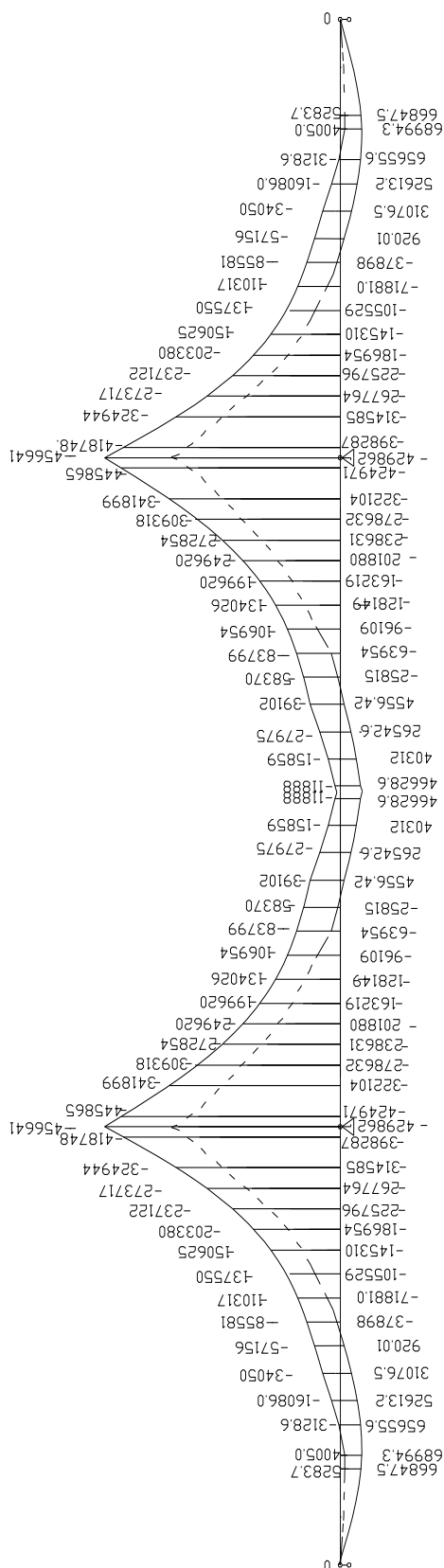
TD	DC1	DC2	DW	HOẠT TẢI		TTGHSD		TTGHCD	
				Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	15075.9	2203	5689.3	19161	-8124	42129.2	14844.2	66847.5	5283.7
3	15355.7	2213	5716.5	20099	-8979	43384.2	14306.2	68994.3	4005
4	11433.6	2108	5444.1	21392	-10689	40377.7	8296.7	65655.6	-3128.6
5	1834.7	1834	4736.1	21953	-12400	30357.8	-3995.2	52613.2	-16086
6	-12581.1	1391	3592.5	21826	-14110	14228.4	-21707.6	31076.5	-34050
7	-31954.4	779	2013.3	21066	-15820	-8096.1	-44982.1	962.01	-57156
8	-56471.6	-1	-1.53	19714	-17531	-36760.13	-74005.13	-37898	-85581
9	-77387.3	-821	-2121.8	18563	-19027	-61767.1	-99357.1	-71881	-110317
10	-100468.3	-1771	-4575.6	19519	-20523	-87295.9	-127337.9	-105529	-137450
11	-127770.7	-2851	-7362.9	20532	-22151	-117452.6	-160135.6	-145310	-169165
12	-156706	-4059	-10484	22075	-24382	-149174	-195631	-186954	-203880
13	-184032.8	-5197	-13424	23788	-26742	-178865.8	-229395.8	-225796	-237122
14	-213842.7	-6430	-16610	25853	-29509	-211029.7	-266391.7	-267764	-273717
15	-247472.5	-7758	-20040	28282	-32693	-246988.5	-307963.5	-314585	-334944
16	-308461.8	-9928	-25645	32648	-38295	-311386.8	-382329.8	-398287	-418748
17T	-331685.5	-10699	-27636	34310	-40395	-335710.5	-410415.5	-429862	-456641
17P	-331685.5	-10699	-27636	34310	-40395	-335710.5	-410415.5	-429862	-456641
18	-327895.3	-9921	-25625	31985	-37627	-331456.3	-401068.3	-424971	-445865
19	-249580.7	-7727	-19959	25604	-29998	-251662.7	-307264.7	-322104	-341899
20	-216901.6	-6383	-16487	21984	-25612	-217787.6	-265383.6	-278632	-309318
21	-188083.4	-5134	-13261	19512	-22429	-186966.4	-228907.4	-238631	-272854
22	-161751.3	-3980	-10280	17324	-19585	-158687.3	-195596.3	-201880	-249620
23	-134238.3	-2753	-7111.7	15120	-16682	-128983	-160785	-163219	-194964
24	-109439.6	-1656	-4276.9	13279	-14216	-102093.5	-129588.5	-128149	-134026
25	-87516	-687	-1775.6	12220	-12185	-77758.6	-102163.6	-96109	-106954
26	-68484.6	152	392.16	13668	-10608	-54272.44	-78548.44	-63954	-83799
27	-45620.8	953	2461.3	15747	-9708	-26459.5	-51914.5	-25815	-58370
28	-27901	1585	4094.8	17767	-9267	-4454.2	-31488.2	4556.42	-39102

29	-15138.5	2049	5292.7	19258	-8826	11461.2	-16622.8	26542.6	-24975
30	-7192.9	2344	6055	20212	-8386	21418.1	-7179.9	40312	-15859
31	-3470.5	2471	6381.7	20620	-7945	26002.2	-2562.8	46628.6	-11188
32	-3470.5	2471	6381.7	20620	-7945	26002.2	-2562.8	46628.6	-11188
33	-7192.9	2344	6055	20212	-8386	21418.1	-7179.9	40312	-15859
34	-15138.5	2049	5292.7	19258	-8826	11461.2	-16622.8	26542.6	-27975
35	-27901	1585	4094.8	17767	-9267	-4454.2	-31488.2	4556.42	-39102
36	-45620.8	953	2461.3	15747	-9708	-26459.5	-51914.5	-25815	-58370
37	-68484.6	152	392.16	13668	-10608	-54272.44	-78548.44	-63954	-83799
38	-87516	-687	-1775.6	12220	-12185	-77758.6	-102163.6	-96109	-106954
39	-109439.6	-1656	-4276.9	13279	-14216	-102093.5	-129588.5	-128149	-134026
40	-134238.3	-2753	-7111.7	15120	-16682	-128983	-160785	-163219	-194964
41	-161751.3	-3980	-10280	17324	-19585	-158687.3	-195596.3	-201880	-249620
42	-188083.4	-5134	-13261	19512	-22429	-186966.4	-228907.4	-238631	-272854
43	-216901.6	-6383	-16487	21984	-25612	-217787.6	-265383.6	-278632	-309318
44	-249580.7	-7727	-19959	25604	-29998	-251662.7	-307264.7	-322104	-341899
45	-327895.3	-9921	-25625	31985	-37627	-331456.3	-401068.3	-424971	-445865
46T	-331685.5	-10699	-27636	34310	-40395	-335710.5	-410415.5	-429862	-456641
46P	-331685.5	-10699	-27636	34310	-40395	-335710.5	-410415.5	-429862	-456641
47	-308461.8	-9928	-25645	32648	-38295	-311386.8	-382329.8	-398287	-418748
48	-247472.5	-7758	-20040	28282	-32693	-246988.5	-307963.5	-314585	-334944
49	-213842.7	-6430	-16610	25853	-29509	-211029.7	-266391.7	-267764	-273717
50	-184032.8	-5197	-13424	23788	-26742	-178865.8	-229395.8	-225796	-237122
51	-156706	-4059	-10484	22075	-24382	-149174	-195631	-186954	-203880
52	-127770.7	-2851	-7362.9	20532	-22151	-117452.6	-160135.6	-145310	-169165
53	-100468.3	-1771	-4575.6	19519	-20523	-87295.9	-127337.9	-105529	-137450
54	-77387.3	-821	-2121.8	18563	-19027	-61767.1	-99357.1	-71881	-110317
55	-56471.6	-1	-1.53	19714	-17531	-36760.13	-74005.13	-37898	-85581
56	-31954.4	779	2013.3	21066	-15820	-8096.1	-44982.1	962.01	-57156
57	-12581.1	1391	3592.5	21826	-14110	14228.4	-21707.6	31076.5	-34050
58	1834.7	1834	4736.1	21953	-12400	30357.8	-3995.2	52613.2	-16086
59	11433.6	2108	5444.1	21392	-10689	40377.7	8296.7	65655.6	-3128.6
60	15355.7	2213	5716.5	20099	-8979	43384.2	14306.2	68994.3	4005
61	15075.9	2203	5689.3	19161	-8124	42129.2	14844.2	66847.5	5283.7
62	0	0	0	0	0	0	0	0	0

BIEU DO TONG HOP MOMEN THEO TTGH SU DUNG



BIEU DO TONG HOP MOMEN THEO TTGH CUONG ĐO

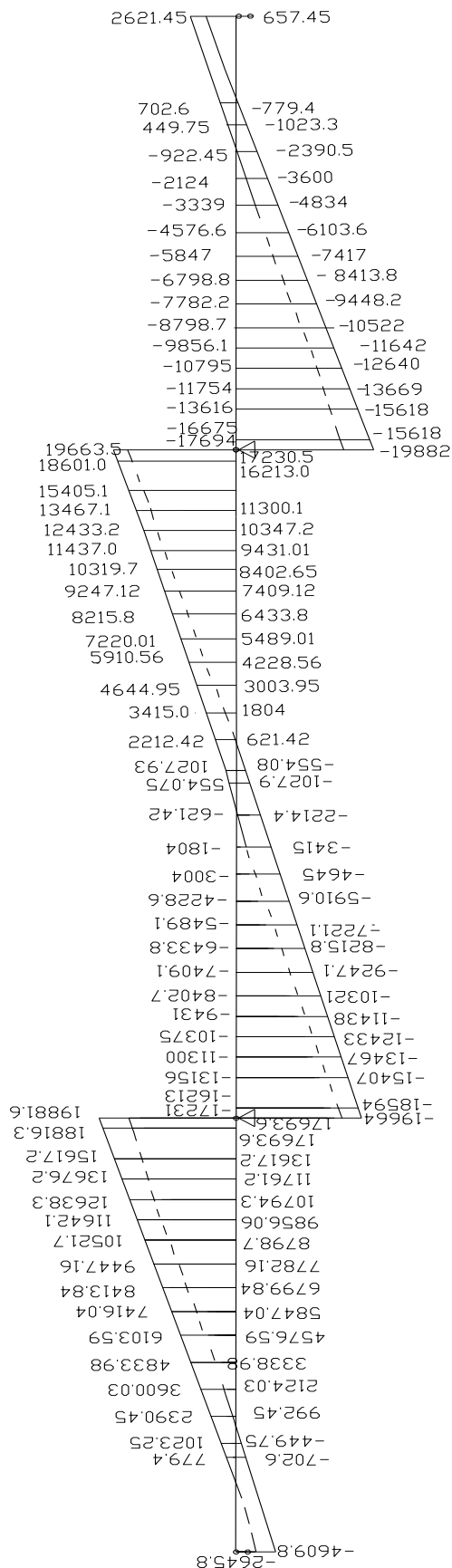


TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

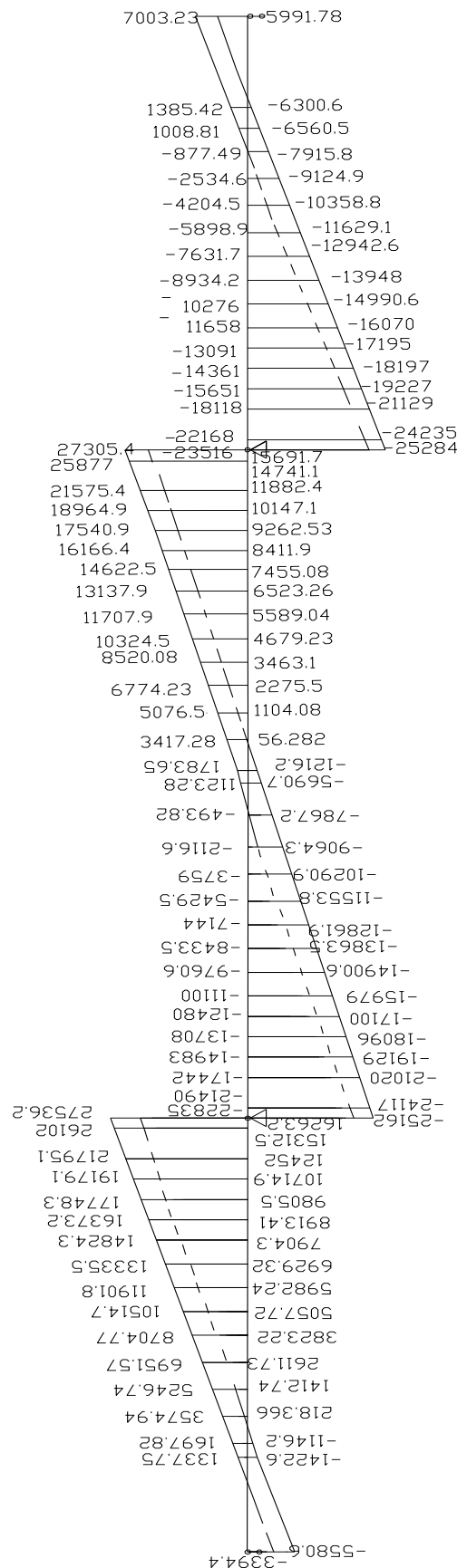
TD	DC1	DC2	DW	HOẠT TẢI		TTGHSD		TTGHCD	
				Max	Min	Max	Min	Max	Min
1	-2299.7	-216	-558.08	428	-1536	-2645.8	-4609.8	-3394.4	-5580.6
2	216.2	-16	-40.8	620	-862	779.4	-702.6	1337.75	-1422.6
3	335.6	5	13.65	669	-804	1023.25	-449.75	1697.82	-1146.2
4	1448.9	47	122.55	772	-696	2390.45	922.45	3574.94	218.366
5	2400.6	90	231.43	878	-598	3600.03	2124.03	5246.74	1412.74
6	3375.7	132	340.28	986	-509	4833.98	3338.98	6951.57	2611.73
7	4383.5	174	449.09	1097	-430	6103.59	4576.59	8704.77	3823.22
8	5433.2	216	557.84	1209	-360	7416.04	5847.04	10514.7	5057.72
9	6198.9	253	652.94	1309	-305	8413.84	6799.84	11901.8	5982.24
10	7000.2	290	747.96	1409	-256	9447.16	7782.16	13335.5	6929.32
11	7841.8	326	842.9	1511	-212	10521.7	8798.7	14824.3	7904.3
12	8728.3	363	937.76	1613	-173	11642.1	9856.06	16373.2	8913.41
13	9524.3	394	1019	1701	-143	12638.3	10794.3	17748.3	9805.5
14	10359.1	426	1100.1	1791	-124	13676.2	11761.2	19179.1	10714.9
15	12098.2	457	1181	1881	-119	15617.2	13617.2	21795.1	12452
16	14979.5	506	1306.8	2024	-116	18816.3	16676.3	26102	15312.5
17T	15939.9	522	1347.7	2072	-116	19881.6	17693.6	27536.2	16263.2
17P	-15604.3	-527	-1361.2	262	-2171	-17231	-19664	-22835	-25162
18	-14643.9	-510	-1320.4	261	-2120	-16213	-18594	-21490	-24117
19	-11762.6	-463	-1194.5	264	-1987	-13156	-15407	-17442	-20020
20	-10023.5	-431	-1113.6	268	-1899	-11300	-13467	-14983	-19129
21	-9188.7	-400	-1032.5	274	-1812	-10347	-12433	-13708	-18096
22	-8392.7	-368	-951.31	281	-1726	-9431	-11438	-12480	-17100
23	-7506.2	-332	-856.45	292	-1626	-8402.7	-10321	-11100	-15979
24	-6664.6	-295	-761.52	312	-1526	-7409.1	-9247.1	-9760.6	-14900.6
25	-5863.3	-258	-666.5	354	-1428	-6433.8	-8215.8	-8433.5	-13863.5
26	-5097.6	-221	-571.52	401	-1331	-5489.1	-7221.1	-7144	-12861.9
27	-4047.9	-179	-462.73	461	-1221	-4228.6	-5910.6	-5429.5	-11553.8
28	-3040.1	-137	-353.89	527	-1114	-3004	-4645	-3759	-9290.9
29	-2065	-95	-245.02	601	-1010	-1804	-3415	-2116.6	-6064.3
30	-1113.3	-53	-136.12	681	-910	-621.42	-2212.4	-493.82	-4867.2
31	-175.7	-11	-27.225	768	-814	554.075	-1027.9	1123.28	-2690.7
32	175.7	11	27.225	814	-768	1027.93	-554.08	1783.65	-1216.2
33	1113.3	53	136.12	910	-681	2212.42	621.42	3417.28	56.282
34	2065	95	245	1010	-601	3415	1804	5076.75	1104.08
35	3040.1	137	353.85	1114	-527	4644.95	3003.95	6774.23	2275.5
36	4047.9	179	462.66	1221	-461	5910.56	4228.56	8520.08	3463.1

37	5097.6	221	571.41	1330	-401	7220.01	5489.01	10324.5	4679.23
38	5863.3	258	666.5	1428	-354	8215.8	6433.8	11707.9	5589.04
39	6664.6	295	761.52	1526	-312	9247.12	7409.12	13137.9	6523.26
40	7506.2	332	856.45	1625	-292	10319.7	8402.65	14622.5	7455.08
41	8392.7	368	951.31	1725	-281	11437	9431.01	16166.4	8411.79
42	9188.7	400	1032.5	1812	-274	12433.2	10347.2	17540.9	9262.53
43	10023.5	431	1113.6	1899	-268	13467.1	11300.1	18964.9	10147.1
44	11762.6	462	1194.5	1986	-264	15405.1	13155.1	21575.4	11882.4
45	14643.9	511	1320.4	2126	-262	18601.3	16213.3	25877	14741.1
46T	15604.3	527	1361.2	2171	-262	19663.5	17230.5	27305.4	15691.7
46P	-15939.9	-522	-1347.7	116	-2072	-17694	-19882	-23516	-25284
47	-14979.5	-505	-1306.8	116	-2019	-16675	-18810	-22168	-24235
48	-12098.2	-457	-1181	120	-1882	-13616	-15618	-18118	-21129
49	-10351.9	-426	-1100.1	124	-1791	-11754	-13669	-15651	-19227
50	-9524.3	-395	-1019	143	-1702	-10795	-12640	-14361	-18197
51	-8728.3	-363	-937.76	173	-1613	-9856.1	-11642	-13091	-17195
52	-7841.8	-326	-842.9	212	-1511	-8798.7	-10522	-11658	-15070
53	-7000.2	-290	-747.96	256	-1410	-7782.2	-9448.2	-10276	-13990.6
54	-6198.9	-253	-652.94	306	-1309	-6798.8	-8413.8	-8934.2	-13948
55	-5433.2	-216	-557.84	360	-1210	-5847	-7417	-7631.7	-12942.6
56	-4383.5	-174	-449.09	430	-1097	-4576.6	-6103.6	-5898.9	-10629.1
57	-3375.7	-132	-340.28	509	-986	-3339	-4834	-4204.5	-9358.8
58	-2400.6	-90	-231.43	598	-878	-2124	-3600	-2534.6	-8124.9
59	-1448.9	-47	-122.55	696	-772	-922.45	-2390.5	-877.49	-6915.8
60	-335.6	-5	-13.65	804	-669	449.75	-1023.3	1008.81	-5560.5
61	-216.2	16	40.8	862	-620	702.6	-779.4	1385.42	-4300.6
62	2299.7	216	558.08	1536	-428	4609.78	2645.78	7003.23	5971.78

BIEU ĐO TONG HOP LUC CAT THEO TTGHSD



BIEU ĐO TONG HOP LUC CAT THEO TTGHCP



X. V. THIẾT KẾ CỐT THẮP

XI. V.1. CHỌN CÁP

Cáp sử dụng là cáp cường độ cao của hãng VSL có các thông số như sau:

Các thông số của cáp cường độ cao sử dụng

Đường kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
Cường độ chịu kéo	1860 Mpa
Cường độ chảy	$f_{py} = 1670\text{Mpa}$
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000\text{Mpa}$
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lặc	$K = 6.6 \times 10^{-7}(\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4}(\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006\text{m/neo}$
ứng suất trong thép ust khi kích	$f_{pj} = 1451 \text{ MPa}$

Ông gen sử dụng là ông gen thép.

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

Tính toán cốt thép dự ứng lực

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

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

Trong đó:

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8 f_{pu} = 1336\text{Mpa}$

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$. Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với trường hợp chịu momen âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

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

Trong đó:

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

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

Trong đó:

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

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

m : số tao trong 1 bó

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

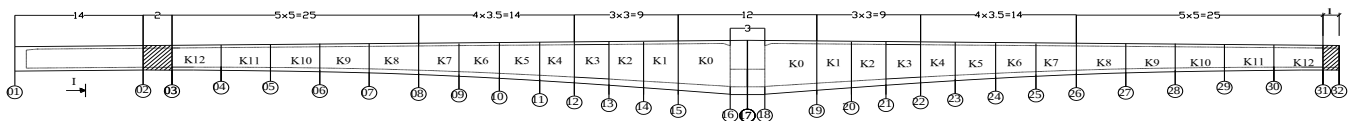
Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 (\text{cm}^2).$$

Bó cáp chịu mômen dương và cáp âm hợp long chọn loại bó 19 tao:

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

Tính toán cốt thép DƯL thể hiện đầy đủ trong phụ lục dưới đây là bảng cốt thép DƯL một số tiết diện tính toán:



TÍNH TOÁN CỐT THÉP DƯL

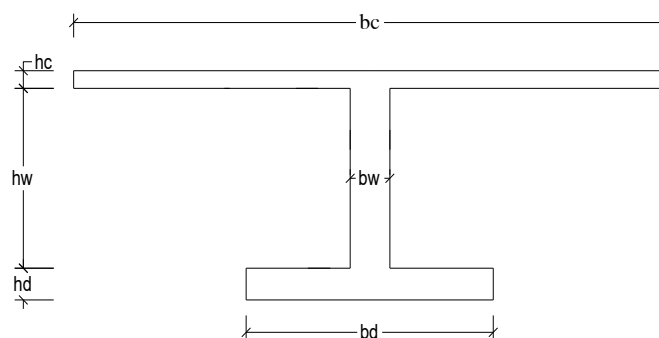
TT	Mmax	Mmin	Zcap am	Zcap duong	fe	Aps max	Aps min	CT tính toán (bó)		CT chọn (bó)	
	KNm	KNm	m	m	Mpa	m2	m2	max	min	max	min
1	0	0	1.78	2.052	1336	0	0	0	0		
2	66847.5	5283.7	1.782	2.052	1336	0.0252	0.0017	9.477	0.589	10	
3	68994.3	4005	1.782	2.052	1336	0.026	0.0013	9.682	0.446	10	
4	65655.6	-3128.6	1.782	2.052	1336	0.0248	-0.001	9.308	-0.35	10	2
5	52613.2	-16086	1.8018	2.0538	1336	0.0196	-0.0053	7.377	-1.79	8	4
6	31076.5	-34050	1.8603	2.0943	1336	0.0112	-0.0109	4.221	-3.72	6	6
7	962.01	-57156	1.9602	1.9602	1336	0.0003	-0.0196	0.124	-6.67	2	8
8	-37898	-85581	2.0979	2.2779	1336	-0.012	-0.0252	-4.564	-8.59		10
9	-71881	-110317	2.2761	2.4201	1336	-0.021	-0.0306	-7.979	-10.4		12
10	-105529	-137450	2.4651	2.5731	1336	-0.029	-0.0359	-10.82	-12.2		14
11	-145310	-169165	2.6838	2.7468	1336	-0.033	-0.0414	-12.02	-14.1		16
12	-186954	-203880	2.9322	2.9412	1336	-0.038	-0.0466	-14.2	-15.8		18
13	-225796	-237122	3.2112	3.1752	1336	-0.041	-0.0502	-15.36	-17.1		20
14	-267764	-273717	3.4749	3.3849	1336	-0.045	-0.0523	-16.89	-17.8		22
15	-314585	-334944	4.572	4.302	1336	-0.046	-0.0543	-17.38	-18.5		24
16	-398287	-418748	4.572	4.302	1336	-0.059	-0.0654	-22.01	-23.2		26
17T	-429862	-456641	4.572	4.302	1336	-0.063	-0.0713	-23.75	-24.3		26
17P	-429862	-456641	4.572	4.302	1336	-0.063	-0.0713	-23.75	-24.3		26

18	-424971	-445865	4.572	4.302	1336	-0.062	-0.0697	-23.48	-23.7		26
19	-322104	-341899	4.572	4.302	1336	-0.05	-0.0575	-18.72	-19.6		24
20	-278632	-309318	3.7602	3.6162	1336	-0.047	-0.0542	-17.8	-18.4		22
21	-238631	-272854	3.4749	3.3849	1336	-0.046	-0.0534	-17.35	-18.2		20
22	-201880	-249620	3.2112	3.1752	1336	-0.042	-0.0528	-15.88	-17.92		18
23	-163219	-194964	2.9322	2.9412	1336	-0.037	-0.0445	-14.06	-15.2		16
24	-128149	-134026	2.6838	2.7468	1336	-0.032	-0.0328	-11.85	-12.2		14
25	-96109	-106954	2.4651	2.5731	1336	-0.026	-0.0279	-9.05	-9.5		12
26	-63954	-83799	2.2761	2.4201	1336	-0.019	-0.0233	-7.099	-7.92		10
27	-25815	-58370	2.0979	2.2779	1336	-0.008	-0.0172	-3.109	-5.86		8
28	4556.42	-39102	1.9602	1.9602	1336	0.0016	-0.0134	0.587	-4.56	2	6
29	26542.6	-24975	1.8603	2.0943	1336	0.0096	-0.008	3.605	-2.73	4	4
30	40312	-15859	1.8018	2.0538	1336	0.139	-0.0052	5.122	-1.77	6	2
31	46628.6	-11188	1.782	2.052	1336	0.165	-0.0037	5.812	-1.25	6	2
32	46628.6	-11188	1.782	2.052	1336	0.165	-0.0037	5.812	-1.25	6	2
33	40312	-15859	1.8018	2.0538	1336	0.139	-0.0052	5.122	-1.77	6	2
34	26542.6	-27975	1.8603	2.0943	1336	0.0096	-0.009	3.605	-3.05	4	4
35	4556.42	-39102	1.9602	1.9602	1336	0.0016	-0.0134	0.587	-4.56	2	6
36	-25815	-58370	2.0979	2.2779	1336	-0.008	-0.0172	-3.109	-5.86		8
37	-63954	-83799	2.2761	2.4201	1336	-0.019	-0.0233	-7.099	-7.92		10
38	-96109	-106954	2.4651	2.5731	1336	-0.026	-0.0279	-9.05	-9.5		12
39	-128149	-134026	2.6838	2.7468	1336	-0.032	-0.0328	-11.9	-12.2		14
40	-163219	-194964	2.9322	2.9412	1336	-0.037	-0.0445	-14.06	-15.2		16
41	-201880	-249620	3.2112	3.1752	1336	-0.042	-0.0528	-15.88	-17.92		18
42	-238631	-272854	3.4749	3.3849	1336	-0.046	-0.0534	-17.35	-18.2		20
43	-278632	-309318	3.7611	3.6171	1336	-0.047	-0.0542	-17.8	-18.4		22
44	-322104	-341899	4.572	4.302	1336	-0.05	-0.0575	-18.72	-19.6		24
45	-424971	-445865	4.572	4.302	1336	-0.062	-0.0697	-23.48	-23.7		26
46T	-429862	-456641	4.572	4.302	1336	-0.063	-0.0713	-23.75	-24.3		26
46P	-429862	-456641	4.572	4.302	1336	-0.063	-0.0713	-23.75	-24.3		26
47	-398287	-418748	4.572	4.302	1336	-0.059	-0.0654	-22.01	-23.2		26
48	-314585	-334944	4.572	4.302	1336	-0.046	-0.0543	-17.38	-18.5		24
49	-267764	-273717	3.4749	3.3849	1336	-0.045	-0.0523	-17.05	-17.8		22
50	-225796	-237122	3.2112	3.1752	1336	-0.041	-0.0502	-15.36	-17.1		20
51	-186954	-203880	2.9322	2.9412	1336	-0.038	-0.0466	-14.2	-15.8		18
52	-145310	-169165	2.6838	2.7468	1336	-0.033	-0.0414	-12.02	-14.1		16
53	-105529	-137450	2.4651	2.5731	1336	-0.029	-0.0359	-10.82	-12.2		14
54	-71881	-110317	2.2761	2.4201	1336	-0.021	-0.0306	-7.979	-10.4		12
55	-37898	-85581	2.0979	2.2779	1336	-0.012	-0.0252	-4.564	-8.59		10
56	962.01	-57156	1.9602	1.9602	1336	0.0003	-0.0196	0.124	-6.67	2	8
57	31076.5	-34050	1.8603	2.0943	1336	0.0112	-0.0109	4.221	-3.72	6	6
58	52613.2	-16086	1.8018	2.0538	1336	0.0196	-0.0053	7.377	-1.79	8	4
59	65655.6	-3128.6	1.782	2.052	1336	0.0248	-0.001	9.308	-0.35	10	2
60	68994.3	4005	1.782	2.052	1336	0.026	0.0013	9.682	0.446	10	
61	66847.5	5283.7	1.782	2.052	1336	0.0252	0.0017	9.477	0.589	10	
62	0	0	1.782	2.052	1336	0	0	0	0		

V.2. Tính đặc trưng hình học các giai đoạn

Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc trưng hình học của mặt cắt

Kých th-íc quy ®æi tõ tiÕt diÖn hóp sang tiÕt diÖn T t-i tiÕt diÖn kiÓm to,n



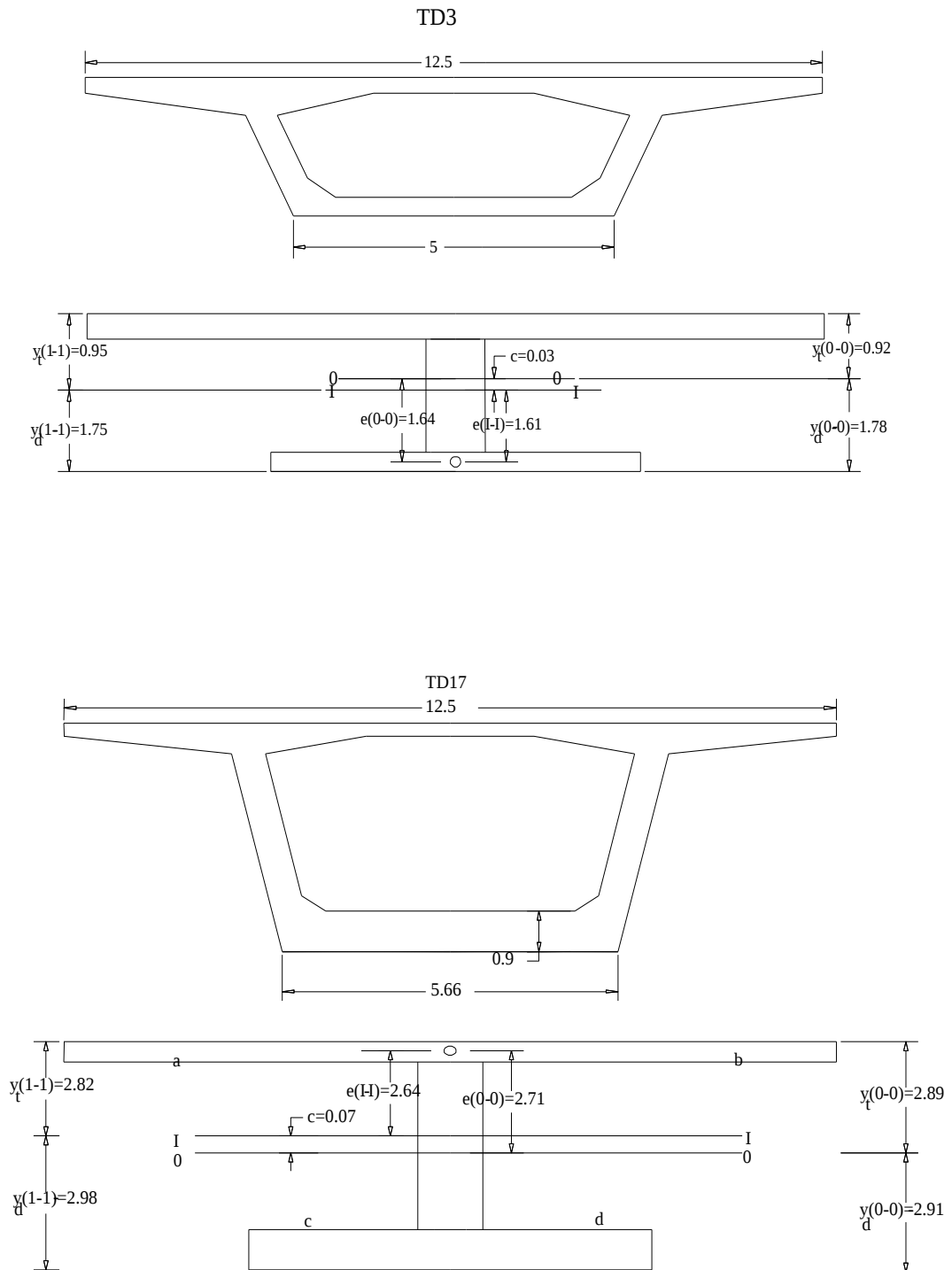
Tiết diện	K/c từ gối	bc	hc	bw	h _w	b _d	h _d	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
3	16	12.5	0.41	0.87	1.99	5.0	0.3	2.7
17	70	12.5	0.41	0.97	4.49	5.66	0.9	5.8
31	124	12.5	0.41	0.87	1.99	5.0	0.9	2.7

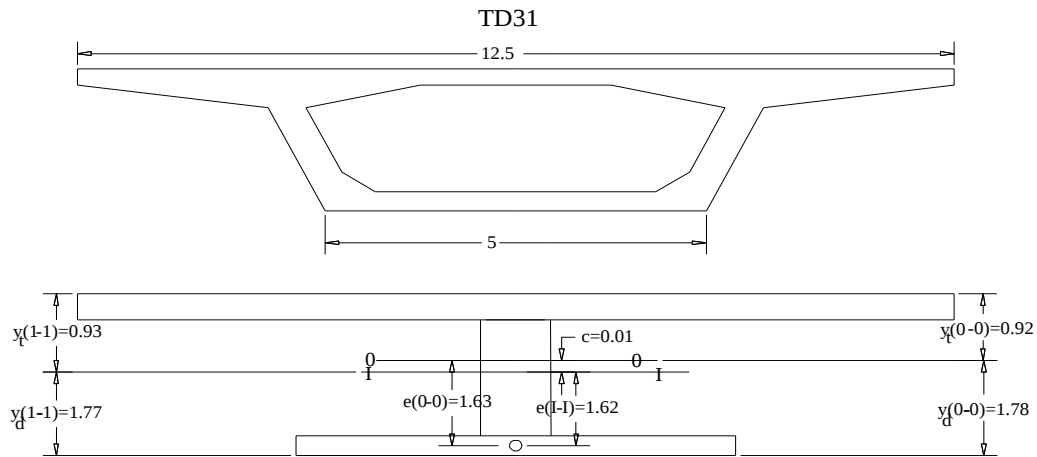
Trong đó :

- bc : Bề rộng bản cánh trên.
- hc : Chiều cao bản cánh trên.
- bw : Chiều dày s- ờn dầm.
- h_w : Chiều cao s- ờn dầm.
- b_d : Bề rộng bản đáy.
- h_d : Chiều cao bản đáy.
- h : Chiều cao tiết diện.

: Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc trưng hình học của mặt cắt.

Mặt cắt ngang cầu





1. Đặc trưng tiết diện giảm yếu (đã trừ lỗ bố trí cáp dự ứng lực)

- Diện tích tiết diện đã trừ lỗ:

$$A_0 = A - F_t - F_d$$

- Momen tĩnh đối với mép đáy tiết diện :

$$S_0 = S_b - F_d \cdot a_d - F_t (h - a_t)$$

- Khoảng cách từ trục quán tính chính trung tâm của tiết diện đến đáy và đỉnh:

$$y_1^d = \frac{S_0}{A_0} \quad , \quad y_1^t = h - y_1^d$$

- Mômen quán tính chính trung tâm của tiết diện giảm yếu:

$$I_0 = I - F_d \cdot (y_1^d - a_d)^2 - F_t \cdot (y_1^t - a_t)^2$$

Trong đó:

A : Diện tích tiết diện nguyên chưa trừ lỗ luôn cáp dự ứng lực.

I : Mô men quán tính của tiết diện nguyên

S_b : Mômen tĩnh của tiết diện nguyên đối với mép đáy

F_d, F_t : Tổng diện tích tiết diện của lỗ để bố trí cốt thép chịu mômen dương và âm

a_d, a_t : Khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép chịu mômen dương và âm đến mép dưới và trên tiết diện

H_t : Chiều cao tiết diện

2. Đặc trưng hình học của tiết diện tính đôi:

- Diện tích tiết diện tính đôi:

$$A_{td} = A_0 + n_T (A_T + A_T')$$

- Momen tĩnh của tiết diện tính đôi đối với trục 0-0:

$$S_{td} = n_T \cdot A_T \cdot y_1^d - a_T - A_T' (y_1^t - a_T')$$

- Khoảng cách giữa trục chính của tiết diện trừ lỗ 0-0 và tiết diện có cáp âm quy đổi 1-1

$$c = \frac{S_2}{A_2}$$

- Khoảng cách từ trục chính 1-1 tới đáy và đỉnh của tiết diện (trục dịch chuyển lên phía trên)

$$y_2^d = y_1^d + c$$

$$y_2^t = y_1^t - c$$

- Mômen quán tính của tiết diện tính đối:

$$I_{td} = I_0 + A_0.c^2 + n_T \left[A_T (y_2^d - a_T)^2 + A'_T (y_2^t - a'_T)^2 \right]$$

Trong đó:

n_T : hệ số quy đổi thép ra bê tông, được tính bằng tỷ số mô đun đàn hồi thép và bê tông

$$n_T = \frac{E_T}{E_b} = \frac{197000}{35750} = 5.51$$

A_0, A'_T : diện tích cấp DƯL chịu mômen dương và mômen âm tại tiết diện.

a_t, a'_t : khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép dương và âm đến mép dưới và trên tiết diện.

A_0, I_0 : diện tích và mômen quán tính của tiết diện giảm yếu

Đặc trưng hình học của tiết diện qua các giai đoạn được thể hiện đầy đủ trong dưới đây là bảng đặc trưng hình học một số tiết diện tính toán

	Tiết diện		
	TD3	TD17	TD31
b_c	12.50	12.50	12.50
h_c	0.41	0.41	0.41
b	0.87	0.97	0.87
h_b	1.99	4.49	1.99
b_b	5.00	5.66	5.00
h_d	0.30	0.90	0.30
h	2.70	5.80	2.70
a_t	0.00	0.18	0.18
a_d	0.15	0.00	0.15
DA_t	0.00	0.20	0.02
DA_d	0.07	0.00	0.04
A_d	0.03	0.00	0.01
A_t	0.00	0.06	0.01

n	5.51	5.51	5.51
A _{td}	7.72	13.89	7.72
A _o	7.65	13.70	7.67
M _x	13.65	39.84	13.61
y _t	0.91	2.89	0.92
y _d	1.79	2.91	1.78
I _o	7.15	69.62	7.23
y _{a-b} (0-0)	0.51	2.48	0.52
M _{a-b} (0-0)	3.19	11.50	3.21
y _{c-d} (0-0)	1.49	2.01	1.48
M _{c-d} (0-0)	2.34	12.53	2.38
e _t (0-0)	0.00	2.71	0.75
e _d (0-0)	1.64	0.00	1.63
A _{qd}	7.795	14.053	7.743
M _o	-0.24	0.97	-0.07
c	-0.03	0.07	-0.01
y _t (1-1)	0.95	2.82	0.93
y _d (1-1)	1.75	2.98	1.77
I _{td}	7.534	72.173	7.399
y _{a-b} (1-1)	0.54	2.41	0.53
M _{a-b} (1-1)	3.32	12.67	3.29
y _{c-d} (1-1)	1.45	2.08	1.47
M _{c-d} (1-1)	2.41	13.94	2.48
e _t (1-1)	0.00	2.64	0.76
e _d (1-1)	1.60	0.00	1.62

V.3. Tính mất mát ứng suất trước

Các mất mát ứng suất trước trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo ứng suất trước trong một giai đoạn có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

ở đây:

- Δf_{PT} : Tổng mất mát (KN/m²)
- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát (KN/m²)
- Δf_{pA} : Mất mát do thiết bị neo (KN/m²)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (KN/m²)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (KN/m²)

- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến của bê tông (KN/m²)
- Δf_{pR} : Mất mát do trũng dảo cốt thép (KN/m²)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

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

V.3.1. Mất mát do ma sát

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép ust khi kích $f_{pj} = 1488 \text{ Mpa} = 1488000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- x : chiều dài bó thép ust từ đầu kích đến điểm đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lặc $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ Là hệ số ma sát.
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường cáp thép ust từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết Diện	Bó thép	m	K (1/m)	f_{pj} (KN/m ²)	x (m)	a (rad)	Δf_{pf} (KN/m ²)
3	C2-01(2)	0.250	0.00066	1488000	7.5	0.174	68582.283
	C2-02(2)	0.250	0.00066	1488000	12.5	0.174	72712.152
	C2-03(2)	0.250	0.00066	1488000	17.5	0.174	77443.584
	C2-04(2)	0.250	0.00066	1488000	22.5	0.174	81165.179
	C2-05(2)	0.250	0.00066	1488000	27.5	0.174	85253.326
Mất mát trung bình 1 bó							77031.305
17	C1-01(2)	0.250	0.00066	1488000	6	0.234	90097.448
	C1-02(2)	0.250	0.00066	1488000	9	0.234	92880.972
	C1-03(2)	0.250	0.00066	1488000	12	0.234	95640.575
	C1-04(2)	0.250	0.00066	1488000	15	0.234	98394.719
	C1-5(2)	0.250	0.00066	1488000	19	0.234	101601.002
	C1-6(2)	0.250	0.00066	1488000	22	0.234	104799.888
	C1-7(2)	0.250	0.00066	1488000	26	0.234	107991.393

	C1-8(2)	0.250	0.00066	1488000	29	0.234	111175.533
	C1-9(2)	0.250	0.00066	1488000	34	0.234	114805.556
	C1-10(2)	0.250	0.00066	1488000	39	0.234	118426.008
	C1-11(2)	0.250	0.00066	1488000	44	0.234	122036.915
	C1-12(2)	0.250	0.00066	1488000	49	0.234	125638.302
	C1-13(2)	0.250	0.00066	1488000	54	0.234	129230.193
Mất mát trung bình 1 bó							108670.654
31	C3-02(2)	0.250	0.00066	1488000	8.5	0.174	70443.584
	C3-03(2)	0.250	0.00066	1488000	13.5	0.174	76876.961
	C3-04(2)	0.250	0.00066	1488000	18.5	0.174	81116.742
	C4-01(2)	0.250	0.00066	1488000	3.5	0.174	62970.856
Mất mát trung bình 1 bó							72852.036

XI.1.1

XI.1.2 V.3.2. Mất mát do tụt neo:

Mất mát do thiết bị neo được tính theo công thức sau: $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa=197000000 (KN/m²)
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neo

Tiết Diện	Bó thép	L (m)	Δ L (m)	E (KN/m ²)	Δf _{pA} (KN/m ²)
3	C2-01(2)	17.00	0.006	197000000	69529.411
	C2-02(2)	28.50	0.006	197000000	41473.685
	C2-03(2)	33.50	0.006	197000000	35283.582
	C2-04(2)	38.50	0.006	197000000	30701.298
	C2-05(2)	43.50	0.006	197000000	27172.413
Mất mát trung bình 1 bó					40832.078
17	C1-01(2)	12.00	0.006	197000000	98500.000
	C1-02(2)	18.04	0.012	197000000	131042.129
	C1-03(2)	24.04	0.012	197000000	98336.106
	C1-04(2)	30.04	0.012	197000000	78695.073

	C1-5(2)	37.04	0.012	197000000	63822.894
	C1-6(2)	44.04	0.012	197000000	53678.474
	C1-7(2)	51.04	0.012	197000000	46316.614
	C1-8(2)	58.04	0.012	197000000	40730.531
	C1-9(2)	68.04	0.012	197000000	34744.268
	C1-10(2)	78.04	0.012	197000000	30292.157
	C1-11(2)	88.04	0.012	197000000	26851.431
	C1-12(2)	98.04	0.012	197000000	24112.607
	C1-13(2)	108.04	0.012	197000000	21880.784
	Mất mát trung bình 1 bó				61178.437
31	C3-01(2)	17.00	0.006	197000000	69529.412
	C3-02(2)	27.00	0.006	197000000	43777.777
	C3-03(2)	37.00	0.006	197000000	31945.945
	C4-01(2)	7.00	0.006	197000000	168578.143
	Mất mát trung bình 1 bó				78457.819

XL.1.3 V.3.3. Mất mát do co ngấn đàn hồi

Mất mát do co ngấn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó trước, và được tính theo công thức:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F \cdot e^2}{I} + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số lượng các bó thép ứng suất trước giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất trước do lực ứng suất trước sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mômen max (KN/m²)
- F : lực nén trong bê tông do ứng suất trước gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A, I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (KN/m²)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (KN/m²)

Tiết Diện	Bó thép	F	A	I	e	M _{dc1}	f _{cgp}	E _p /E _{ci}	Δf _{pES}
		KN	m ²	m ⁴	m	KNm	KN/m ²		(KN/m ²)
3	C2-01(2)	3463.32	7.795	7.534	1.61	15355.7	3626.085	5.510	8990.878

	C2-02(2)	3463.32	7.795	7.534	1.61	15355.7	3626.085	5.510	8990.878
	C2-03(2)	3463.32	7.795	7.534	1.61	15355.7	3626.085	5.510	8990.878
	C2-04(2)	3463.32	7.795	7.534	1.61	15355.7	3626.085	5.510	8990.878
	C2-05(2)	3463.32	7.795	7.534	1.61	15355.7	3626.085	5.510	8990.878
	Mất mát trung bình một bó								8990.878
17	C1-01(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-02(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-03(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-04(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-5(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-6(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-7(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-8(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-9(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-10(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-11(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-12(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	C1-13(2)	3827.88	14.053	72.173	2.64	331685.5	7898.311	5.510	20922.929
	Mất mát trung bình 1 bó								20922.929
31	C3-01(2)	3463.32	7.743	7.399	1.62	3470.5	-970.795	5.510	-2340.223
	C3-02(2)	3463.32	7.743	7.399	1.62	3470.5	-970.795	5.510	-2340.223
	C3-03(2)	3463.32	7.743	7.399	1.62	3470.5	-970.795	5.510	-2340.223
	C4-01(2)	3463.32	7.743	7.399	1.62	3470.5	-970.795	5.510	-2340.223
	Mất mát trung bình 1 bó								-2340.223

XI.1.4

XI.1.5 V.3.4. Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất trước do co ngót có thể lấy bằng:

Đối với cầu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ MPa}$ (5.9.5.4.2-2)

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

XI.1.6 V.3.5. Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

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

Trong đó:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F_i e^2}{I} + \frac{M_{DC} e}{I}$$

- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép ust do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính f_{cgp} (KN/m²)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC2} + M_{DW})}{I_{td}} e$$

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$)
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi
-

Tiết Diện	Bó thép	F KN	e m	A _{qd} m ²	I _{qd} m ⁴	M _{DC1} KNm	M _{DW+M_{DC2}} KNm	f _{cgp}	Δf _{cdp}	Δf _{pCR} (KN/m ²)
3	C2-01(2)	3463.320	1.61	7.795	7.534	15355.7	7929.5	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-02(2)	3463.320	1.61	7.795	7.534	15355.7	7929.5	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-03(2)	3463.320	1.61	7.795	7.534	15355.7	7929.5	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-04(2)	3463.320	1.61	7.795	7.534	15355.7	7929.5	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-05(2)	3463.320	1.61	7.795	7.534	15355.7	7929.5	3626.085	1680.861	31746.993
	Mất mát trung bình 1 bó									31746.993
17	C1-01(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-02(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-03(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-04(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-5(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-6(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-7(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-8(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-9(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-10(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-11(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-12(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-13(2)	3827.880	2.64	14.053	72.173	331685.5	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	Mất mát trung bình 1 bó									84946.359
31	C3-01(2)	3463.320	1.62	7.743	7.399	3470.5	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	C3-02(2)	3463.320	1.62	7.743	7.399	3470.5	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	C3-03(2)	3463.320	1.62	7.743	7.399	3470.5	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	C4-01(2)	3463.320	1.62	7.743	7.399	3470.5	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	Mất mát trung bình 1 bó									-1874.296

XI.1.7 V.3.6. Mất mát do trùng đảo cốt thép

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

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

ở đây:

- Δf_{pf} : Mất mát do ms dưới mức $0,6f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(KN/m²).
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (KN/m²).
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (KN/m²).
- $\Delta f_{pCR} = 25\text{MPa}$: Mất mát do từ biến (KN/m²).

Tiết Diện	Bó thép	Δf_{pf}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	
		(KN/m2)	(KN/m2)	KN/m2	(KN/m2)	(KN/m ²)	
3	C2-01(2)	68582.283	8990.878	25000.000	31746.993	30372.181	
	C2-02(2)	72712.152	8990.878	25000.000	31746.993	30372.181	
	C2-03(2)	77443.584	8990.878	25000.000	31746.993	30036.352	
	C2-04(2)	81165.179	8990.878	25000.000	31746.993	29701.409	
	C2-05(2)	85253.326	8990.878	25000.000	31746.993	29701.409	
		Mất mát trung bình 1 bó					29869.323
17	C1-01(2)	90097.448	20922.929	25000.000	84946.359	24183.697	
	C1-02(2)	92880.972	20922.929	25000.000	84946.359	23933.180	
	C1-03(2)	95640.575	20922.929	25000.000	84946.359	23684.815	
	C1-04(2)	98394.719	20922.929	25000.000	84946.359	23436.942	
	C1-5(2)	101601.002	20922.929	25000.000	84946.359	23148.377	
	C1-6(2)	104799.888	20922.929	25000.000	84946.359	22860.477	
	C1-7(2)	107991.393	20922.929	25000.000	84946.359	22573.242	
	C1-8(2)	111175.533	20922.929	25000.000	84946.359	22286.669	
	C1-9(2)	114805.556	20922.929	25000.000	84946.359	21959.967	
	C1-10(2)	118426.008	20922.929	25000.000	84946.359	21634.126	
	C1-11(2)	122036.915	20922.929	25000.000	84946.359	21309.145	
	C1-12(2)	125638.302	20922.929	25000.000	84946.359	20985.020	
	C1-13(2)	129230.193	20922.929	25000.000	84946.359	20661.750	
		Mất mát trung bình 1 bó					22512.108
31	C3-01(2)	70443.584	-2340.476	25000.000	-1874.296	33413.392	

	C3-02(2)	76876.961	-2340.476	25000.000	-1874.296	32744.388
	C3-03(2)	81116.742	-2340.476	25000.000	-1874.296	32452.808
	C4-01(2)	62970.856	-2340.476	25000.000	-1874.296	34085.938
	Mất mát trung bình 1 bó					33174.132

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

Tổng hợp mất mát ứng suất

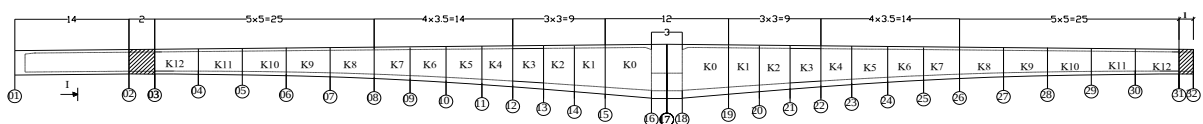
Tiết Diện	Δf_{pf} KN/m ²	Δf_{pA} KN/m ²	Δf_{pES} KN/m ²	Δf_{pSR} KN/m ²	Δf_{pCR} KN/m ²	Δf_{pR} KN/m ²	Δf_{pt} KN/m ²
3	77031.305	40832.078	8990.88	25000.00	31746.99	29869.32	211993.69
17	108670.65	61178.437	20922.93	25000.00	84946.36	22512.11	320362.04
31	72852.036	78457.819	-2340.48	25000.00	-1874.30	33174.13	228438.59

V.4. Kiểm toán tiết diện

XII. *ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải được kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc trưng là các tiết diện (3, 17, 31).

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



V.4.1. Kiểm toán theo TTGHSD

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]

Đối với kết cấu bê tông cốt thép urst trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Khi căng kéo cốt thép

Giai đoạn 2: Khi khai thác

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

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.8f'_c = 40 \text{ (MPa)} = 40000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40 = -24 \text{ (MPa)} = -24000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.225 \text{ (MPa)} = 1225 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cầu kiện ứng suất trước hoàn toàn [5.9.4.2]

- Ứng suất nén đối với cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất trước có hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra:

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

- Ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355 \text{ MPa} = 3535.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

V.4.1.1. Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen Max (M+)

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a. Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.225 \text{ Mpa} = 1225 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b. Thớ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40$$

$$= -24 \text{ MPa} = -24000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

2. Giai đoạn sử dụng:

a.a. Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)} + F_b^{(2)}}{A_0} + \frac{-F_t^{(2)} e_t + F_b^{(2)} e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_t^{(2)} \geq -0.45f'_c$$

$$= -22.5 \text{ MPa} = -22500 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b.b. Thớ dưới

$$f_{bc} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c}$$

$$= 3.5 \text{ MPa} = 3500 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

V.4.1.2. Kiểm tra đối với các tiết diện chịu mômen Min (tiết diện gối):

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a. Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \geq -0.6 f_{ci} = -0.6 \times 40 = -24 \text{ MPa} = -2400 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

b. Thớ dưới

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \leq 0.25 \sqrt{f'_{ci}}$$

$$= 1.225 \text{ MPa} = 1225 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

2. Giai đoạn sử dụng:

c.a. Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} - \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_t^{(2)} \leq 0.5 \sqrt{f'_c}$$

$$= 3.5 \text{ MPa} = 3500 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

d.b. Thớ dưới:

$$f_{bc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} + \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_b^{(2)} \leq -22.5 \text{ MPa} = -2250 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép UST phía dưới sau mất mát gây ra cho dầm (KN).
- F_t = Lực nén do các bó thép UST phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN).
- M = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm) (tuỳ theo tiết diện chịu mômen dương hay âm)
- A_{td} = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép UST phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép UST phía dưới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ dưới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'_c = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày.

Kết quả kiểm toán như sau:

Kết quả kiểm toán ứng suất trước khi căng kéo

Tiết Diện	$F_t(1)$	$F_d(1)$	A_0	I_0	$e(t)$	$e(b)$	M_{bt}	$Y_b(1)$	$Y_t(1)$	$f(tg)$	$f(bg)$	Duyệt
	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	KN/m ²	KN/m ²	

3	0	4E+09	7648104	7E+12	0	1640	2E+10	1785.23	915	284.17	-1967.38	Đạt
17	4E+09	0	13696286	7E+13	2714	0	2E+10	2909.15	2891	-1493.0	317.06	Đạt
31	4E+09	4E+09	7666078	7E+12	747	1620	2E+10	1775.83	924	-634.46	-1716.75	Đạt

Kết quả kiểm toán bê tông giai đoạn sử dụng

TD	F _t (2)	F _d (2)	A	I _c	e(t)	e(d)	M _{TT2} +M _{ht}	Y _d (2)	Y _t (2)	f(tc)	f(bc)	Duyệt
	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	KN/m ²	KN/m ²	
3	0	3.1E+09	7648104	7.5E+12	0	1610	5.3E+10	1754.48	945.5	-348.5	1612.1	Đạt
17	3.4E+09	0	13696286	7.2E+13	2645	0	2.4E+11	2977.97	2822	1512.3	254.23	Đạt
31	3.1E+09	3.1E+09	7666078	7.4E+12	756	1620	2.6E+10	1766.66	933.3	-467.0	-1467	Đạt

V.4.2. Kiểm toán theo TTGHCD

V.4.2.1. Sức kháng uốn.

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

- M_u : mômen tính toán ở trạng thái GHCDI (MPa)
- ϕ : Hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2

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

- M_n : Sức kháng uốn danh định củatiết diện có thép DU'L dính bám, tùy thuộc vào trục trung hòa đi qua sườn (tiết diện chữ T) hoặc cánh của tiến diện (tiết diện chữ nhật) (bỏ qua sự tham gia chịu lực của cốt thép thường):

+ Tiết diện chữ T, sức kháng uốn tính theo công thức sau:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b_w \bar{\beta}_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất trước (mm²)
- a : chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm) - chiều cao chịu nén

$$a = c\beta_1$$

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

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

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

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

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

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

$$d_p = h - a_T(a'_T)$$

Trong đó:

h : Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DUL chịu kéo đến mép chịu kéo

$a'_T = 180mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DUL chịu nén đến mép chịu nén.

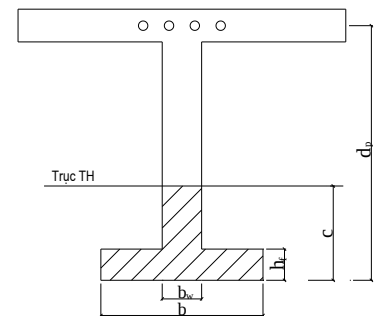
- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

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

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85\beta_1 f'_c b_w \frac{h_f}{d_p}}{0.85\beta_1 f'_c b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

Trường hợp TTH đi qua cánh ($c < h$), khi đó tính toán như tiết diện chữ nhật với bề rộng là b .

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



- f'_c : Cường độ chịu nén quy định của BT ở tuổi

28 ngày, $f'_c = 50 \text{ Mpa} = 50000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén
- b : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết Diện	A_{ps} (mm ²)	d_p (mm)	b_w (mm)	b (mm)	h_f (mm)	c (mm)	f_{ps} (N/mm ²)	a (mm)	M_n (Nm)	M_u (Nm)	$M_n > M_u$
3	26600	2550	870	12500	300	159.348	1827.46	110.397	1.13E+11	6.43E+10	Đạt
17	76440	5620	970	5660	900	398.881	1823.04	276.345	7.25E+11	3.27E+11	Đạt
31	15960	2550	870	12500	300	102.804	1839.00	71.223	6.36E+10	3.08E+10	Đạt

V.4.2.2. Kiểm tra hàm lượng thép DUL:

- Kiểm tra hàm lượng thép tối đa theo công thức :

- Hàm lượng thép DUL và không DUL tối đa phải được giới hạn sao cho: $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

Với: c : khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà(mm)

d_e : khoảng cách có hiệu tương ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

- Có thể bỏ qua tính toán đối với cốt thép thường. Khi đó: $d_e = d_p$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

- Bất kì một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép ứng suất trước chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r . Lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

+ 1.33 lần mômen uốn tính toán theo tổ hợp tải trọng TTGHCD1

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u$$

+ 1.2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn f_r của bê tông theo quy định.

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

Trong đó: $M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d)$ (Handbook-C10)

M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)

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

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50} = 4.454 \text{ Mpa} = 4454 \text{ KN/m}^2$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

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

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

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m^2, m^4)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất trước (m^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(m)
- ϕ : hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$
- Kết quả kiểm toán được đưa ra ở bảng sau:

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

Tiết Diện	A	I	y_d	y_t	f_r	f_d	f_{pe}	M_{cr}	1.2 M_{cr}	1.33 M_u
	(mm^2)	(mm^4)	(mm)	(mm)	(MPa)	(Mpa)	(Mpa)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
3	7.79E+06	7.53E+12	1750	950	4.455	5.73	-24.35	-2.03E+11	-2.44E+11	8.56E+10

17	1.41E+07	7.22E+13	2980	2820	4.455	9.62	-25.13	-7.76E+11	-9.31E+11	4.36E+11
31	7.76E+06	7.41E+12	1770	930	4.455	5.89	-15.12	-1.32E+11	-1.58E+11	4.09E+10

Tiết diện	min(1.2Mcr,1.33Mu)	Mr	Mr>min	c/de	c	$\frac{c}{de} < 0.42$
		(KNm)			(m)	
3	8.56E+10	1.13E+11	Đạt	0.06	159.348	Đạt
17	4.36E+11	7.25E+11	Đạt	0.07	398.881	Đạt
31	4.09E+10	6.36E+10	Đạt	0.04	102.804	Đạt

V.4.2.3. Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (2, 17, 31)

Kiểm toán theo công thức: $V_u \leq \phi V_n$

Trong đó: V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH cường độ 1

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

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

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{array} \right.$$

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

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

Trong đó:

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

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

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

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

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

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

A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2)

$$A_v(\min) = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất trước có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p , có công thức tính toán :
$$V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \sin \gamma_i$$

Trong đó: A_{str} : diện tích thép ứng suất trước trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

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

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

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

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

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

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

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.
- d_e : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)
- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy bằng chiều dày bản bụng tiết diện qui đổi.

Kết quả tính toán như sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (mm)	$0.72h$ (mm)	$d_e-0.5a$ (mm)	d_v (mm)	b_v (mm)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)
3	2295	1944	2494.80	2495	1000	31185021
17	5058	4176	5481.83	5482	1000	68522845
31	2295	1944	2514.39	2514	1000	31429858

❖ Xác định θ và β .

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

- Xác định tỷ số: v/f'_c

V : ứng suất cắt trong bê tông, được tính theo công thức: $v = \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$

- ϕ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2

- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do $V_{\max}$

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
3	79220	1000	2495	0.7	0.05	0.001
17	11899730	1000	5482	0.7	3.10	0.062
31	1142820	1000	2514	0.7	0.65	0.013
Do $V_{\min}$						
Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
3	1434580	1000	2495	0.7	0.82	0.016
17	10753620	1000	5482	0.7	2.80	0.056
31	489940	1000	2514	0.7	0.28	0.006

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

- Xác định ε_x : Ta có $\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002$

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

Trong đó:

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

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

- f_{pe} : ứng suất có hiệu trong thép ust sau mất mát.
- f_{pc} : ứng suất trong BT tại trọng tâm các bó cáp do lực ÚT sau tất cả mất mát: $f_{pc} = \frac{F}{A}$

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = \frac{1}{n} (f_{pj} - \Delta f_{pT})$$

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết trước góc $\theta = 25^\circ = 25 \cdot 3.14/180 = 0.436$ (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ngược lại θ và β , nếu 2 giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận được, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➤ Xác định f_{po}

Do Q_{max}							
Tiết diện	F (KN)	A (m^2)	f_{pc} (KN/m^2)	f_{pe} (KN/m^2)	E_p (KN/m^2)	E_c (KN/m^2)	f_{po} (KN/m^2)
3	1133813.72	7.65E+06	0.15	1245613.72	197000	35750	1245614.54
17	1028941.56	1.38E+07	0.07	1140741.56	197000	35750	1140741.97
31	1117973.44	7.68E+06	0.15	1229773.44	197000	35750	1229774.24
Do Q_{min}							

Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f _{pc} (KN/m ²)	f _{pe} (KN/m ²)	E _p (KN/m ²)	E _c (KN/m ²)	f _{po} (KN/m ²)
3	1221537.49	7.65E+06	0.16	1325622.62	197000	35750	1325623.50
17	1162220.70	1.38E+07	0.08	1263096.43	197000	35750	1263096.90
31	1174981.83	7.68E+06	0.15	1278861.24	197000	35750	1278862.09

Xác định ε_x

Do Q _{max}							
Tiết diện	M _u (kNm)	d _v (mm)	V _u (kN)	θ rad)	A _{ps} (mm ²)	f _{po} (kN/m ²)	ε_x
3	6.43E+10	2494.80	7.92E+04	0.436	26600	1245614.54	-0.12
17	-3.27E+11	5481.83	1.19E+07	0.436	76440	1140741.97	-0.17
31	-3.08E+10	2514.39	1.14E+06	0.436	15960	1229774.24	-0.07
Do Q _{min}							
Tiết diện	M _u (kNm)	d _v (mm)	V _u (kN)	θ (rad)	A _{ps} (mm ²)	f _{po} (kN/m ²)	ε_x
3	6.43E+10	2494.80	1434580.00	0.436	26600	1325623.505	-0.02
17	-3.27E+11	5481.83	10753620.00	0.436	76440	1263096.896	-0.04
31	-3.08E+10	2514.39	489940.00	0.436	15960	1278862.087	-0.01

Xác định β và θ :

Do Q _{max}			
ε_x	v/f_c	β	θ
-0.0028	0.0009	7	25
-0.0056	0.0620	6.6	24.3
-0.0030	0.0130	7	25

Do Q_{min}

ε_x	v/f_c	β	θ
-0.0035	0.016	7	25
-0.0065	0.056	6.8	24.5
-0.0038	0.006	7	24.8

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 25$ có 2 lớp trên một sườn có diện tích A_v = 503 mm², cự ly giữa các thanh thép ngang là s = 200 mm.

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s.

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

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

Kết quả tính toán như sau:

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	A_v mm ²	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s KN	V_c KN
3	628.4	1674	2495	1000	1.57	0.436	200	2.82E+07	1.01E+06
17	628.4	1674	5482	1000	1.57	0.436	200	6.19E+07	2.23E+06
31	628.4	1674	2514	1000	1.57	0.436	200	2.84E+07	1.02E+06

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	A_v mm ²	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s KN	V_c KN
3	628.4	1674	2494.8	1000	1.57	0.436	200	2.82E+07	1.01E+06
17	628.4	1674	5481.8	1000	1.57	0.436	200	6.19E+07	2.23E+06
31	628.4	1674	2514.4	1000	1.57	0.436	200	2.84E+07	1.02E+06

V.4.2.4. Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

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

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	V_n (KN)	ϕV_n (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_n$
3	1.01E+06	2.82E+07	2.92E+07	3.12E+07	2.92E+07	2.63E+07	7.92E+04	Đạt
17	2.23E+06	6.19E+07	6.41E+07	6.85E+07	6.41E+07	5.77E+07	1.19E+07	Đạt
31	1.02E+06	2.84E+07	2.94E+07	3.14E+07	2.94E+07	2.65E+07	1.14E+06	Đạt
Do $Q_{\min}$								
Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	V_n (KN)	ϕV_n (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_n$
3	1.01E+06	2.82E+07	2.92E+07	3.12E+07	2.92E+07	2.63E+07	1.43E+06	Đạt

17	2.23E+06	6.19E+07	6.41E+07	6.85E+07	6.41E+07	5.77E+07	1.08E+07	Đạt
31	1.02E+06	2.84E+07	2.94E+07	3.14E+07	2.94E+07	2.65E+07	4.90E+05	Đạt

PHẦN III

THIẾT KẾ THI CÔNG

CH- ƠNG I : THI CÔNG KẾT CẤU MÓNG

Chọn ph- ơng án thi công móng :

1. Ph- ơng án thi công móng :

-Ph- ơng án 1:đào đất hố móng tr- ớc,chế tạo cọc sau.

+)Ưu điểm:

- +rút ngắn chiều dài cọc qua các lớp đất trên đáy bệ
- +đào đất bằng cơ giới (ủi,xúc,đào)gấu ngoạm
- +thời gian đào đất nhanh

+)Nh- ợc điểm:

- +Khối l- ợng đào đất lớn
- +diện tích đào rộng ảnh h- ớng công trình xung quanh
- +Tốn kém vật liệu làm giàn giáo
- +thời gian thi công lâu

-Ph- ơng án 2:đào đất hố móng sau,chế tạo cọc tr- ớc.

+)Ưu điểm:

- +thời gian thi công cọc nhanh,không tốn giàn giáo
- +máy móc đúc cọc đều trên mặt đất định vị cọc dễ dàng
- +giá thành hạ
- +vấn kết hợp máy đào+đào thủ công
- +không ảnh h- ớng đến công trình xung quanhkhi thi công chế tạo cọc

+)Nh- ợc điểm:

- +thời gian thi công lâu hơn
- +tốn chế tạo cọc trên bệ móng

=>chọn ph- ơng án 2 vừa đảm bảo an toàn,vừa đảm bảo kĩ thuật

TRÌNH TỰ THI CÔNG:

Thi công móng

Mố cầu có cấu tạo là mố dạng thân t- ờng, bệ mố là bệ BTCT có chiều dày 2m nằm trên nền móng cọc BTCT $\Phi=1000$ mm, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 12 cọc

- Trình tự thi công mố bao gồm các b- ớc sau :

- + Dùng đất đắp, ô tô tự hành chuyên chở đất, máy ủi san lấp mặt bằng khu vực xây dựng mố.
- + Chuẩn bị mặt bằng thi công xong, lắp đặt đ- ờng di chuyển máy khoan, lắp lồng cốt thép . Xác định vị trí tim mố, tim các cọc trong mố để tiến hành khoan cọc.
- + Tiến hành khoan cọc, trong quá trình khoan cần chú ý đến độ lệch tâm của cọc và tỷ trọng của vữa sét
- +Làm sạch(hút) đất đá vụn tại đáy lỗ khoan, tiến hành hạ lồng cốt thép và tiến hành đổ bê tông cho cọc khoan nhồi.
- + Sau khi cọc khoan nhồi đủ c- ờng độ, dùng gầu ngoạm kết hợp với đào đắp thủ công để đào đất trong hố móng.

+ Khi đào đến cao độ hố móng, đập đầu cọc, đổ bê tông lót đáy, lắp dựng ván khuôn, lắp đặt cốt thép trong bệ móng.

+ Đổ bê tông bệ móng, dùng bê tông M300 đổ theo từng đợt. Bê tông đ- ợc sản xuất tại trạm trộn, sau đó đ- ợc chuyển bằng xe chuyên dụng đến bệ móng. Trong quá trình đổ phải kiểm tra (chiều cao rơi tự do, công tác đầm . . .) chặt chẽ.

+ Thi công bệ móng xong, lắp đặt đà giáo thi công các bộ phận của móng. Công tác lắp đặt ván khuôn cốt thép, đổ bê tông cũng tiến hành t- ơng tự nh- thi công bệ móng.

+ Lắp dựng ván khuôn đổ bê tông t- ờng đỉnh và t- ờng cánh .

+ Gia cố đất đắp ở hai bên đầu cầu, tr- ớc khi đắp nền tiến hành hút n- ớc, vét bùn và lớp đất hữu cơ ở trên (khoảng 1.5 m), sau đó tiến hành đắp đất theo từng lớp kết hợp với lu lèn chặt.

+ Sau khi đắp đất xong, đổ bản quá độ và hoàn thiện móng.

Thi công trụ

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

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dụng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

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

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dựng cọc ván thép loại Lassen bằng giá khoan
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

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

B- ớc 5 : Thi công trụ cầu

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân trụ lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân trụ, đổ bê tông thân trụ từng đợt một.

B- ớc 6 : Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Hoàn thiện trụ

THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

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

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

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

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

B- ớc 3 : Hợp long nhịp biên

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

B- ớc 4 : Hợp long nhịp chính

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

B- ớc 5 : hoàn hiện

Thi công lan can

Rải lớp phủ mặt cầu

Thu dọn công tr- ờng

THI CÔNG CHI TIẾT

THI CÔNG MÓNG

Thi công cọc khoan nhồi:

Các bước thi công cọc :

B- ớc 1:

- đóng cọc định vị
- Xác định vị trí cọc
- Hạ bực vách

B- ớc 2:

- Lắp dựng máy khoan.
- Khoan tạo lỗ máy khoan lớn đặt phao 400T

B- ớc 3:

- Hạ lồng thép, đổ bê tông
- Làm sạch lỗ khoan => hạ lồng thép
- Đổ bê tông d- ới n- ớc

B- ớc 4:

- Đóng vòng vây cọc ván

B- ớc 5:

- Đào đất và đổ bê tông
- Đào đất trong n- ớc(gầu ngoạm, xói hút)

B- ớc 6:

- Đổ bê tông bịt đáy(dùng ống hút thẳng đứng)

B- ớc 7

- Hút n- ớc, đập đầu cọc,
- Đóng ván khuôn bê, cốt thép bê, đổ bê tông

B- ớc 8

- ghép ván khuôn cốt thép, đổ bê tông

I.2 Thi công cọc khoan nhồi:

I.2.1 Công tác chuẩn bị

Kiểm tra vị trí lỗ khoan , các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh hưởng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc như thiết kế. Chuẩn bị ống đổ bê tông dưới nước.

Thiết kế cấp phối bê tông , thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với cường độ và điều kiện đổ bê tông dưới nước.

Dự kiến khả năng và phương pháp cung cấp bê tông tươi liên tục cho thi công đổ bê tông dưới nước.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất lượng cọc khoan sau này.

I.3 Công tác khoan tạo lỗ

I.3.1. Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đường chuẩn toạ độ được xác định tại hiện trường.

Sai số cho phép của lỗ cọc không được vượt quá các giá trị sau:

Sai số đường kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan : $\pm 10\text{cm}$

1.3.2. Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

Ống vách phải được chế tạo như thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. ống vách phải đảm bảo kín nước ,đủ độ cứng.Trước khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định hướng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

Ống vách có thể được hạ bằng phương pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

1.3.3. Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần được kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xô dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lý kịp thời.

Nếu cao độ nước sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột nước trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không được va vào ống vách.

Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mò côi hay mặt đá không bằng phẳng phải đổ đất sét kẹp đá nhỏ đầm cho bằng phẳng hoặc cho đổ một lớp bê tông dưới nước cốt liệu bằng đá dăm để tạo mặt phẳng cho búa đập hoạt động. Lúc đầu kéo búa với chiều cao nhỏ để hình thành lỗ ổn định, tròn thành đứng, sau đó có thể khoan bình thường.

Nếu sử dụng dung dịch sét giữ thành phải phù hợp với các qui định sau :

Độ nhớt của dung dịch sét phải phù hợp với điều kiện địa chất công trình và phương pháp sử dụng dung dịch.Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực nước ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực nước ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực nước ngầm cao nhất là 1.5m.

Trong khi đổ bê tông , khối lượng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ <1,25KN/m³, hàm lượng cát ≤6%, độ nhớt ≤28 giây. Cần phải đảm bảo chất lượng dung dịch sét theo độ sâu của từng lớp đất đá, đảm bảo sự ổn định thành lỗ cho đến khi kết thúc việc đổ bê tông.

1.3.4. Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đưa mùn khoan lên cho đến khi bơm ra nước trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xói phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xói hút.

Nghiêm cấm việc dùng phương pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

1.4. Công tác đổ bê tông cọc

1.4.1. Đổ bê tông cọc

Bê tông phải được trộn bằng máy. Khi chuyển đến công trường phải được kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

Đầu dưới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khít.

Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không được nhỏ hơn 1,2m và không được lớn hơn 6m.

Phải đổ bê tông liên tục, rút ngắn thời gian tháo ống dẫn, ống vách để giảm thời gian đổ bê tông .

Khi ống dẫn chứa đầy bê tông phải đổ từ từ tránh tạo thành các túi khí trong ống dẫn.

Thời gian ninh kết ban đầu của bê tông không được sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài, khối lượng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

Đường kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không được lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

1.4.2. Kiểm tra chất lượng cọc và bê tông cọc

Kiểm tra bê tông phải được thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông dưới nước.

Các mẫu bê tông phải được lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra cường độ.

Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhật ký thi công các số liệu sau :

- Tốc độ đổ bê tông
- Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông .
- Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

II. Thi công cọc ván thép:

Trình tự thi công cọc ván thép:

- Đóng cọc định vị
- Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
- Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
- Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.
- Thường xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III. Đào đất bằng xói hút:

Tiến hành đào đất bằng máy xói hút. Máy xói hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xói đến độ sâu cách cao độ thiết kế 20 - 30cm thì dừng lại, sau khi bơm hút nước tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía dưới.

IV. Đổ bê tông bịt đáy:

IV.1. Trình tự thi công:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...)

Bơm bê tông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm

Nhấc ống đổ lên phía trên

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đổ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo ph- ơng thẳng đứng, chỉ đ- ợc di chuyển theo chiều đứng.

Đến khi bê tông đạt 50% cởng độ thì bơm hút nước và thi công các phần khác.

IV.2. Yêu c Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bê tông t- ới trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập n- ớc d- ới tác dụng của áp lực do trọng l- ợng bản thân.

ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đổ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đổ $R=3.5m$

Đảm bảo theo ph- ơng ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng đ- ợc phủ kín bê tông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đổ, dễ xuống và phải nổi.

Bê tông: + Có mác th- ờng cao hơn thiết kế một cấp

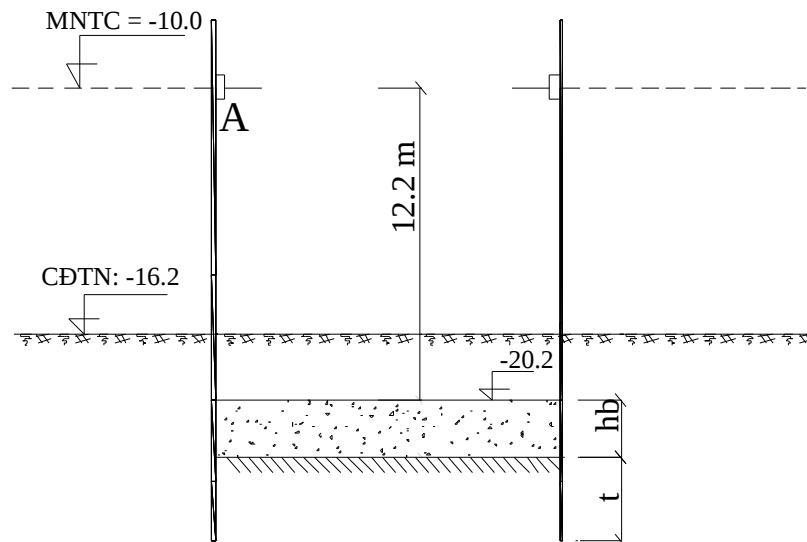
- + Có độ sụt cao: 16 - 20cm.
- + Cốt liệu th- ờng bằng sỏi cuội.

Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc kĩ

IV.3. Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

IV.3.1. Các số liệu tính toán:



(Không thể hiện cọc)

- Cao độ đỉnh trụ: +1.2 m
- Cao độ đáy trụ: -17.7 m
- Cao độ đáy đài: -20.2 m
- Cao độ mực nước thi công: -8.0 m
- Cao độ đáy sông: -10.0 m
- Chiều rộng móng : $B=8+2=10$ m
- Chiều dài móng : $L=14+2=16$ m

IV.3.2. Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

IV.3.2.1. Theo điều kiện tính toán

áp lực đẩy nổi của nước phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng lượng của lớp bê tông bọt đáy.

$$\Omega \cdot \gamma_b \cdot h_b + u_1 \cdot d_1 \cdot \bar{h}_b + k \cdot u_2 \cdot d_2 \cdot \bar{h}_b \cdot m \geq \gamma_n \cdot (H + h_b) \cdot \Omega$$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{\gamma_n \cdot H \cdot \Omega}{\Omega \cdot \gamma_b + u_1 \cdot d_1 \cdot \bar{h}_b + k \cdot u_2 \cdot d_2 \cdot \bar{h}_b \cdot m - \Omega \gamma_n} \geq 1m$$

Trong đó :

H : Chiều cao tính từ mặt nước thi công đến đáy bệ móng.

$$H=10.2m$$

h_b : Chiều dày lớp bê tông bịt đáy

$m = 0,9$ hệ số điều kiện làm việc.

$n = 0,9$ hệ số v- ợt tải.

γ_b : Trọng l- ượng riêng của bê tông bịt đáy $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^2$.

γ_n : Trọng l- ượng riêng của n- ớc $\gamma_n = 1 \text{ T/m}^2$.

u_2 : Chu vi cọc $= 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ m}$

τ_2 : Lực ma sát giữa bê tông bịt đáy và cọc .

$$\tau_2 = 4 \text{ T/m}^2.$$

k : Số cọc trong móng $k = 15$ (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 16 \times 10 = 160 \text{ m}^2.$$

τ_1 : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

$$\tau_1 = 3 \text{ T/m}^2.$$

u_1 : Chu vi t- ờng cọc ván $= (16+10) \times 2 = 52 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1 \times 10,2 \times 160}{(0,9 \times 160 \times 2,4 + 52 \times 3 + 15 \times 3,14 \times 4) \times 0,9 - 160 \times 1} = 3,54 \text{ m} > 1 \text{ m}$$

Vậy ta chọn $h_b = 3,54 \text{ m}$

IV.3.2.2.: Kiểm tra c- ờng độ lớp bê tông bịt đáy:

Tính cho 1m rộng lớp bê tông bịt đáy.

Lớp bê tông bịt đáy đ- ọc xem nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của t- ờng vây cọc ván. (cạnh ngắn)

- Nhịp dầm $l = 10 \text{ m}$

- Tải trọng tác dụng là hiệu số trọng l- ượng bê tông và lực đẩy nổi của n- ớc đ- ọc xác định theo công thức:

$$q_{tt} = \gamma_n(h + h_b) - \gamma_{bt}h_b = 1 \times (10,2 + h_b) - 2,4 \times h_b = 10,2 - 1,4h_b$$

Mô men lớn nhất tại giữa nhịp:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{(10,2 - 1,4h_b) \times 10^2}{8} = 127,5 - 17,5h_b$$

C- ờng độ chịu kéo trong bê tông đ- ọc duyệt theo công thức :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$W = \frac{b.h_b^2}{6} = \frac{1 \times h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6} \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{(127,5 - 17,5h_b) \times 6}{h_b^2} < [\sigma_k] = 65,0 \text{ T/m}^2$$

Dùng bê tông cấp 20 có $[\sigma_k] = 65,0 \text{ T/m}^2$

Ta có ph- ơng trình bậc 2 :

$$65h_b^2 + 105h_b - 765 = 0$$

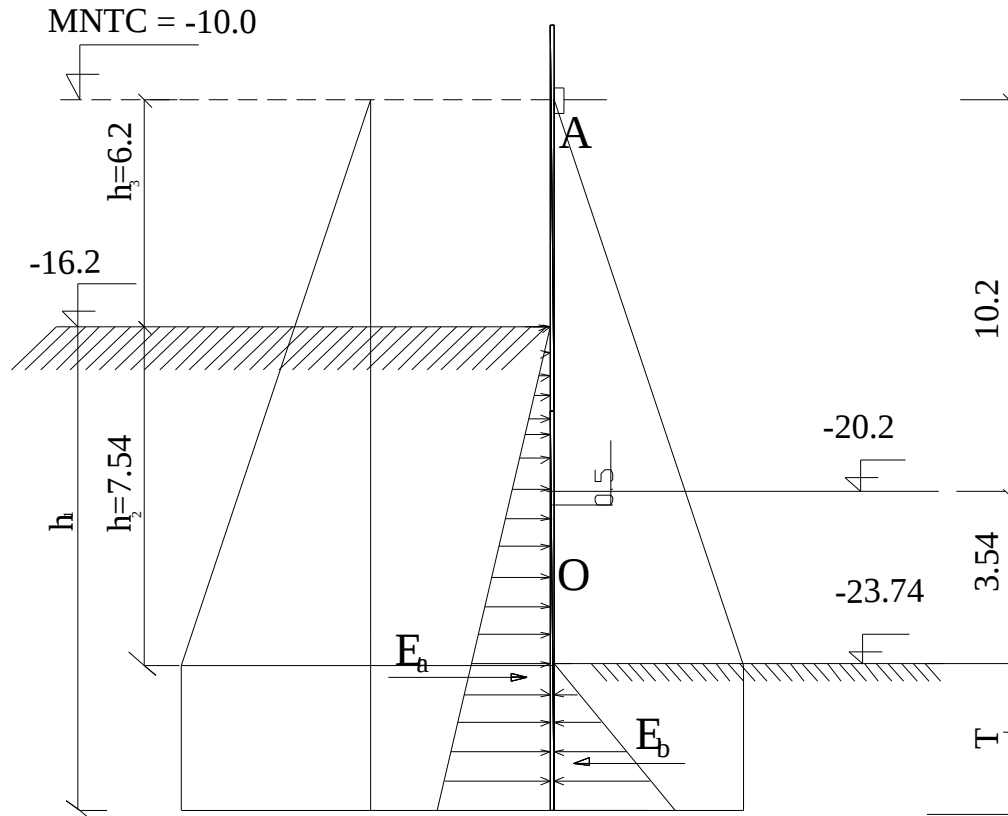
→ Giải ra ta đ- ọc $x = 2,71 \text{ (m)}$ Vậy điều kiện c- ờng độ đ- ọc thỏa mãn

⇒ Vậy chọn $h_b = 4.23\text{m}$

V. Xác định độ sâu chôn cọc ván thép

a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Khi đào đất theo phương pháp xói hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là như nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

-Trọng lượng riêng của đất: $\gamma_d = 2.6 \text{ T/m}^3$

- φ Góc ma sát: $\varphi = 30^\circ$

-áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \cdot \lambda_a = 0.5 \times 2 \times (7.54 + t)^2 \times 1/3 = 1/3 \times (7.54 + t)^2$$

- γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 1.6 \text{ T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \tan^2(45 - \varphi / 2) = 1/3$$

-áp lực bị động của đất:

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} t^2 \cdot \lambda_b = 0.5 \times 2 \times 3 \times t^2 = 2.4 t^2$$

$$\lambda_b = \tan^2(45 + \varphi / 2) = 3$$

λ_b :Hệ số áp lực áp lực bị động.

-Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta được:

$$\Sigma M_A = Ea \left[\frac{2}{3} (t+h_2)+h_3 \right] - Eb \left(\frac{2}{3} t+ h_2+h_3 \right) = 0$$

$$1/3 \times (7.54+t)^2 \times \left[\frac{2}{3} (t+7.54)+2 \right] - 2.4 t^2 \times \left(\frac{2}{3} t+7.54+2 \right) = 0$$

Rút gọn ta đ- ợc phương trình bậc 3 của t có dạng:

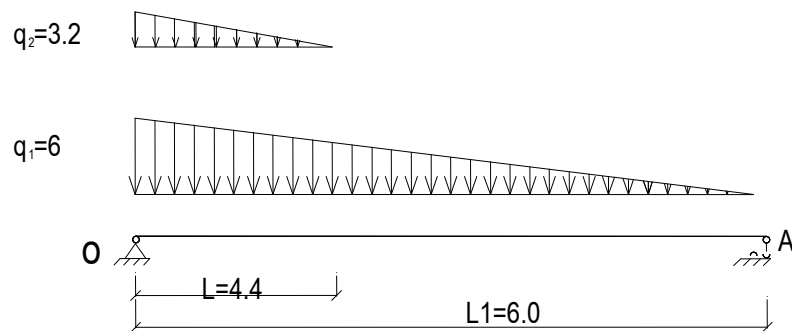
$$(-12.4 t^3 -19.448t^2 +400.857t +1084.728)/9 = 0$$

Giải ph- ơng trình ta đ- ợc: $t = 6.09m$. Chọn $t = 6.1 m$

Vậy chiều dài cọc ván là : $L = 6.1 + 3.54 + 10.2 + 0.5 = 20.34 m \Rightarrow$ chọn $L = 21m$

b) tính toán cầ- ờng độ cọc ván :

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bít đáy và hút hết n- ớc trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng nh- hình vẽ, tính cho 1m chiều rộng (vị trí của điểm O nằm cách mặt trên lớp bê tông bít đáy 0,5m về phía d- ới)



Ta có:

-áp lực ngang của n- ớc : $P_n = \gamma_n \cdot l = 1 \times 6.0 = 6 (t/m)$

-áp lực đất chủ động : $q_d = \gamma_{dn} l_1 \lambda_a = 1.6 \times 6 \times 1/3 = 3.2 (t/m)$

Tại một vị trí X nào đó, mômen đạt giá trị max. Ta đi tìm vị trí X

Qui đổi q_n và q_d ta đ- ợc $q = 8.3466 T/m$

Mômen tại O :

$$\Sigma M_0 = R_A \cdot 6 - \frac{q \cdot 6.6}{2.3} \Rightarrow R_A = 8.3466 T$$

Mômen tại A :

$$\Sigma M_0 = R_0 \cdot 6 - \frac{q \cdot 6.2.6}{2.3} \Rightarrow R_0 = 16.6932 T$$

Lấy mômen tại X :

$$\Sigma M_{\max} = R_0 \cdot x - \frac{6-x}{6} \cdot x \cdot \frac{x}{2} \cdot q - \frac{x^2}{3} \left(q - \frac{6-x}{6} \cdot q \right) = 0.2318x^3 - 4.1733x^2 + 16.6932x \quad (1)$$

Tại X mômen lớn nhất, đạo hàm mômen bằng 0

$$\frac{d\Sigma M_x}{dx} = 0 \Leftrightarrow 0.6854x^2 - 8.3466x + 16.6932 = 0$$

Giải phương trình trên ta có:

$$x = 2.52 \text{ và } x = 9.65 (\text{loại})$$

Chọn $x = 2.52$ làm trị số để tính, thay vào (1) ta có:

$$M_{\max} = 19.27 \text{ Tm}$$

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma}$$

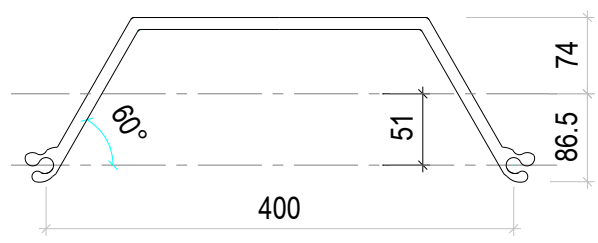
Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 1900 \text{ kg/cm}^2$

$$W \geq \frac{19.27 \times 10^5}{1900} = 1014.21 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có : $W > 1014.21 \text{ cm}^3$

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là : PZ 40



VI. Bơm hút nước

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên nước không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết nước còn lại trong hố móng. Máy bơm có thể bố trí trên phao, dùng hai máy bơm loại C203 hút nước từ các giếng tự tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

VII. Thi công đài cọc

Trước khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất lượng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

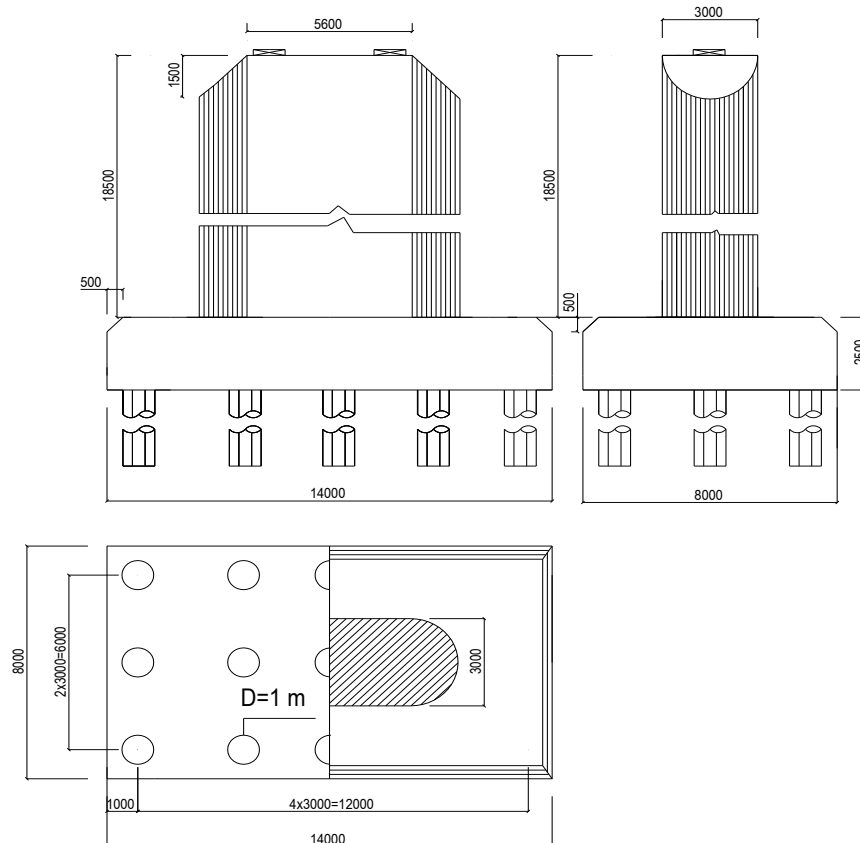
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các lưới cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f_c thì tháo dỡ ván khuôn

VIII. THI CÔNG TRỤ

Các kích thước cơ bản của trụ và đài nh- sau:



VIII.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn được chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy được vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông được thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m³/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng $R = 0.75m$.

VIII.2 Trình tự thi công nh- sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ, lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, trước khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dày 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá $1.75R$, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy bọt ximăng nổi lên là được. Yêu cầu khi đầm phải cắm sâu vào lớp cũ 4-5cm, đổ đầm liên tục trong thời gian lớn hơn 4h phải đảm bảo độ toàn khối cho bê tông tránh hiện tượng phân tầng.

Bảo d- ỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể t- ới n- ớc, nếu trời mát t- ới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể t- ới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời m- a thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55% f_c cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngược với quá trình lắp dựng.

Ván khuôn có thể làm bằng gỗ hoặc bằng thép

+ Ván khuôn gỗ:

Ưu điểm: phẳng, ít biến dạng, có thể làm cố định hoặc lắp ghép, thi công nhanh

.

Nhược điểm: do cấu trúc bằng gỗ nên do vậy số lần sử dụng rất bị hạn chế.

+ Ván khuôn thép :

Ưu điểm: thi công nhanh, sử dụng được nhiều lần .

Nhược điểm: phải gia cường cho cứng do hay bị cong vênh do biến dạng hàn nên giá thành cao.

- Qua phân tích ưu nhược điểm kết hợp yêu cầu thực tế của công trình nên em chọn **“Ván khuôn thép”** dùng để thiết kế kiểm tra:

VIII.3.1. Tính toán ván khuôn:

- Kích thước của ván khuôn:

$$L = 2 \rightarrow 2.5 \text{ m} ; b = 50 \times 50 \text{ cm}$$

- Chúng được liên kết với nhau bằng các bu lông:
- Diện tích bề móng: $F = 14 \times 8 = 112 \text{ (m}^2\text{)}$
- Thể tích cần đổ là: $V = 112 \times 2.5 = 280 \text{ (m}^3\text{)}$
- Chọn máy trộn BT loại C284-A có công suất đổ 40 m^3 trong 1h ($t_{\max} = 4\text{h}$)
- Chiều cao đổ bê tông tươi cần $h = 2.5 \text{ m}$ do vậy để đổ xong $V_{\text{bê tông}}$ cần thời gian

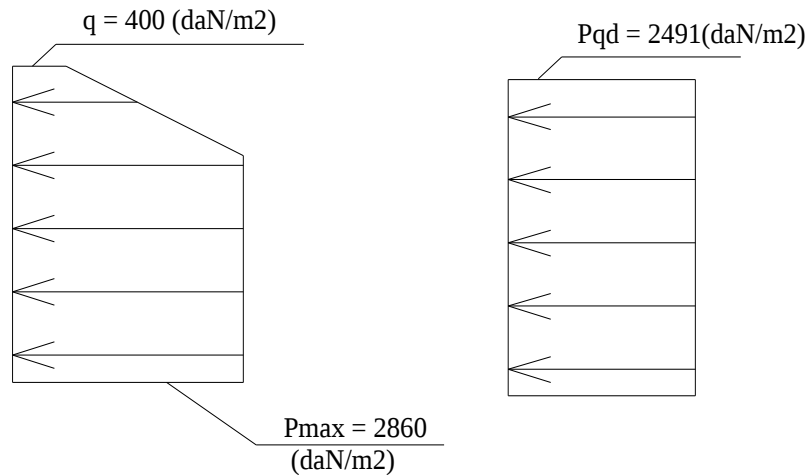
$$\text{là: } t = \frac{V_{tt}}{V_{may}} = \frac{280}{40} = 7(h)$$

- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có $R = 0.75 \text{ m}$
- Ta thấy $h > R$
- Áp lực ngang của BT (khi không đầm) $P_b = \gamma \times R = 2400 \times 0.75 = 1800 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của BT rơi tự do : $P_{\max} = (q + \gamma R) \times n$
- q : lực xung động do đổ bê tông gây ra: $V < 0.2 \text{ m}^3 \quad q = 400 \text{ (daN/m}^2\text{)}$
- n : hệ số vượt tải = 1.3

Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{\max} = (q + \gamma R) \times n = (400 + 2400 \times 0.75) \times 1.3 = 2860 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

- Mặt khác $H = 2.5 > 1 \rightarrow$ Sơ đồ tính toán ván khuôn là:



- Diện tích áp lực:

$$F = (H - R) \cdot P_{\max} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{\max})$$

$$\Rightarrow F = (2.5 - 0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (400 + 2860) = 6227.5 \text{ (daN/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$P_{qd} = \frac{F}{H} = \frac{6227.5}{2.5} = 2491 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

- Chọn tính toán cho ván khuôn thép 50x50 cm $\delta = 6mm$.

→ Tính toán ván khuôn theo bản kê 4 cạnh: $\alpha = 0.046$ (phụ thuộc tỉ số a/b)

$$M_{\max} = \alpha \cdot P_{qd} \cdot a = 0.046 \times 2491 \times 0.5 = 57.293 \text{ (kg.m)} = 5729.3 \text{ (Kg.cm)}$$

- Kiểm tra theo cường độ:

Dung thép than CT3 có $[\sigma] = 2100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5729.3}{3} = 1909.77 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$w = \frac{a \cdot \delta^2}{6} = \frac{50 \cdot 0.6^2}{6} = 3 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\text{- Kiểm tra theo độ võng: } f = \alpha x \frac{P_{qd} \cdot x a^4}{EJ} = 0.046 x \frac{2491 \times 10^{-4} \times 50^4}{2.1 \times 10^6 \times 0.9} = 0.0307 \text{ (cm).}$$

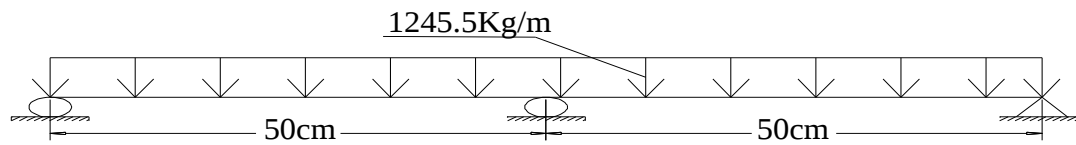
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn.

VIII.3.1.1. Tính toán sườn gia cường:

$$q = P_{qd} \cdot l_{tt} = 2491 \times 0.5 = 1245.5 \text{ (kg/m).}$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1245.5 \times 0.5^2}{10} = 31.14 \text{ (Kg.m)}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích thước: b x h = 5 x 60 mm

$$W = 2.083 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.208 \text{ (cm}^4\text{)}$$

* Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3114}{2.083} = 1494.72 \text{ (Kg / cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{Đạt}$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{1245.5 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.208} = 0.056 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

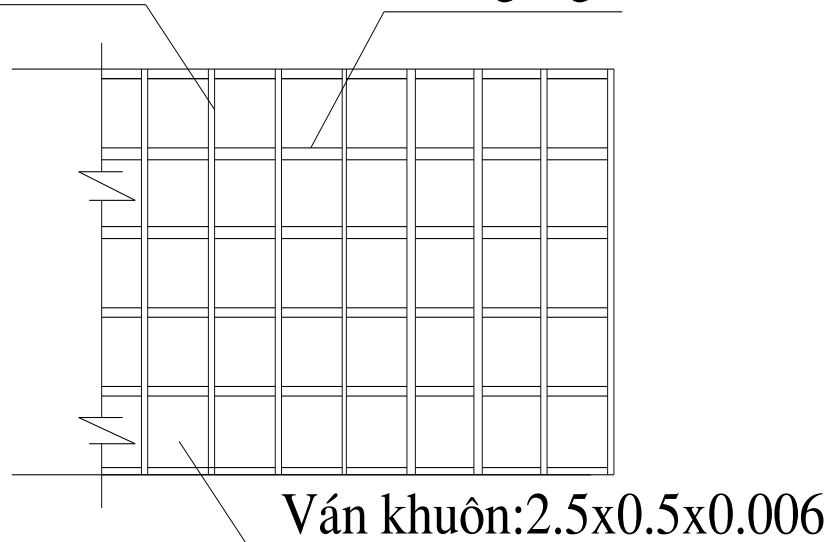
Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : Vậy chọn ván khuôn bằng thép $l = 2.5 \text{ (m)}$ có sườn tăng cường đứng và ngang là

$$b \times h = 5 \times 50 \text{ mm.}$$

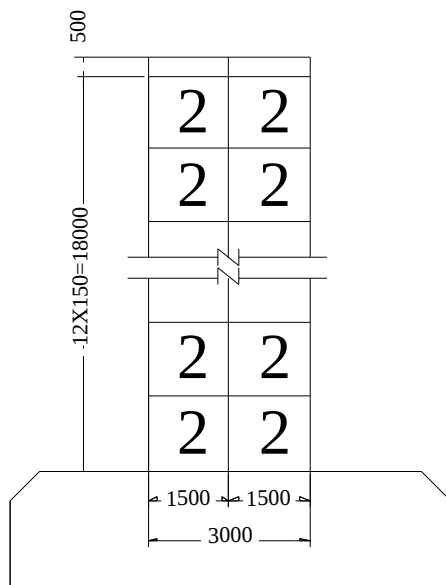
Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bộ móng).

vách đứng: 0.05×0.005 vách ngang: 0.05×0.005

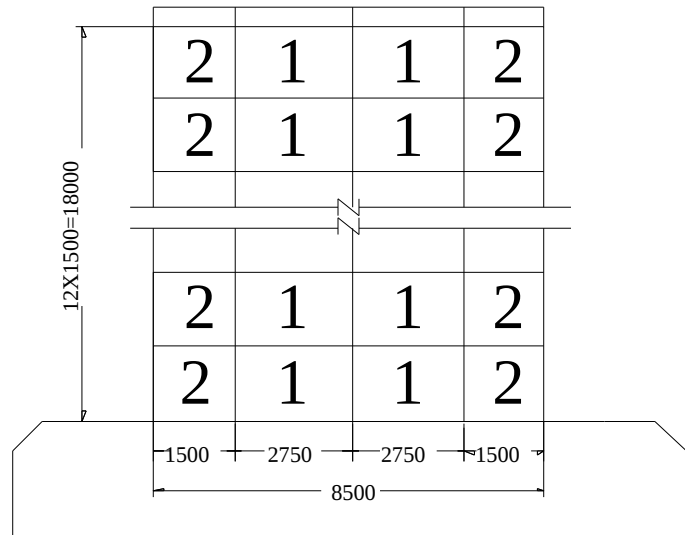
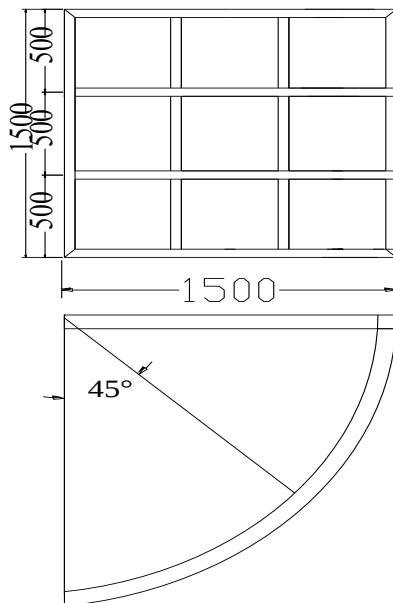


VIII.3. 1.2 Tính ván khuôn thân trụ.

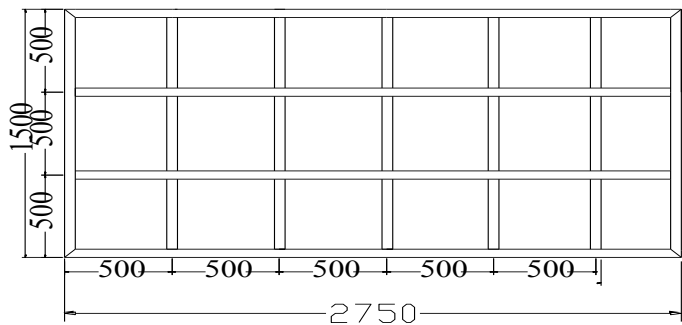
1. Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:



CHI TIẾT VÁN KHUÔN SỐ 2



CHI TIẾT VÁN KHUÔN SỐ 1



* Sơ đồ bố trí ván khuôn thân trụ:

- Giả sử trạm trộn làm được 40 m^3 trong 1 giờ ($t_{\text{đồng}} = 4$ giờ).
- Diện tích đổ BT : $F = 8.5 \times 3.0 + 3.0^2/4 \times 3.14 = 32.565 \text{ (m}^2\text{)}.$
- Thể tích BT cho 1 lớp dày 0.3m : $6.6 \text{ m}^3.$
- Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ $40 \text{ m}^3/\text{h}.$
- Thời gian đầm 1 lớp BT là 10' (phút).
- Thời gian đổ và đầm 1 lớp dày 30cm là : $T = \frac{6.6}{40} \times 60 + 10 = 20 \text{ (phút)}.$

- Sau 4h đổ được chiều dày là : $H = \frac{4 \times 60 \times 0.3}{20} = 3.6(m)$
- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có $R = 0.75 \text{ m}$
- Ta thấy $h > R$
- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của bê tông rơi tự do

$$P_{\max} = (q + \gamma R) \cdot n$$

- q: lực xung động do đổ bê tông gây ra: $V < 0.2 \text{ m}^3$ $q = 400 \text{ (daN/m}^2\text{)}$
- n: hệ số vượt tải = 1.3

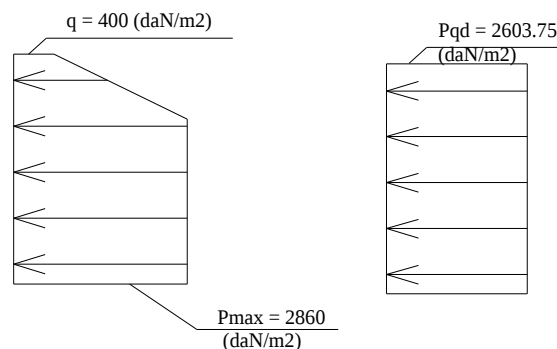
Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{\max} = (q + \gamma R) \cdot n = (400 + 2400 \cdot 0.75) \cdot 1.3 = 2860 \text{ (daN/m}^2\text{)}$$

- Mặt khác $H = 3.6 > 1 \rightarrow$

VIII.3.1.3. Kiểm tra khả năng chịu lực của thép:

- Sơ đồ tính toán ván khuôn là:



VIII.3.1.4. Kiểm tra cường độ thép :

- Áp lực của lớp BT tác dụng lên lớp ván khuôn là : $P_{\max} = 2860 \text{ (daN/m}^2\text{)}$.
- Biểu đồ áp lực :

$$\begin{aligned} + F &= (H - R) \cdot P_{\max} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{\max}) \\ &= (3.6 - 0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (2860 + 400) = 9373.5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}. \\ + P_{qd} &= \frac{F}{H} = \frac{9373.5}{3.6} = 2603.75 \text{ (Kg/m}^2\text{)}. \end{aligned}$$

- Thép tấm của ván khuôn dày 0.6cm được tính như bản có 4 cạnh ngàm cứng với mômen uốn lớn nhất giữa nhịp tính theo công thức:

$$M = \alpha \times P_{qd} \times a^2$$

Trong đó :

- + $\alpha = 0.046$: hệ số phụ thuộc tỷ số a/b của ván thép, tra bảng 2.1 sách Thi công cầu BTCT với a/b = 0.83.

- Momen uốn lớn nhất :

$$M = 0.046 \times 2603.75 \times 0.5^2 = 2994 \text{ (Kg.m)} = 2994 \text{ (Kg.cm)}$$

- Momen không uốn của tấm thép vôn khuôn :

$$W = \frac{50}{6} \times 0.6^2 = 3 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = \frac{2994}{3} = 998 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = 998 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} < R_u = 2100 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{2603.75 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.208} = 0.11 \text{ (cm)}.$

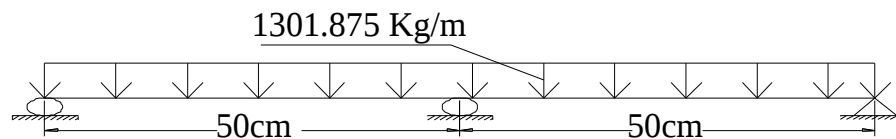
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

VIII.3.1.5 Tính toán sườn gia cường:

$$q = P_{qd} \times l_{tt} = 2603.75 \times 0.5 = 1301.875 \text{ (Kg/m)}.$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{1301.875 \times 6 \times 0.5^2}{10} = 32.55 \text{ (Kg.m)}.$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích thước: $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2.083 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.208 \text{ (cm}^4\text{)}$$

** Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3255}{2.083} = 1562.65 \text{ (Kg / cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{1301.875 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.208} = 0.0586 \text{ cm}$

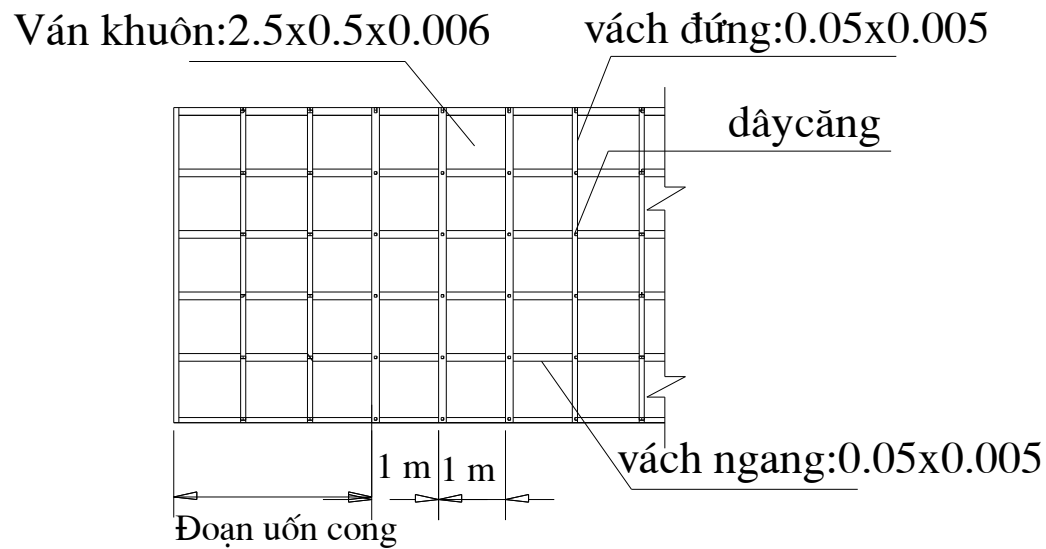
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l = 3.6 \text{ (m)}$ có sườn tăng cường đứng và ngang là

$$b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$$

Sơ đồ ván khuôn trụ



VIII.3.1.6: Tính thanh căng

Lực trong dây căng : $R = P_{\max} = 2860 \text{ Kg}$

Khoảng cách thanh căng: $c = 1 \text{ m}$

Dùng thanh căng là thép CT3 có $R = 2100 \text{ kg/cm}^2$.

→ Diện tích yêu cầu

$$F = \frac{S}{R} = \frac{2860}{2100} = 1.362 \text{ cm}^2$$

Dùng thanh căng $\Phi 14$ có $F = 1.54 \text{ cm}^2$

CHƯƠNG IV: THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

I. NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HẰNG

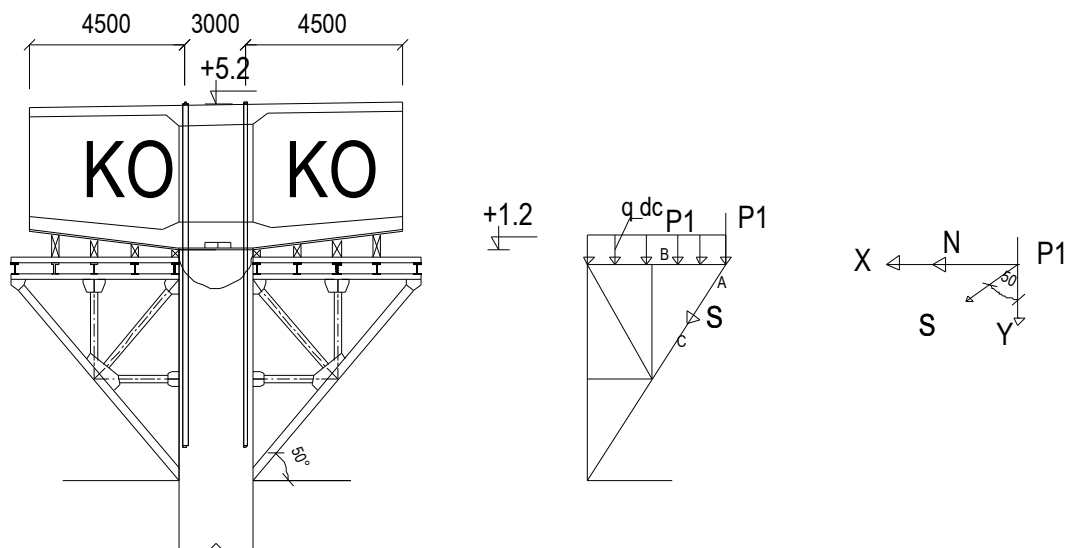
Thi công hằng là thi công kết cấu nhịp từng đốt đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm được đúc theo sơ đồ mút thừa đối xứng qua trụ, làm xong đốt nào căng cốt thép đốt đấy. Các đốt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép được tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh hưởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hằng có ưu điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diện có thể là hình hộp, chữ nhật...

II. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CÁN HẰNG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trong quá trình thi công đúc hằng cân bằng từ trụ ra 2 phía chúng ta phải đảm bảo ổn định cán hằng trong suốt quá trình thi công. Hiện nay ở Việt Nam chưa có 1 quy định cụ thể nào về việc tính ổn định cán hằng khi đúc dầm. Nhưng cho đến nay đã có 3 kiểu được áp dụng để tính cho các cầu đúc hằng tại Việt Nam (2 kiểu đã áp dụng cho cầu Phú Lương và cầu Sông Gianh, 1 kiểu theo quy trình ASSHTO 94 dùng cho cầu thi công phân đoạn áp dụng cho các cầu Đuống, Đập Cầu, và Bắc Giang). Trên cơ sở tham khảo các cách tính trên và tình hình thực tế cầu PL, kiến nghị tính toán ổn định cán hằng khi đúc dầm của cầu PL theo trường hợp có thể coi là bất lợi

II.1.2 Tính toán vai đỡ mở rộng đỉnh trụ



Tải trọng tác dụng:

-Trọng lượng bản thân khối KO : $DC = 2536,8 \text{ (KN)}$

=>Tải trọng rải đều do trọng lượng bản thân KO tác dụng lên 1 bên của hệ mở rộng trụ :

$$q_{DC} = \frac{DC}{10} = \frac{2536,8}{10} = 253,6(\text{KN/m})$$

Sử dụng 2 vì giàn đặt cách nhau 5m cho 1 bên mở rộng trụ

=> Tính tải rải đều cho 1 vì giàn :

$$q_{dc} = \frac{q_{DC}}{2} = \frac{253,6}{2} = 126,8(\text{KN/m})$$

-Trọng lượng ván khuôn và các thiết bị thi công : $CLL = 0,1.q_{dc} = 0,1.126,8=12,68 \text{ (KN/m)}$

-Tải trọng tác dụng lên 1 vì giàn :

$$q = q_{dc} + CLL = 126,8 + 12,68 = 139,48 \text{ (KN/m)}$$

+Tính vai đỡ:

tính lực P_1 :

$$P_1 = q \times \frac{5}{2} = 139,48 \times \frac{5}{2} = 348,7 \text{ (KN)}$$

tính lực trong các thanh của vai đỡ bằng phương pháp tách nút:

$$\sum Y = 0 \Rightarrow S \sin 50 + P_1 = 0 \Rightarrow S = -\frac{P_1}{\sin 50} = -\frac{348,7}{\sin 50} = -455,1 \text{ (KN) thanh chịu nén}$$

$$\sum X = 0 \Rightarrow N + S \cos 50 = 0 \Rightarrow N = -S \cos 50 = 455,1 \times \cos 50 = 292,5 \text{ (KN) thanh chịu kéo}$$

- Kiểm tra nén thanh ac:

$$\sigma = \frac{S}{\phi.F} \leq \sigma = 1700(\text{kg/cm}^2)$$

Chọn thép I-400 có :

$$\begin{cases} r_x = 15,9\text{cm} \\ r_y = 2,77\text{cm} \\ F = 86,1\text{cm}^2 \end{cases}$$

+ứng suất mặt trong :

$$l_0 = \frac{2,5}{\cos 60} = 5(\text{m}) = 4\text{m}$$

$$\Rightarrow \lambda_{max} = \frac{l_0}{r_x} = \frac{500}{15,9} = 31,44 = 25,1$$

Tra bảng ta có $\phi = 0,938$

$$\sigma = \frac{S}{\phi.F} = \frac{455,1 \times 10^3}{0,938 \times 86,1} = 563,5(\text{kg/cm}^2) < [\sigma] = 1700(\text{kg/cm}^2)$$

Vậy thanh chống là I-400.

-Kiểm tra kéo của thanh ab:

$$\sigma = \frac{N}{F} \leq \sigma = 1700(kg / cm^2)$$

Chọn thép I-300 có :

$$F = 61,2 (cm^2)$$

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{292,5 \times 100}{61,2} = 477,9(kg / cm^2) < [\sigma] = 1700(kg / cm^2)$$

Vậy thanh chịu kéo thỏa mãn điều kiện

Vậy chọn thanh chịu kéo là I-300

Các thanh khác kiểm tra tương tự

III. SƠ ĐỒ VÀ TẢI TRỌNG

Sơ đồ tính là sơ đồ cánh hằng đang thi công đúc cốt K12 đầu cánh hằng, phía cánh hằng bên kia thì chưa di chuyển xe đúc để chuẩn bị đúc cốt K12.

Đối với trường hợp này các tải trọng tác dụng gồm có:

Tĩnh tải xe đúc 400KN, xe đúc bên phải đặt tại khối 12, xe bên trái đặt tại khối 11

Trọng lượng bản thân cánh hằng, trong đó cánh bên phải tăng 2%, cánh bên trái giảm 2%

Một khối đúc đặt lệch (khối bên phải đổ trước)

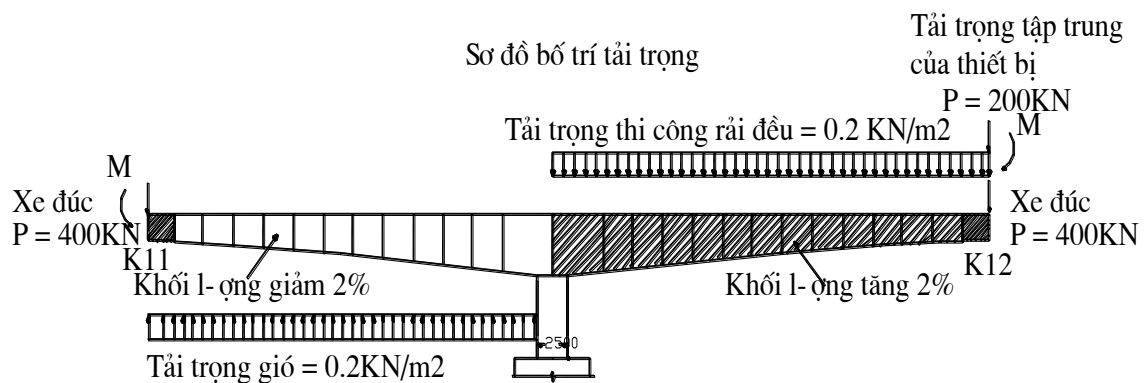
Lực tập trung do thiết bị 200KN đặt tại đầu mút cánh hằng phải.

Tải trọng thi công rải đều tác dụng lên cánh hằng bên phải 0.2KN/m², với cầu có bề rộng mặt cầu 12m thì tải trọng thi công rải đều là 2.KN/m dài cầu.

Gió ngược tác dụng lên cánh hằng bên trái $w = 0.6KN/m^2$, với cầu có bề rộng mặt cầu 12m thì tải trọng gió ngược là 7.2 KN/m dài cầu.

Mô hình hoá sơ đồ kết cấu trong chương trình MIDAT 7.01 và gán các tải trọng lên sơ đồ ta có kết quả sau:

$$\text{Mômen gây lật : } M_{\text{lật}} = 264558.5 - 221783.9 = 42774.6KNm$$



IV. TÍNH TOÁN THÉP NEO KHỐI ĐỈNH TRỤ

Mômen gây lật là $M_{lật} = 40790 \text{ KNm}$

Như vậy mômen chống lật sẽ phải là $M_{cl} > 40790 \text{ KNm}$

Dự kiến sử dụng thanh dự ứng lực $\phi 32$ ($f_{pu} = 1035 \text{ Mpa}$) để neo khối đỉnh trụ, bố trí 2 bên trụ đi từ dưới trụ lên và xuyên qua dầm lên tới mặt cầu, những thanh thép này có tác dụng giữ ổn định chống lật của cánh hẫng quanh điểm mép ngoài gối tạm.

Khả năng giữ ổn định của một thanh thép dự ứng lực là $M_{chống} = YP_{DUL}$

Trong đó:

- P_{DUL} : khả năng chịu kéo của một thanh thép dul $\phi 32$ (666 KN)
- y : Khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải
 $y = 4.0 \text{ m}$

Số thanh thép dự ứng lực một bên sẽ là :

$$n \geq \frac{M_l}{M_{CL}} = \frac{40790}{666 \times 4.0} = 15.32(\text{thanh}) \Rightarrow \text{Chọn mỗi bên 16 thanh.}$$

Chọn 32 thanh $\phi 32$ bố trí làm neo đỉnh trụ T_1

Bố trí mỗi bên 16 thanh $\phi 32$.

XIII. V. THIẾT KẾ CỐT THẤP

XIV. V.1. CHỌN CÁP

Cáp sử dụng là cáp cường độ cao của hãng VSL có các thông số như sau:

Các thông số của cáp cường độ cao sử dụng

Đường kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
Cường độ chịu kéo	1860 Mpa
Cường độ chảy	$f_{py} = 1670\text{Mpa}$
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000\text{Mpa}$
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lặc	$K = 6.6 \times 10^{-7}(\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4}(\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006\text{m/neo}$
ứng suất trong thép urst khi kích	$f_{pj} = 1451 \text{ MPa}$

Ống gen sử dụng là ống gen thép.

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

Tính toán cốt thép dự ứng lực

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

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

Trong đó:

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8 f_{pu} = 1488 \text{ Mpa}$

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$. Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với trường hợp chịu momen âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

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

Trong đó:

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

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

Trong đó:

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

A_b : Diện tích 1 bó thép tùy vào số tào trong bó: $F_b = m.A_{str}$

m : số tào trong 1 bó

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

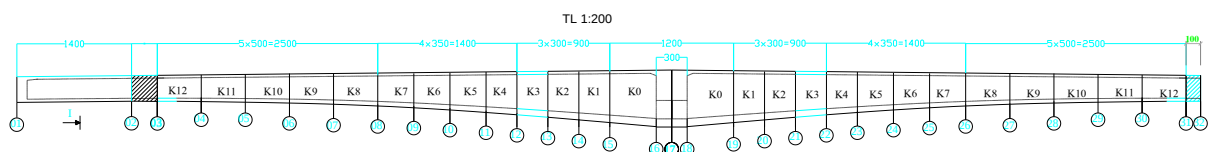
Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tào:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 (\text{cm}^2).$$

Bó cáp chịu mômen dương và cáp âm hợp long chọn loại bó 19 tào:

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

Tính toán cốt thép DƯL thể hiện đầy đủ trong phụ lục dưới đây là bảng cốt thép DƯL một số tiết diện tính toán:



TÍNH TOÁN CỐT THÉP DƯL

TT	Mmax	Mmin	Zcap am	Zcap duong	fe	Aps max	Aps min	CT tính toán (bó)		CT chọn (bó)	
	KNm	KNm	m	m	Mpa	m2	m2	max	min	max	min
1	0	0	1.78	2.052	1336	0.0000	0.0000	0.00	0.00		
2	64349.15	35491.18	1.782	2.052	1336	0.0235	0.0149	8.82	5.07	10	
3	65399.63	34467.23	1.782	2.052	1336	0.0239	0.0145	8.97	4.92	10	2
4	61200.5	26049.88	1.782	2.052	1336	0.0223	0.0109	8.39	3.72	10	2
5	53071.84	14405.03	1.8018	2.0538	1336	0.0193	0.0060	7.27	2.04	8	4
6	39508.73	-2311.39	1.8603	2.0943	1336	0.0141	-0.0009	5.31	-0.32	6	6
7	20466.51	-24222.6	1.9602	1.9602	1336	0.0078	-0.0092	2.94	-3.15	4	8
8	-4162.02	-51509	2.0979	2.2779	1336	-0.0014	-0.0184	-0.51	-6.25		10
9	-29886.3	-79952.8	2.2761	2.4201	1336	-0.0092	-0.0263	-3.47	-8.94		12
10	-57479.7	-112844	2.4651	2.5731	1336	-0.0167	-0.0343	-6.29	-11.65		14
11	-89327.1	-150625	2.6838	2.7468	1336	-0.0243	-0.0420	-9.15	-14.29		16
12	-124922	-193873	2.9322	2.9412	1336	-0.0318	-0.0495	-11.95	-16.83		18
13	-158756	-235621	3.2112	3.1752	1336	-0.0374	-0.0549	-14.07	-18.68		20
14	-195760	-281789	3.4749	3.3849	1336	-0.0433	-0.0607	-16.27	-20.65		22
15	-236075	-332574	4.572	4.302	1336	-0.0411	-0.0544	-15.44	-18.52		24
16	-299194	-413271	4.572	4.302	1336	-0.0521	-0.0677	-19.57	-23.01		26

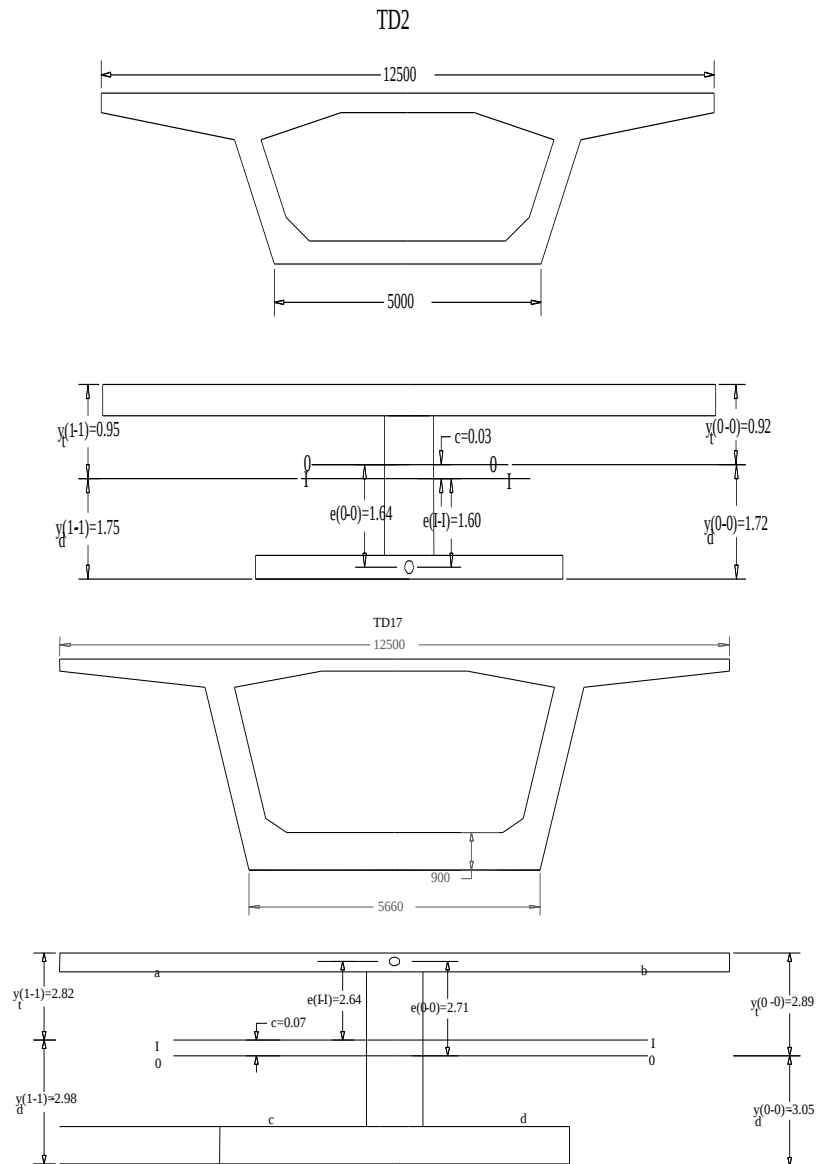
17T	-327482	-450197	4.572	4.302	1336	-0.0570	-0.0737	-21.42	-25.07		26
17P	-327482	-450197	4.572	4.302	1336	-0.0570	-0.0737	-21.42	-25.07		26
18	-318112	-434153	4.572	4.302	1336	-0.0553	-0.0711	-20.81	-24.18		26
19	-258581	-352750	4.572	4.302	1336	-0.0450	-0.0578	-16.91	-19.64		24
20	-220495	-301679	3.7602	3.6162	1336	-0.0456	-0.0601	-17.16	-20.43		22
21	-184899	-256208	3.4749	3.3849	1336	-0.0409	-0.0552	-15.37	-18.77		20
22	-152545	-215074	3.2112	3.1752	1336	-0.0360	-0.0501	-13.52	-17.05		18
23	-118789	-172407	2.9322	2.9412	1336	-0.0302	-0.0440	-11.36	-14.97		16
24	-88956.6	-135001	2.6838	2.7468	1336	-0.0242	-0.0377	-9.11	-12.81		14
25	-62615.2	-102861	2.4651	2.5731	1336	-0.0182	-0.0312	-6.85	-10.62		12
26	-37722.5	-75735.9	2.2761	2.4201	1336	-0.0117	-0.0249	-4.39	-8.47		10
27	-13637.9	-51086.4	2.0979	2.2779	1336	-0.0045	-0.0182	-1.68	-6.20		8
28	5416.924	-32387.9	1.9602	1.9602	1336	0.0021	-0.0124	0.78	-4.21	2	6
29	19104.3	-18881.7	1.8603	2.0943	1336	0.0068	-0.0076	2.57	-2.58	4	4
30	27526.17	-10437.2	1.8018	2.0538	1336	0.0100	-0.0043	3.77	-1.47	4	2
31	30750.35	-6960.31	1.782	2.052	1336	0.0112	-0.0029	4.22	-0.99	6	2
32	30750.35	-6960.31	1.782	2.052	1336	0.0112	-0.0029	4.22	-0.99	6	2
33	27526.17	-10437.2	1.8018	2.0538	1336	0.0100	-0.0043	3.77	-1.47	4	2
34	19104.3	-18881.7	1.8603	2.0943	1336	0.0068	-0.0076	2.57	-2.58	4	4
35	5416.924	-32387.9	1.9602	1.9602	1336	0.0021	-0.0124	0.78	-4.21	2	6
36	-13637.9	-51086.4	2.0979	2.2779	1336	-0.0045	-0.0182	-1.68	-6.20		8
37	-37722.5	-75735.9	2.2761	2.4201	1336	-0.0117	-0.0249	-4.39	-8.47		10
38	-62615.2	-102861	2.4651	2.5731	1336	-0.0182	-0.0312	-6.85	-10.62		12
39	-88956.6	-135001	2.6838	2.7468	1336	-0.0242	-0.0377	-9.11	-12.81		14
40	-118789	-172407	2.9322	2.9412	1336	-0.0302	-0.0440	-11.36	-14.97		16
41	-152545	-215074	3.2112	3.1752	1336	-0.0360	-0.0501	-13.52	-17.05		18
42	-184899	-256208	3.4749	3.3849	1336	-0.0409	-0.0552	-15.37	-18.77		20
43	-220495	-301679	3.7611	3.6171	1336	-0.0456	-0.0600	-17.15	-20.42		22
44	-258581	-352750	4.572	4.302	1336	-0.0450	-0.0578	-16.91	-19.64		24
45	-318112	-434153	4.572	4.302	1336	-0.0553	-0.0711	-20.81	-24.18		26
46T	-327482	-450197	4.572	4.302	1336	-0.0570	-0.0737	-21.42	-25.07		26
46P	-327482	-450197	4.572	4.302	1336	-0.0570	-0.0737	-21.42	-25.07		26
47	-299194	-413271	4.572	4.302	1336	-0.0521	-0.0677	-19.57	-23.01		26
48	-236075	-332574	4.572	4.302	1336	-0.0411	-0.0544	-15.44	-18.52		24
49	-195760	-281789	3.4749	3.3849	1336	-0.0433	-0.0607	-16.27	-20.65		22
50	-158756	-235621	3.2112	3.1752	1336	-0.0374	-0.0549	-14.07	-18.68		20
51	-124922	-193873	2.9322	2.9412	1336	-0.0318	-0.0495	-11.95	-16.83		18
52	-89327.1	-150625	2.6838	2.7468	1336	-0.0243	-0.0420	-9.15	-14.29		16
53	-57479.7	-112844	2.4651	2.5731	1336	-0.0167	-0.0343	-6.29	-11.65		14
54	-29886.3	-79952.8	2.2761	2.4201	1336	-0.0092	-0.0263	-3.47	-8.94		12
55	-4162.02	-51509	2.0979	2.2779	1336	-0.0014	-0.0184	-0.51	-6.25		10
56	20466.51	-24222.6	1.9602	1.9602	1336	0.0078	-0.0092	2.94	-3.15	4	8
57	39508.73	-2311.39	1.8603	2.0943	1336	0.0141	-0.0009	5.31	-0.32	6	6
58	53071.84	14405.03	1.8018	2.0538	1336	0.0193	0.0060	7.27	2.04	8	4
59	61200.5	26049.88	1.782	2.052	1336	0.0223	0.0109	8.39	3.72	10	2
60	65399.63	34467.23	1.782	2.052	1336	0.0239	0.0145	8.97	4.92	10	2

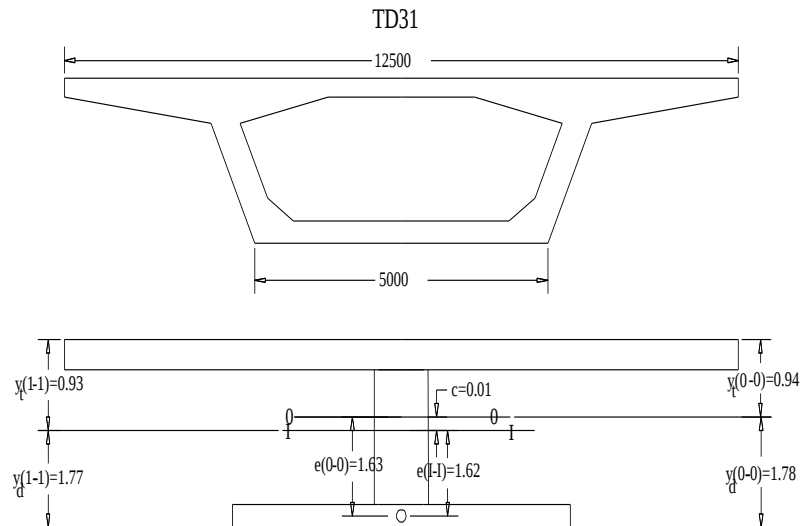
61	64349.15	35491.18	1.782	2.052	1336	0.0235	0.0149	8.82	5.07	10	
62	0	0	1.782	2.052	1336	0.0000	0.0000	0.00	0.00		

V.2. Tính đặc trưng hình học các giai đoạn

Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc trưng hình học của mặt cắt.

Mặt cắt ngang cầu





3. Đặc trưng tiết diện giảm yếu (đã trừ lỗ bố trí cáp dự ứng lực)

- Diện tích tiết diện đã trừ lỗ:

$$A_0 = A - F_t - F_d$$

- Momen tĩnh đối với mép đáy tiết diện :

$$S_0 = S_b - F_d \cdot a_d - F_t (h - a_t)$$

- Khoảng cách từ trục quán tính chính trung tâm của tiết diện đến đáy và đỉnh:

$$y_1^d = \frac{S_0}{A_0} \quad , \quad y_1^t = h - y_1^d$$

- Mômen quán tính chính trung tâm của tiết diện giảm yếu:

$$I_0 = I - F_d \cdot (y_1^d - a_d)^2 - F_t \cdot (y_1^t - a_t)^2$$

Trong đó:

A : Diện tích tiết diện nguyên chưa trừ lỗ luôn cáp dự ứng lực.

I : Mô men quán tính của tiết diện nguyên

S_b : Mômen tĩnh của tiết diện nguyên đối với mép đáy

F_d, F_t : Tổng diện tích tiết diện của lỗ để bố trí cốt thép chịu mômen dương và âm

a_d, a_t : Khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép chịu mômen dương và âm đến mép dưới và trên tiết diện

H_t : Chiều cao tiết diện

4. Đặc trưng hình học của tiết diện tính đổi:

- Diện tích tiết diện tính đổi:

$$A_{td} = A_0 + n_T (A_T + A'_T)$$

- Momen tĩnh của tiết diện tính đổi đối với trục 0-0:

$$S_{td} = n_T \cdot A_T \cdot y_1^d - a_T - A_T (y_1^t - a_T)$$

- Khoảng cách giữa trục chính của tiết diện trừ lỗ 0-0 và tiết diện có cáp âm quy đổi 1-1

$$c = \frac{S_2}{A_2}$$

- Khoảng cách từ trục chính 1-1 tới đáy và đỉnh của tiết diện (trục dịch chuyển lên phía trên)

$$y_2^d = y_1^d + c$$

$$y_2^t = y_1^t - c$$

- Mômen quán tính của tiết diện tính đổi:

$$I_{td} = I_0 + A_0 \cdot c^2 + n_T \cdot A_T (y_2^d - a_T)^2 + A_T (y_2^t - a_T)^2$$

Trong đó:

N_t : hệ số quy đổi thép ra bê tông, được tính bằng tỷ số mô đun đàn hồi thép và bê tông

$$n_T = \frac{E_T}{E_b} = \frac{197000}{35750} = 5.51$$

A_t, A'_t : diện tích cáp DUL chịu mômen dương và mômen âm tại tiết diện.

a_t, a'_t : khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép dương và âm đến mép dưới và trên tiết diện.

A_0, I_0 : diện tích và mômen quán tính của tiết diện giảm yếu

Đặc trưng hình học của tiết diện qua các giai đoạn được thể hiện đầy đủ trong dưới đây là bảng đặc trưng hình học một số tiết diện tính toán:

Bảng tính đặc trưng hình học các tiết diện

	Tiết diện		
	TD3	TD17	TD31
b_c	12.50	12.50	12.50
h_c	0.41	0.41	0.41
b	0.87	0.96	0.87
h_b	1.99	4.49	1.99
b_b	5.00	5.60	5.00
h_d	0.30	0.90	0.30
h	2.70	5.80	2.70
a_t	0.00	0.18	0.18
a_d	0.15	0.00	0.15
DA_t	0.00	0.20	0.02
DA_d	0.07	0.00	0.04
A_d	0.03	0.00	0.01

A_t	0.00	0.06	0.01
n	5.51	5.51	5.51
A_{td}	7.72	13.89	7.72
A_o	7.65	13.70	7.67
M_x	13.65	39.84	13.61
y_t	0.91	2.89	0.92
y_d	1.79	2.91	1.78
I_o	7.15	69.62	7.23
$y_{a-b}(0-0)$	0.51	2.48	0.52
$M_{a-b}(0-0)$	3.19	11.50	3.21
$y_{c-d}(0-0)$	1.49	2.01	1.48
$M_{c-d}(0-0)$	2.34	12.53	2.38
$e_t(0-0)$	0.00	2.71	0.75
$e_d(0-0)$	1.64	0.00	1.63
A_{qd}	7.79	14.05	7.76
M_o	-0.24	0.97	-0.07
c	-0.03	0.07	-0.01
$y_t(1-1)$	0.95	2.82	0.93
$y_d(1-1)$	1.75	2.98	1.77
I_{td}	7.53	72.17	7.41
$y_{a-b}(1-1)$	0.54	2.41	0.53
$M_{a-b}(1-1)$	3.32	12.67	3.29
$y_{c-d}(1-1)$	1.45	2.08	1.47
$M_{c-d}(1-1)$	2.41	13.94	2.48
$e_t(1-1)$	0.00	2.64	0.76
$e_d(1-1)$	1.60	0.00	1.62

V.3. Tính mất mát ứng suất trước

Các mất mát ứng suất trước trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo ứng suất trước trong một giai đoạn có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

ở đây:

- Δf_{PT} : Tổng mất mát (KN/m^2)
- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát (KN/m^2)
- Δf_{pA} : Mất mát do thiết bị neo (KN/m^2)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (KN/m^2)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (KN/m^2)

- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến của bê tông (KN/m²)
- Δf_{pR} : Mất mát do trùng đảo cốt thép (KN/m²)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

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

V.3.1. Mất mát do ma sát

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

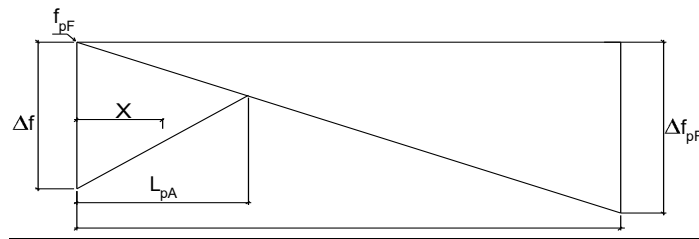
- f_{pj} : ứng suất trong thép ust khi kích $f_{pj} = 1488 \text{ Mpa} = 1488000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- x : chiều dài bó thép ust từ đầu kích đến điểm đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lặc $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ Là hệ số ma sát.
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường cáp thép ust từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết Diện	Bó thép	m	K (1/m)	f_{pj} (KN/m ²)	x (m)	a (rad)	Δf_{pf} (KN/m ²)
3	C2-01(2)	0.250	0.00066	1488000	12	0.174	72712.152
	C2-02(2)	0.250	0.00066	1488000	17	0.174	76443.584
	C2-03(2)	0.250	0.00066	1488000	22	0.174	80165.179
	C2-04(2)	0.250	0.00066	1488000	27	0.174	83876.961
Mất mát trung bình 1 bó							78299.469
17	C1-01(2)	0.250	0.00066	1488000	6	0.234	90097.448
	C1-02(2)	0.250	0.00066	1488000	9	0.234	92880.972
	C1-03(2)	0.250	0.00066	1488000	12	0.234	95640.575
	C1-04(2)	0.250	0.00066	1488000	15	0.234	98394.719
	C1-5(2)	0.250	0.00066	1488000	19	0.234	101601.002
	C1-6(2)	0.250	0.00066	1488000	22	0.234	104799.888
	C1-7(2)	0.250	0.00066	1488000	26	0.234	107991.393
	C1-8(2)	0.250	0.00066	1488000	29	0.234	111175.533
	C1-9(2)	0.250	0.00066	1488000	34	0.234	114805.556
	C1-10(2)	0.250	0.00066	1488000	39	0.234	118426.008
	C1-11(2)	0.250	0.00066	1488000	44	0.234	122036.915
	C1-12(2)	0.250	0.00066	1488000	49	0.234	125638.302
	C1-13(2)	0.250	0.00066	1488000	54	0.234	129230.193

							108670.654
31	C3-02(2)	0.250	0.00066	1488000	11	0.174	76443.584
	C3-03(2)	0.250	0.00066	1488000	16	0.174	82876.961
	C3-04(2)	0.250	0.00066	1488000	21	0.174	85116.742
	C4-01(2)	0.250	0.00066	1488000	6	0.174	68970.856
							79102.036

XIV.1.1

XIV.1.2 V.3.2. Mất mát do tụt neo:



Sơ đồ tính toán mất mát do biến dạng neo

Mất mát do thiết bị neo được tính theo công thức sau: $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust $E = 197000\text{Mpa} = 197000000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; $\Delta_L = 6\text{mm/neo}$

Tiết Diện	Bó thép	L (m)	ΔL (m)	E (KN/m ²)	Δf_{pA} (KN/m ²)
3	C2-01(2)	20.00	0.006	197000000	59100.00
	C2-02(2)	31.00	0.006	197000000	38129.320
	C2-03(2)	36.00	0.006	197000000	32833.333
	C2-04(2)	41.00	0.006	197000000	28829.268
	Mất mát trung bình 1 bó				39722.980
17	C1-01(2)	12.00	0.006	197000000	98500.000
	C1-02(2)	18.04	0.012	197000000	131042.129
	C1-03(2)	24.04	0.012	197000000	98336.106
	C1-04(2)	30.04	0.012	197000000	78695.073
	C1-5(2)	37.04	0.012	197000000	63822.894
	C1-6(2)	44.04	0.012	197000000	53678.474
	C1-7(2)	51.04	0.012	197000000	46316.614
	C1-8(2)	58.04	0.012	197000000	40730.531
	C1-9(2)	68.04	0.012	197000000	34744.268

	C1-10(2)	78.04	0.012	197000000	30292.157
	C1-11(2)	88.04	0.012	197000000	26851.431
	C1-12(2)	98.04	0.012	197000000	24112.607
	C1-13(2)	108.04	0.012	197000000	21880.784
					61178.437
31	C3-01(2)	11.0	0.006	197000000	107454.545
	C3-02(2)	16.0	0.006	197000000	73875.000
	C3-03(2)	21.0	0.006	197000000	56285.715
	C4-01(2)	6.00	0.006	197000000	197000.000
					108653.815

XIV.1.3 V.3.3. Mất mát do co ngấn đàn hồi

Mất mát do co ngấn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó trước, và được tính theo công thức:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F \cdot e^2}{I} + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số lượng các bó thép ứng suất trước giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất trước do lực ứng suất trước sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mômen max (KN/m²)
- F : lực nén trong bê tông do ứng suất trước gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A, I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (KN/m²)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (KN/m²)

Tiết Diện	Bó thép	F	A	I	e	M _{dc1}	f _{cgp}	E _p /E _{ci}	Δf _{pES}
		KN	m2	m4	m	KNm	KN/m2		(KN/m ²)
3	C2-01(2)	3463.32	7.795	7.534	1.604	24669	3626.085	5.510	8990.878
	C2-02(2)	3463.32	7.795	7.534	1.604	24669	3626.085	5.510	8990.878
	C2-03(2)	3463.32	7.795	7.534	1.604	24669	3626.085	5.510	8990.878
	C2-04(2)	3463.32	7.795	7.534	1.604	24669	3626.085	5.510	8990.878
		Mất mát trung bình một bó							8990.878
17	C1-01(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-02(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929

	C1-03(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-04(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-5(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-6(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-7(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-8(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-9(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-10(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-11(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-12(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
	C1-13(2)	3827.88	14.053	72.173	2.645	233096	7898.311	5.510	20922.929
									20922.929
31	C3-01(2)	3463.32	7.743	7.399	1.615	3196	-970.795	5.510	-2340.223
	C3-02(2)	3463.32	7.743	7.399	1.615	3196	-970.795	5.510	-2340.223
	C3-03(2)	3463.32	7.743	7.399	1.615	3196	-970.795	5.510	-2340.223
	C4-01(2)	3463.32	7.743	7.399	1.615	3196	-970.795	5.510	-2340.223
									-2340.223

XIV.1.4

XIV.1.5 V.3.4. Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất trước do co ngót có thể lấy bằng:

Đối với cầu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ MPa}$ (5.9.5.4.2-2)

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

XIV.1.6 V.3.5. Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

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

Trong đó:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F_i e^2}{I} + \frac{M_{DC} e}{I}$$

- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép ust do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính f_{cgp} (KN/m²)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC2} + M_{DW})}{I_{td}} e$$

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$)
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi

Tiết Diện	Bó thép	F	e	A _{qd}	I _{qd}	M _{DC1}	M _{DW} +M _{DC2}	f _{cgp}	Δf _{cdp}	Δf _{pCR}
		KN	m	m ²	m ⁴	KNm	KNm			(KN/m ²)
3	C2-01(2)	3463.320	1.604	7.795	7.534	24668.96	7892.30	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-02(2)	3463.320	1.604	7.795	7.534	24668.96	7892.30	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-03(2)	3463.320	1.604	7.795	7.534	24668.96	7892.30	3626.085	1680.861	31746.993
	C2-04(2)	3463.320	1.604	7.795	7.534	24668.96	7892.30	3626.085	1680.861	31746.993
		Mất mát trung bình 1 bó								31746.993
17	C1-01(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-02(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-03(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-04(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-5(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-6(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-7(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-8(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-9(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-10(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-11(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-12(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
	C1-13(2)	3827.880	2.645	14.053	72.173	233096.00	38335.00	7898.311	1404.767	84946.359
										84946.359
31	C3-01(2)	3463.320	1.617	7.757	7.407	3196.20	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	C3-02(2)	3463.320	1.615	7.743	7.399	3196.20	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	C3-03(2)	3463.320	1.615	7.743	7.399	3196.20	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
	C3-04(2)	3463.320	1.617	7.757	7.407	3196.20	8852.70	-970.900	1932.157	-1874.296
										-1874.296

XIV.1.7 V.3.6. Mất mát do trùng đảo cốt thép

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

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (\text{KN/m}^2). \quad (5.9.5.4c-2)$$

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ms dưới mức $0,6f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(KN/m²).
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (KN/m²).
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (KN/m²).
- $\Delta f_{pCR} = 25\text{MPa}$: Mất mát do từ biến (KN/m²).

Tiết Diện	Bó thép	Δf _{pf}	Δf _{pES}	Δf _{pSR}	Δf _{pCR}	Δf _{pR}
		(KN/m ²)	(KN/m ²)	KN/m ²	(KN/m ²)	(KN/m ²)
3	C2-01(2)	72712.152	8990.878	25000.000	31746.993	30372.181
	C2-02(2)	76443.584	8990.878	25000.000	31746.993	30036.352
	C2-03(2)	80165.179	8990.878	25000.000	31746.993	29701.409

	C2-04(2)	83876.961	8990.878	25000.000	31746.993	29367.349
		Mất mát trung bình 1 bó				29869.323
17	C1-01(2)	90097.448	20922.929	25000.000	84946.359	24183.697
	C1-02(2)	92880.972	20922.929	25000.000	84946.359	23933.180
	C1-03(2)	95640.575	20922.929	25000.000	84946.359	23684.815
	C1-04(2)	98394.719	20922.929	25000.000	84946.359	23436.942
	C1-5(2)	101601.002	20922.929	25000.000	84946.359	23148.377
	C1-6(2)	104799.888	20922.929	25000.000	84946.359	22860.477
	C1-7(2)	107991.393	20922.929	25000.000	84946.359	22573.242
	C1-8(2)	111175.533	20922.929	25000.000	84946.359	22286.669
	C1-9(2)	114805.556	20922.929	25000.000	84946.359	21959.967
	C1-10(2)	118426.008	20922.929	25000.000	84946.359	21634.126
	C1-11(2)	122036.915	20922.929	25000.000	84946.359	21309.145
	C1-12(2)	125638.302	20922.929	25000.000	84946.359	20985.020
	C1-13(2)	129230.193	20922.929	25000.000	84946.359	20661.750
						22512.108
31	C3-01(2)	76443.584	-2340.476	25000.000	-1874.296	33413.392
	C3-02(2)	83876.961	-2340.476	25000.000	-1874.296	32744.388
	C3-03(2)	87116.742	-2340.476	25000.000	-1874.296	32452.808
	C3-04(2)	68970.856	-2340.476	25000.000	-1874.296	34085.938
						33174.132

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

Tổng hợp mất mát ứng suất

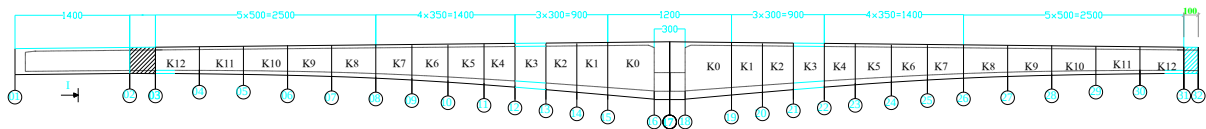
Tiết Diện	Δf_{pf}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	Δf_{pt}
	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²	KN/m ²
3	78299.47	39722.980	8990.88	25000.00	31746.99	29869.32	211993.69
17	108670.65	61178.437	20922.93	25000.00	84946.36	22512.11	320362.04
31	79102.04	108653.815	-2340.48	25000.00	-1874.30	33174.13	228438.59

V.4. Kiểm toán tiết diện

XV. *ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải được kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc trưng là các tiết diện (2, 17, 31).

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



V.4.1. Kiểm toán theo TTGHSD

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]

Đối với kết cấu bê tông cốt thép ust trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Khi căng kéo cốt thép

Giai đoạn 2: Khi khai thác

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

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.8f'_c = 40 \text{ (MPa)} = 40000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40 = -24 \text{ (MPa)} = -24000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.225 \text{ (MPa)} = 1255 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất trước hoàn toàn [5.9.4.2]

- Ứng suất nén đối với cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất trước có hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra:

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

- Ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355 \text{ MPa} = 3535.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

V.4.1.1. Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen Max (M+)

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a. Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.225 \text{ Mpa} = 1225(\text{KN/m}^2)$$

b. Thớ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40$$
$$= -24\text{MPa} = -24000(\text{KN/m}^2)$$

2. Giai đoạn sử dụng:

a.a. Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)} + F_b^{(2)}}{A_0} + \frac{-F_t^{(2)} e_t + F_b^{(2)} e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_t^{(2)} \geq -0.45f'_c$$
$$= -22.5\text{MPa} = -22500(\text{KN/m}^2)$$

b.b. Thớ dưới

$$f_{bc} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c}$$
$$= 3.5\text{MPa} = 3500(\text{KN/m}^2)$$

V.4.1.2. Kiểm tra đối với các tiết diện chịu mômen Min (tiết diện gối):

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a. Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40 =$$
$$-24 \text{ MPa} = -2400(\text{KN/m}^2)$$

b. Thớ dưới

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}}$$
$$= 1.225 \text{ MPa} = 1225(\text{KN/m}^2)$$

2. Giai đoạn sử dụng:

c.a. Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} - \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_{td}} y_t^{(2)} \leq 0.5\sqrt{f'_c}$$
$$= 3.5\text{MPa} = 3500(\text{KN/m}^2)$$

d.b. Thớ dưới:

$$f_{bc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} + \frac{F_t^{(2)}e_t}{I_0}y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0}y_b^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{It_d}y_b^{(2)} \leq -22.5\text{MPa} = -2250(\text{KN/m}^2)$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép UST phía dưới sau mất mát gây ra cho dầm (KN).
- F_t = Lực nén do các bó thép UST phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN).
- M = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen dương hay âm)
- A_{td} = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép UST phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép UST phía dưới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ dưới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f_c = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày.

Kết quả kiểm toán như sau:

Kết quả kiểm toán ứng suất trước khi căng kéo

Tiết Diện	$F_t(1)$ N	$F_d(1)$ N	A_0 mm ²	I_0 mm ⁴	$e(t)$ mm	$e(b)$ mm	M_{bt} Nmm	$Y_b(1)$ mm	$Y_t(1)$ mm	$f(tg)$ KN/m ²	$f(bg)$ KN/m ²	Duyệt
3	0	4E+09	7648104	7E+12	0	1635	2E+10	1785.23	915	284.17	-1967.38	Đạt
17	4E+09	0	13696286	7E+13	2714	0	2E+10	2909.15	2891	-1493.0	317.06	Đạt
32	4E+09	4E+09	7666078	7E+12	747	1626	2E+10	1775.83	924	-634.46	-1716.75	Đạt

Kết quả kiểm toán bê tông giai đoạn sử dụng

TD	$F_t(2)$ N	$F_d(2)$ N	A mm ²	I_c mm ⁴	$e(t)$ mm	$e(d)$ mm	$M_{TT2} + M_{ht}$ Nmm	$Y_d(2)$ mm	$Y_t(2)$ mm	$f(tc)$ KN/m ²	$f(bc)$ KN/m ²	Duyệt
3	0	3.1E+09	7648104	7.5E+12	0	1604	5.3E+10	1754.48	945.5	-348.5	1612.1	Đạt
17	3.4E+09	0	13696286	7.2E+13	2645	0	2.4E+11	2977.97	2822	1512.3	254.23	Đạt
32	3.1E+09	3.1E+09	7666078	7.4E+12	756	1617	2.6E+10	1766.66	933.3	-467.0	-1467	Đạt

V.4.2. Kiểm toán theo TTGHCD

V.4.2.1. Sức kháng uốn.

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

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

- φ : Hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép ust $\varphi = 1.0$

- M_n : Sức kháng uốn danh định của tiết diện có thép DƯL dính bám, tùy thuộc vào trục trung hòa đi qua sườn (tiết diện chữ T) hoặc cánh của tiết diện (tiết diện chữ nhật) (bỏ qua sự tham gia chịu lực của cốt thép thường):

+ Tiết diện chữ T, sức kháng uốn tính theo công thức sau:

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

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất trước (mm^2)
- a : chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm) - chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

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

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

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

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

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

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

$$d_p = h - a_T (a'_T)$$

Trong đó:

h : Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150\text{mm}$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

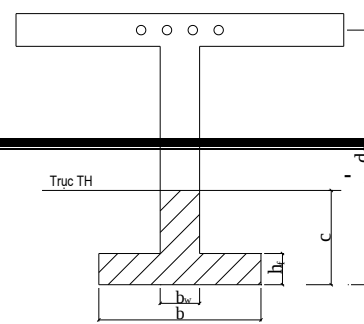
$a'_T = 180\text{mm}$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu nén đến mép chịu nén.

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

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

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 \beta_1 f'_c b_w \frac{h_f}{2}}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

Trường hợp TTH đi qua cánh ($c < h$), khi đó



tính toán như tiết diện chữ nhật với bề rộng là b.

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

- f'_c : Cường độ chịu nén qui định của BT ở tuổi

28 ngày, $f'_c = 50 \text{ Mpa} = 50000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén

- b: Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết Diện	A_{ps} (mm ²)	d_p (mm)	b_w (mm)	b (mm)	h_f (mm)	c (mm)	f_{ps} (N/mm ²)	a (mm)	M_n (Nm)	M_u (Nm)	$M_n > M_u$
3	26600	2550	870	11000	300	159.348	1827.46	110.397	1.13E+11	6.43E+10	Đạt
17	76440	5620	970	5660	900	398.881	1823.04	276.345	7.25E+11	3.27E+11	Đạt
31	15960	2550	870	11000	300	102.804	1839.00	71.223	6.36E+10	3.08E+10	Đạt

V.4.2.2. Kiểm tra hàm lượng thép DƯL:

a. Kiểm tra hàm lượng thép tối đa theo công thức :

- Hàm lượng thép DƯL và không DƯL tối đa phải được giới hạn sao cho: $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

Với: c: khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà(mm)

d_e : khoảng cách có hiệu tương ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

- Có thể bỏ qua tính toán đối với cốt thép thường. Khi đó: $d_e = d_p$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

- Bất kì một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép ứng suất trước chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r . Lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

+ 1.33 lần mômen uốn tính toán theo tổ hợp tải trọng TTGHCD1

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u$$

+ 1.2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn f_r của bê tông theo quy định.

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

Trong đó: $M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d)$ (Handbook-C10)

M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)

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

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{50} = 4.454\text{Mpa} = 4454 \text{ KN/m}^2$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

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

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

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m^2, m^4)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất trước (m^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(m)
- ϕ : hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$
- Kết quả kiểm toán được đưa ra ở bảng sau:

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

Tiết Diện	A (mm^2)	I (mm^4)	y_d (mm)	y_t (mm)	f_r (MPa)	f_d (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	M_{cr} (Nm)	$1.2M_{cr}$ (Nm)	$1.33M_u$ (Nm)
3	7.79E+06	7.53E+12	1750	950	4.455	5.73	-24.35	-2.03E+11	-2.44E+11	8.56E+10
17	1.41E+07	7.22E+13	2980	2820	4.455	9.62	-25.13	-7.76E+11	-9.31E+11	4.36E+11
31	7.76E+06	7.41E+12	1770	930	4.455	5.89	-15.12	-1.32E+11	-1.58E+11	4.09E+10

Tiết diện	min(1.2Mcr,1.33Mu)	Mr	Mr>min	c/de	c	$\frac{c}{de} < 0.42$
		(KNm)			(m)	
3	8.56E+10	1.13E+11	Đạt	0.06	159.348	Đạt
17	4.36E+11	7.25E+11	Đạt	0.07	398.881	Đạt
31	4.09E+10	6.36E+10	Đạt	0.04	102.804	Đạt

V.4.2.3. Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (2, 17, 31)

Kiểm toán theo công thức: $V_u \leq \phi V_n$

Trong đó: V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH cường độ 1

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

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

$$V_n = \min \left\{ V_c + V_s + V_p \right. \\ \left. 0.25f_c b_v d_v + V_p \right.$$

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

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

Trong đó:

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

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

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

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

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

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

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

$$A_v(\min) = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất trước có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p , có công thức tính toán :
$$V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \sin \gamma_i$$

Trong đó: A_{str} : diện tích thép ứng suất trước trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

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

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

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

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

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

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

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.
- d_e : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)
- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy bằng chiều dày bản bụng tiết diện qui đổi.

Kết quả tính toán như sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (mm)	$0.72h$ (mm)	$d_e - 0.5a$ (mm)	d_v (mm)	b_v (mm)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)
3	2295	1944	2494.80	2495	1000	31185021
17	5058	4176	5481.83	5482	1000	68522845
31	2295	1944	2514.39	2514	1000	31429858

❖ Xác định θ và β .

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

- Xác định tỷ số: v/f'_c

V : ứng suất cắt trong bê tông, được tính theo công thức: $v = \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$

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

Do $V_{\max}$

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
3	79220	1000	2495	0.7	0.05	0.001
17	11899730	1000	5482	0.7	3.10	0.062
31	1142820	1000	2514	0.7	0.65	0.013

Do $V_{\min}$

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
-----------	---------------	---------------	---------------	--------	--------------	------------------

3	1434580	1000	2495	0.7	0.82	0.016
17	10753620	1000	5482	0.7	2.80	0.056
31	489940	1000	2514	0.7	0.28	0.006

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

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002$$

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

Trong đó:

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

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

- f_{pe} : ứng suất có hiệu trong thép ust sau mất mát.
- f_{pc} : ứng suất trong BT tại trọng tâm các bó cáp do lực ÚT sau tất cả mất mát: $f_{pc} = \frac{F}{A}$

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = \frac{1}{n} (f_{pj} - \Delta f_{pT})$$

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết trước góc $\theta = 25^\circ = 25 \cdot 3.14/180 = 0.436$ (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ngược lại θ và β , nếu 2 giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận được, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➤ Xác định f_{po}

Do Q _{max}							
Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f _{pc} (KN/m ²)	f _{pe} (KN/m ²)	E _p (KN/m ²)	E _c (KN/m ²)	f _{po} (KN/m ²)
3	1133813.72	7.65E+06	0.15	1245613.72	197000	35750	1245614.54
17	1028941.56	1.38E+07	0.07	1140741.56	197000	35750	1140741.97
31	1117973.44	7.68E+06	0.15	1229773.44	197000	35750	1229774.24
Do Q _{min}							
Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f _{pc} (KN/m ²)	f _{pe} (KN/m ²)	E _p (KN/m ²)	E _c (KN/m ²)	f _{po} (KN/m ²)
3	1221537.49	7.65E+06	0.16	1325622.62	197000	35750	1325623.50
17	1162220.70	1.38E+07	0.08	1263096.43	197000	35750	1263096.90
31	1174981.83	7.68E+06	0.15	1278861.24	197000	35750	1278862.09

Xác định ε_x

Do Q _{max}							
Tiết diện	M _u (kNm)	d _v (mm)	V _u (kN)	θ rad	A _{ps} (mm ²)	f _{po} (kN/m ²)	ε_x
3	6.43E+10	2494.80	7.92E+04	0.436	26600	1245614.54	-0.12
17	-3.27E+11	5481.83	1.19E+07	0.436	76440	1140741.97	-0.17
31	-3.08E+10	2514.39	1.14E+06	0.436	15960	1229774.24	-0.07
Do Q _{min}							
Tiết diện	M _u (kNm)	d _v (mm)	V _u (kN)	θ (rad)	A _{ps} (mm ²)	f _{po} (kN/m ²)	ε_x
3	6.43E+10	2494.80	1434580.00	0.436	26600	1325623.505	-0.02
17	-3.27E+11	5481.83	10753620.00	0.436	76440	1263096.896	-0.04
31	-3.08E+10	2514.39	489940.00	0.436	15960	1278862.087	-0.01

Xác định β và θ :

Do Q _{max}			
ε_x	v/f_c	β	θ
-0.0028	0.0009	7	25
-0.0056	0.0620	6.6	24.3
-0.0030	0.0130	7	25
Do Q _{min}			
ε_x	v/f_c	β	θ

-0.0035	0.016	7	25
-0.0065	0.056	6.8	24.5
-0.0038	0.006	7	24.8

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 25$ có 2 lớp trên một sườn có diện tích $A_v = 503 \text{ mm}^2$, cự ly giữa các thanh thép ngang là $s = 200 \text{ mm}$.

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s .

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

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

Kết quả tính toán như sau:

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	A_v mm^2	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s KN	V_c KN
3	628.4	1674	2495	1000	1.57	0.436	200	2.82E+07	1.01E+06
17	628.4	1674	5482	1000	1.57	0.436	200	6.19E+07	2.23E+06
31	628.4	1674	2514	1000	1.57	0.436	200	2.84E+07	1.02E+06

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	A_v mm^2	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	α rad	θ rad	s mm	V_s KN	V_c KN
3	628.4	1674	2494.8	1000	1.57	0.436	200	2.82E+07	1.01E+06
17	628.4	1674	5481.8	1000	1.57	0.436	200	6.19E+07	2.23E+06
31	628.4	1674	2514.4	1000	1.57	0.436	200	2.84E+07	1.02E+06

V.4.2.4. Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

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

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f_c b_v d_v$ (KN)	V_n (KN)	ϕV_n (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
3	1.01E+06	2.82E+07	2.92E+07	3.12E+07	2.92E+07	2.63E+07	7.92E+04	Đạt
17	2.23E+06	6.19E+07	6.41E+07	6.85E+07	6.41E+07	5.77E+07	1.19E+07	Đạt
31	1.02E+06	2.84E+07	2.94E+07	3.14E+07	2.94E+07	2.65E+07	1.14E+06	Đạt

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
3	1.01E+06	2.82E+07	2.92E+07	3.12E+07	2.92E+07	2.63E+07	1.43E+06	Đạt
17	2.23E+06	6.19E+07	6.41E+07	6.85E+07	6.41E+07	5.77E+07	1.08E+07	Đạt
31	1.02E+06	2.84E+07	2.94E+07	3.14E+07	2.94E+07	2.65E+07	4.90E+05	Đạt

XVI. CHƯƠNG V:

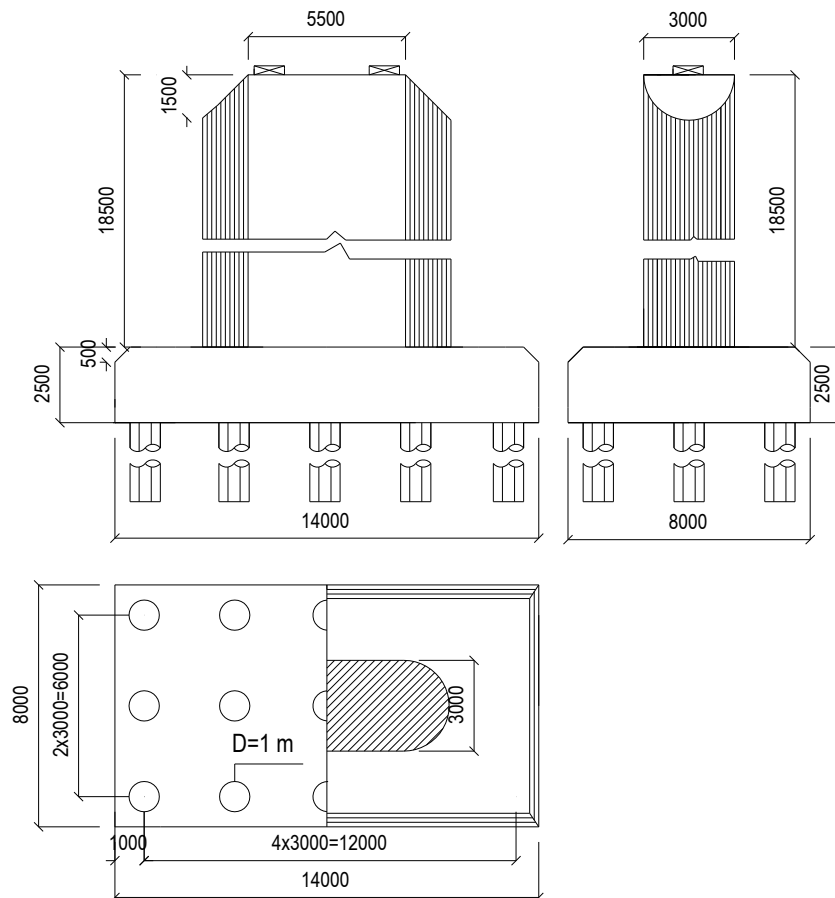
TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

Tên trụ tính toán: T_1

Loại trụ thân đặc bê tông cốt thép không dự ứng lực, trên nền móng cọc khoan nhồi.

Quy trình tính toán: theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

I. Kích thước hình học của trụ.



II. Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.

*Tải trọng

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trụ cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu phần trên	DC1
Tải trọng lớp phủ mặt cầu	DW
Tải trọng lan can	DB
Tải trọng bản thân trụ	DC
Tải trọng hoạt tải xe thiết kế	LL

Tải trọng bộ hành	PL
Lực xung kích	M
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực nước	WA

***Tổ hợp tải trọng**

Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

TTGH	Hệ số tải trọng γ_i						
	γ_{DC}	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
Cường độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

III. Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ.

Tính toán tải trọng tác dụng lên 2 mặt cắt: đỉnh và đáy bệ móng.

III.1. Tĩnh tải tác dụng lên trụ

Tĩnh tải tác dụng lên trụ có thể chia thành các tải trọng như sau:

▪ a) *Tĩnh tải phần 1:*

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

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

$$N_{DC1} = 26084.1 \text{ (KN)}.$$

▪ b) *Tĩnh tải phần 2:*

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

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

$$N_{DW} = 2708.9 \text{ (KN)}.$$

$$N_{DB} = 1048.7 \text{ (KN)}.$$

c) *Tĩnh tải bản thân trụ DC:*

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

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

Trong đó:

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

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

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m ³)	Trọng lượng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bệ móng	Tại đáy Bệ móng
1	Bệ trụ	280	6720	0	6720
2	Thân trụ	385.85	9260.4	9260.4	9260.4
3	Đá kê gối cầu	0.40	9.6	9.6	9.6
<i>Tổng cộng DC</i>		666.25	15990	9270	15990

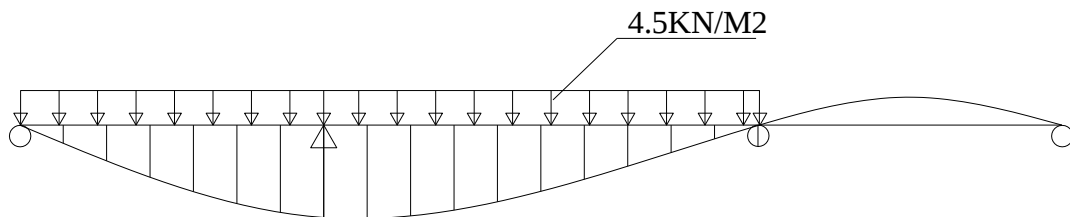
III.2. Hoạt tải tác dụng lên trụ

a) Theo phương dọc cầu. Gồm :

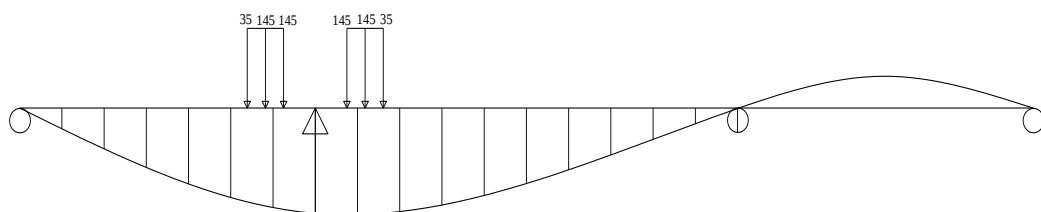
- Tải trọng người: $q_{ng} = 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối ta đang xét.

* Đường ảnh hưởng phản lực do tải trọng người:

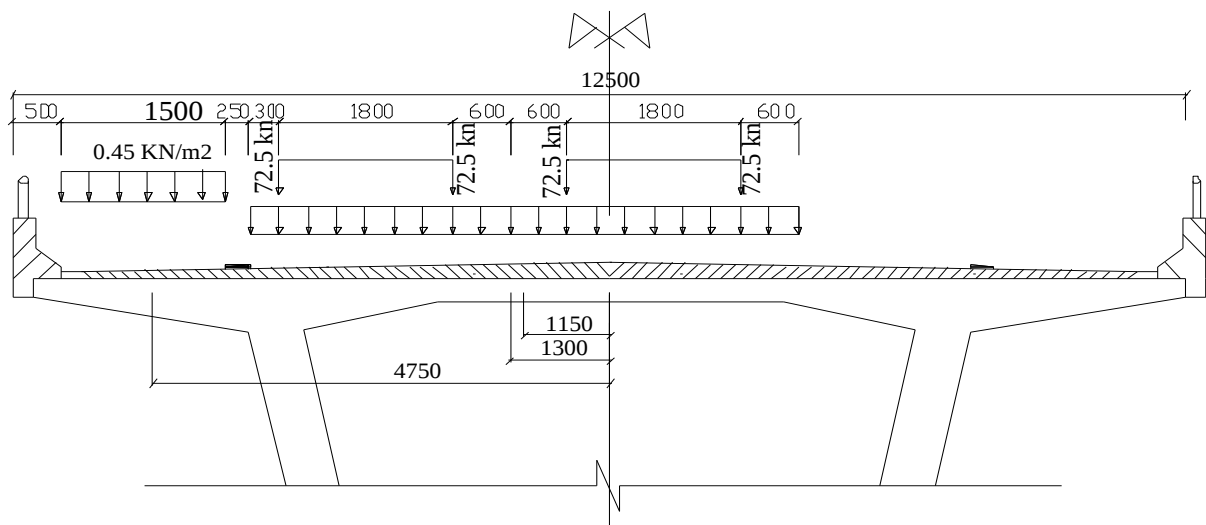


* Đường ảnh hưởng phản lực do tải trọng 2 xe 3 trục:



- + Số làn thiết kế..... $n = 2$
- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ :..... $N_{LL} = 2828 \text{ (KN)}$.
- + Giá trị tải trọng người :..... $N_{lan} = 650.2 \text{ (KN)}$.
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải :..... $N = 3478.2 \text{ (KN)}$.

b) Theo phương ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là: 1.30 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu 1.15 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.3 + 3.1 \times 5.7 \times 1.15}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.29 \text{ m.}$$

Trọng tâm tải trọng người cách tim cầu là : 4.75 m

III.3. Tải trọng hãm xe:

- Được lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)

- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh hưởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.

- Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu.

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

$$BR = 0.25 \times \sum P_i$$

Trong đó :

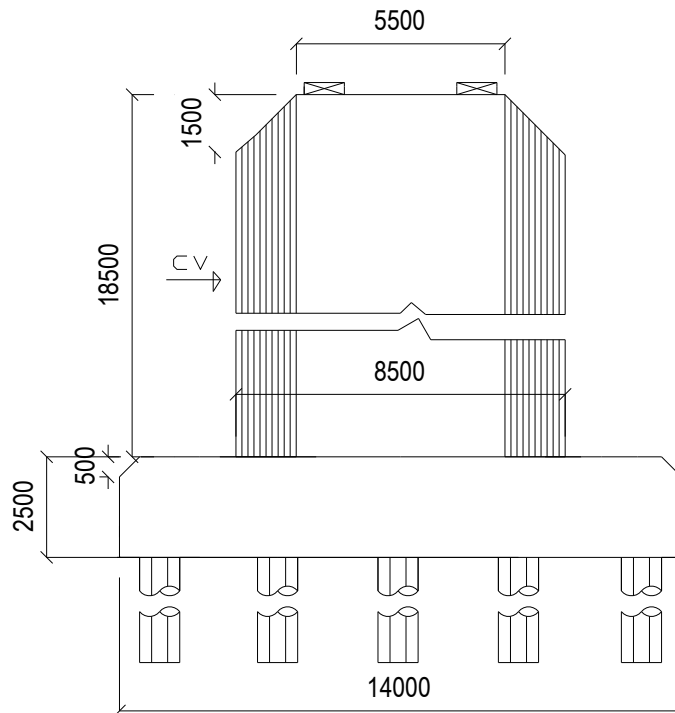
- BR :lực hãm xe.
- P_i : tải trọng trục của xe 3 trục.

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

- Chiều cao mặt đ- ờng so với chân trụ và đáy móng : 18.5 m và 21.0 m.
 - Kết quả tính toán nh- sau:
 - Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times (35 + 145 + 145) \times 100\% = 146.25 (KN)$
 - Lực ngang gây ra do hãm xe : $H_d = 0.25 \times (35 + 145 + 145) \times 100\% = 146.25 KN$
 - Mô men do hãm xe gây ra tại chân trụ : $M_d1 = 146.25 \times (18.5 + 1.8) = 2968.88 KN$
 - Mô men do hãm xe gây ra tại đáy móng : $M_d2 = 146.25 \times (21.0 + 1.8) = 3334.5 KN$
- Kết quả tính toán như sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	18.5	21.0
H_d	146.25	146.25
M_x	2968.88	3334.5

III.4. Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

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

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế được coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phần dưới ở mức nước cao trung bình hằng năm. Giá trị của lực này theo

phương thẳng góc với trụ lấy 100% P_s , với phương ngang trụ lấy 50% P_s . Trong đó , P_s tính bằng công thức :

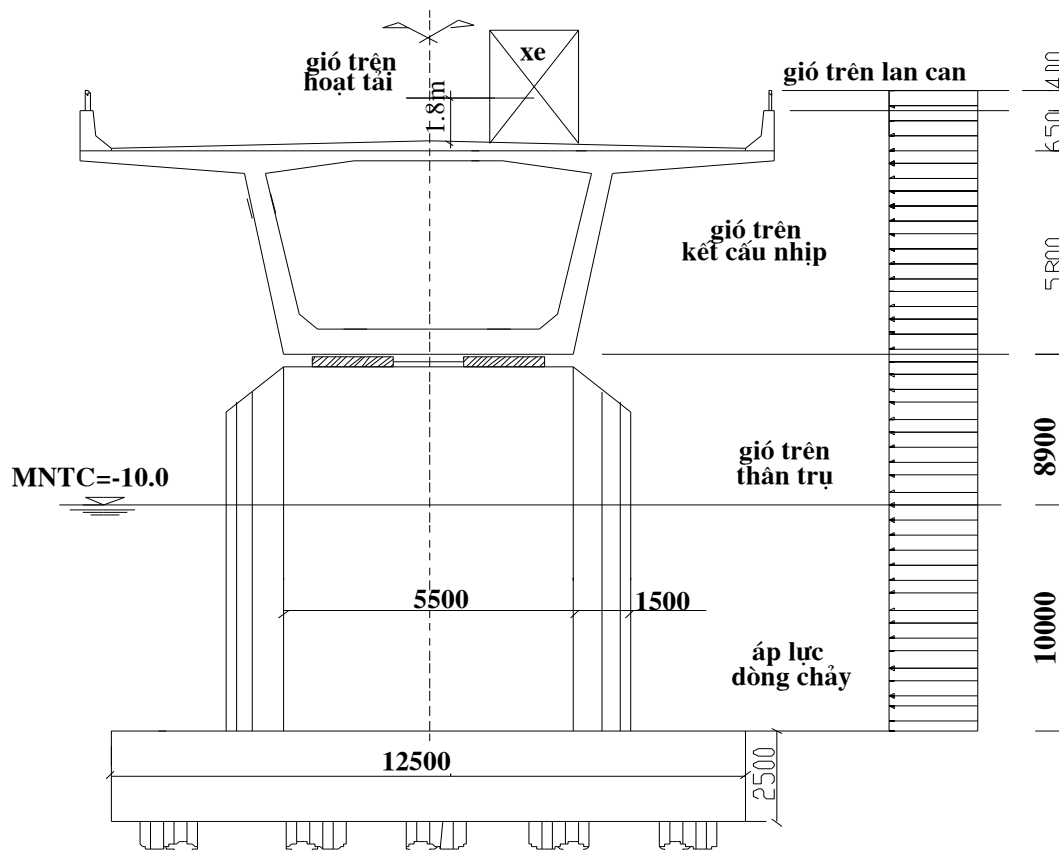
$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

trong đó :

- P_s : là lực va tĩnh tương đương (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)
- Lực va tàu theo ph- ơng dọc cầu thẳng góc với trụ : $H_y = P_s = 8106\text{KN}$
- Lực va tàu theo ph- ơng ngang cầu : $H_x = 0.5 \times P_s = 4053 \text{ KN}$.
- Mô men do va thẳng tại tiết diện chân trụ : $M_y = 10 \times 8106 = 81060\text{KN}$
- Mô men do va ngang tại tiết diện chân trụ: $M_x = 10 \times 4053 = 40530\text{KN}$
- Mô men do va thẳng tại tiết diện đáy móng : $M_y = 12.5 \times 8106 = 101325\text{KN}$
- Mô men do va ngang tại tiết diện đáy móng : $M_x = 12.5 \times 4053 = 50662.5\text{KN}$

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
$h(\text{m})$	10	12.5
H_y	8106	8106
H_x	4053	4053
M_y	81060	101325
M_x	40530	50662.5

III.5. Tải trọng gió (WL,WS)



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải được xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S$$

Trong đó:

V_B : Vùng tính gió theo TCVN 2737 – 1995 là vùng II $\rightarrow$ tốc độ gió lấy $V_B = 45$ m/s

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

Tra $S = 1.09$ với khu vực mặt thoáng nước, độ cao mặt cầu so với mặt nước là 10 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.09 \times 45 = 49.05 \text{ m/s}$$

➤ Tải trọng gió theo phương ngang cầu:

Tải trọng gió được đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức:

$$P = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d / 1.8 A_t \text{ (KN)} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

Trong đó:

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo phương trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.

- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2). Trong đồ án , diện tích tính gió là lan can, hai bên cánh hẫng, diện tích trụ lớn nhất lộ trên mặt nước.
- C_d : Hệ số cản, tra theo hình 3.8.1.2.1.1 có tính chiết giảm cho phần kết cấu sườn nghiêng 8° theo quy định của phần chú giải.
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên

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

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)=6.85 m

$$\frac{b}{d} = \frac{12.5}{6.85} = 1.82$$

- Diện tích chắn gió của lan can:

$$A_{lc} = (L_1 + L_2) \cdot 0.5 \cdot h_{lc}$$

h_{lc} - Chiều cao của lan can, $h_{lc} = 1.05$ (m)

$$\Rightarrow A_{lc} = (70 + 110) \times 0.5 \times 1.05 = 89.25 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

L_1, L_2 - Chiều dài của nhịp 70 (m) và 110 (m)

$$h_1 = (5.8 + 2.7)/2 = 4.25 \text{ (m)} ; h_2 = 4.25 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow A_{nhịp} = (70 + 110) \times 4.25 \times 0.5 = 361.25 \text{ (m}^2\text{)}$$

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

Với B: chiều rộng trụ theo phương dọc cầu (quy đổi về hình HCN) $B = 6.17$ m

$$A_{trụ} = 6.3 \times 6.17 = 38.871 \text{ (m}^2\text{)}$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	C_d	$1.8 \cdot A_t$	$P = 0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	$P \geq 1.8 \cdot A_t$
	m^2		KN	KN	KN
Kết cấu nhịp	361.25	1.71	650.25	891.72	Đạt
Lan can	89.25	1.71	160.65	220.31	Đạt
Thân trụ	38.87	1.71	69.96	95.95	Đạt

➤ Tải trọng gió theo phương dọc cầu:

Theo quy trình, trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên mô, trụ mà kết cấu phần trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc.

Tuy nhiên trong trường hợp này, cầu thiết kế không thuộc các dạng trên nên không xét tới tải trọng gió dọc.

➤ Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)

Theo quy định của điều 3.8.1.3 của quy trình 22TCN 272-05, khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.5 KN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường. Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75KN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường.

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương ngang cầu:

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

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương dọc cầu:

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

III.6. Tải trọng nước:

Lực đẩy nổi của nước B được tính theo công thức: $B = -\gamma \cdot V_n$

Trong đó:

- + γ : là dung trọng riêng của nước
- + V_n : là thể tích phần trụ ngập trong nước

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{01}	187.877	m^3
áp lực đẩy nổi	B_1	-1843.068	KN
Tính tại mặt cắt đáy bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{02}	266.40	m^3
áp lực đẩy nổi	B_2	-2613.384	KN

Lực ma sát (FR)

Lực do ma sát chung gối cầu phải được xác định trên cơ sở các giá trị cực đại của các hệ số ma sát giữa các mặt trượt. Khi thích hợp cần xét đến các tác động của độ ẩm và khả năng giảm phẩm chất hoặc nhiễm bẩn của mặt trượt hay xoay đối với hệ số ma sát. Và trong các tổ hợp thì không thể lấy đồng thời tải trọng hãm và lực ma sát mà phải lấy giá trị lớn hơn, tuy nhiên ở trụ T1 có đặt gối cố định với giả thiết là lực hãm sẽ truyền xuống trụ theo tỷ lệ 100% nên trong tính toán coi như lực ma sát không đáng kể.

III.7. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ.

Ta xét với 2 tiết diện :

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

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

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bộ móng

STT	Tải trọng	N	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		(KN)	N_x (KN)	Z_1 (m)	M_y (KNm)	N_y (KN)	Z_1 (m)	M_x (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	9270						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	27132.8						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2708.9						
4	Hoạt tải LL+WL	3478.2					1.29	4486.87
5a	2 làn người bộ hành PL	650.2						
5b	1 làn người bộ hành PL	325.1					4.75	1544.22
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	26.5	1490.62	112.5	26.5	2981.25
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					220.3	25.75	5672.72
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					891.7	24.7	22024.99
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					95.95	8.9	853.96
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	18.5	2968.88			
8	Lực va tàu CV		8106	10	81060	4053	10	40530
9	áp lực đẩy nổi WA	-1843.07						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bộ móng

Tổ hợp	N (KN)	N _X (KN)	M _Y (KNm)	N _Y (KN)	M _X (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	55322.75	255.93	5195.54	0	7852.00
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	54753.82	255.93	5195.54	0	10554.40
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	37909.13	163.125	3458.25	396.144	13989.92
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	37584.03	163.125	3458.25	396.144	15534.14

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

STT	Tải trọng	N	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		(KN)	N _X (KN)	Z ₁ (m)	M _Y (KNm)	N _Y (KN)	Z ₁ (m)	M _X (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	15990						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	27132.8						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2708.9						
4	Hoạt tải LL+WL	3478.2					1.29	4486.87
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	650.2						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	325.1					4.75	1544.23
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	29	1631.25	112.5	29	3262.5
6b	Tải trọng gió ngang WS1							

6c	Gió tác dụng lên lan can					220.31	28.25	6223.75
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					891.72	27.2	24254.78
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					95.95	11.4	1093.83
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	18.5	2968.88			
8	Lực va tàu CV		8106	12.5	101335	4053	12.5	50662.5
9	áp lực đẩy nổi WA	-2613.4						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

Tổ hợp	N	N _x	M _Y (KNm	N _Y (KN)	M _x (KNm)
	(KN)	(KN)			
TTGHCĐ I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	63191.55	255.93	5195.54	0	7852.00
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	62622.63	255.93	5195.54	0	10554.40
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	43869.3	163.125	3458.25	396.144	14908.51
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	43544.2	163.125	3458.25	396.144	16452.75

IV. Kiểm toán trụ

Vật liệu sử dụng:

Bê tông 300#, $f'_c = 30$ MPa.

Thép CIII, $f_y = 420$ MPa.

Đường kính thanh cốt thép $D = 25\text{mm}$.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100 mm

IV. 1. Chọn mặt cắt tính toán

Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

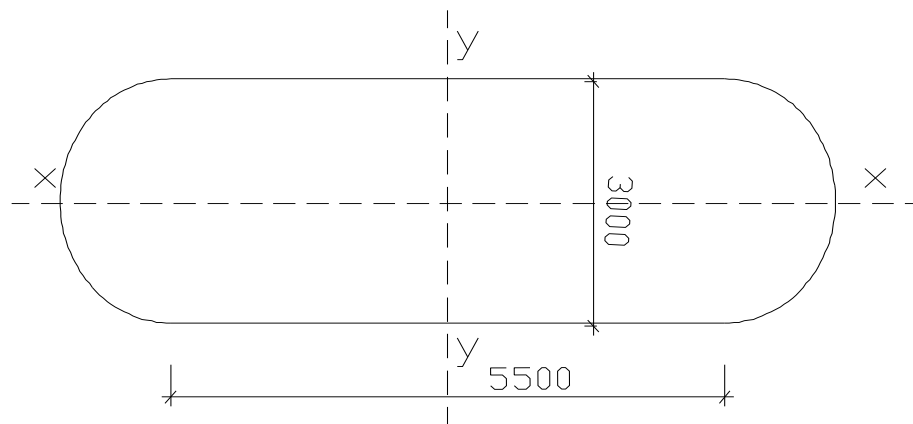
+ Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ

+ Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

IV.2. Kiểm tra tiết diện

V. 2.1. Kiểm tra độ mảnh của thân trụ

Mặt cắt ngang trụ T1 như sau:



Kích thước mặt cắt ngang thân trụ (đơn vị ghi mm)

Diện tích mặt cắt ngang thân trụ T1: $A = 21.595\text{ m}^2$

Mômen quán tính theo phương x: $I_x = 22.045\text{ m}^4$

Mômen quán tính theo phương y: $I_y = 68.508\text{ m}^4$

Bán kính quán tính theo phương x: $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{22.045}{21.595}} = 1.010$

Bán kính quán tính theo phương y: $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{68.508}{21.595}} = 1.781$

➤ Tính trụ là 1 thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do khi chịu nén uốn theo phương x.

- L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 18.5\text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1 \times 18.5}{1.781} = 10.38 < 22 \quad [5.7.4.3]$$

Trong đó: + K: hệ số độ dài hữu hiệu

+ L_u : chiều dài tự do

⇒ vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương x

- Tính trụ như một thanh có một đầu ngàm và một đầu khớp khi chịu nén uốn theo phương y.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1 \times 18.5}{1.010} = 18.31 < 22$$

⇒ Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương y.

IV.2.2. Giả thiết cốt thép trụ:

Trong ‘Thiết kế KC BTCT theo tiêu chuẩn ACI’ trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của ρ_t là từ 1-2%, trong đó ρ_t là tỉ lệ cốt thép trong tiết diện cột. Nhưng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết lượng cốt thép trong trụ lấy $\rho_t = 0.015$

Như vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 21595000 = 323925 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là $\phi 25$

$$\text{Số lượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{323925}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = 165.057 \text{ (thanh).}$$

Chọn $n = 166$ thanh cốt thép D25

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 10cm

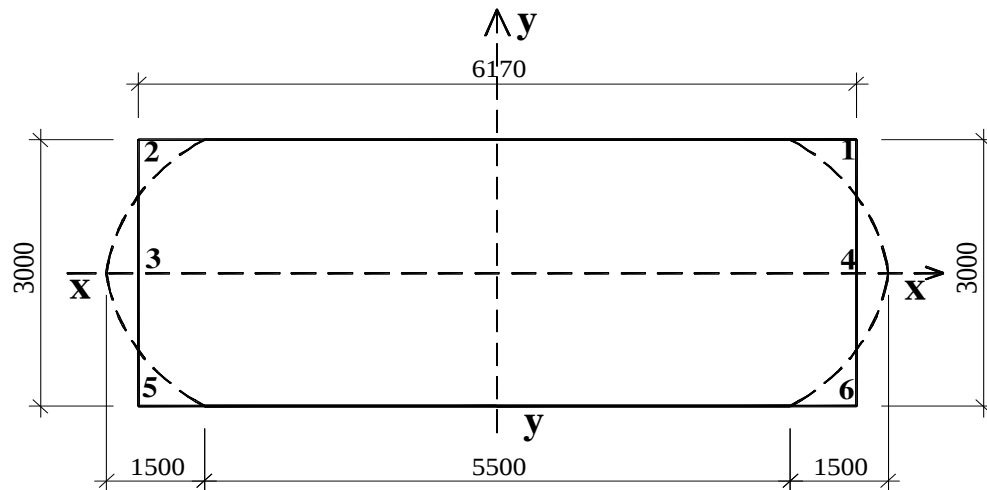
Chọn cốt đai có đường kính $\phi 16$.

IV.2.3. Xử lý số k/c giữa tâm của lớp thanh CT ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột.

XVI.1.2 A) Quy đổi tiết diện tính toán.

+ Tiết diện trụ chọn được bo tròn theo một bán kính bằng 1m, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

+ Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực. Diện tích cốt thép theo 2 cạnh của tiết diện quy đổi vẫn như cũ.



Quy đổi tiết diện tính toán thân trụ (đơn vị mm)

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

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

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 50mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 81.2 mm (50 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16 mm đường kính cốt đai, 15.2 mm bán kính cốt chủ).

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

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 81.2}{3000} = 0.954$$

$$\gamma_y = \frac{6170 - 2 \times 81.2}{6170} = 0.974$$

IV.2.4. Kiểm tra ứng suất trong bê tông theo TTGHSD.

Đối với mặt cắt đỉnh bệ móng trong TTGHSD ta cần kiểm tra điều kiện ứng suất và nứt trong bê tông tại các đỉnh góc của tiết diện chữ nhật quy đổi. Vì cấu kiện trong trường hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông được lấy như sau:

+ Đối với ứng suất nén: $0.4 f_c' = 0.4 \times 30 = 12 \text{ Mpa} = 12000 \text{ KN/m}^2$

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

Công thức kiểm tra :

$$0 \leq f = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \leq 0.4 f_c'$$

Trong đó:

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

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

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng dưới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	X m	Y m	A m ²	I_x m ⁴	I_y m ⁴	N KN	M_x KNm	M_y KNm	f KN/m ²	$0.4f_c$ KN/m ²	KT
1	3.09	1.50	5.41	22.04	68.51	37909.13	14908.51	5195.54	8621.07	12000	Đạt
2	3.09	1.50	5.41	22.04	68.51	37584.03	16452.75	5195.54	9066.08	12000	Đạt

IV.2.5. Kiểm toán trụ theo TTGHCD

a. Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \varphi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Trong đó :

- P_r : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
- P_n : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
- f'_c : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
- A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm²), $A_g = 21.595 \text{ m}^2$
- A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.323925 \text{ m}^2$
- φ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.7$
- f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 420 \text{ Mpa} = 420000 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P_n = 0.8 \times [0.85 \times 30000 \times (21.595 - 0.323925) + 420000 \times 0.323925] = 542768.73 \text{ (KN)}.$$

Kết quả kiểm toán như sau:

Các trường hợp	TTGHCD I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	55322.75	488491.857	Đạt
(II)	54753.82	488491.857	Đạt

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

$$\text{Ta có : } 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g = 0.1 \times 30 \times 21.595 \times 1000 = 64785 \text{ (KN)}.$$

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

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

Trong đó :

- $M_{ux} = M_x$: Mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)
- $M_{uy} = M_y$: Mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)
- M_{rx} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo phương X (N.mm)
- M_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo phương Y (N.mm)

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

$$M_{rx} = \varphi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_s - \frac{a}{2}). \quad \text{Tương tự với } M_{ry}$$

Trong đó:

$\varphi = 0.9$ với cầu kiện chịu uốn.

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

f_y : giới hạn chảy của thép = 420 MPa.

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

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times \beta \times f'_c \times b_x} = \frac{0.21595 \times 420}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 6.17} = 0.678$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \times \beta \times f'_c \times b_y} = \frac{0.21595 \times 420}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 3.5} = 1.196$$

$$a_1 = c_1 \times \beta_1 = 0.678 \times 0.85 = 0.576$$

$$a_2 = c_2 \times \beta_1 = 1.196 \times 0.85 = 1.017 \quad \text{với } \beta_1 = 0.85$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 \times 0.21595 \times 420 \times 10^3 \times \left(3.5 - 0.10 - \frac{0.1017}{2} \right) = 273388.10 \text{ (KN.m)}.$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 \times 0.21595 \times 420 \times 10^3 \times \left(6.17 - 0.10 - \frac{0.576}{2} \right) = 471979.46 \text{ (KN.m)}.$$

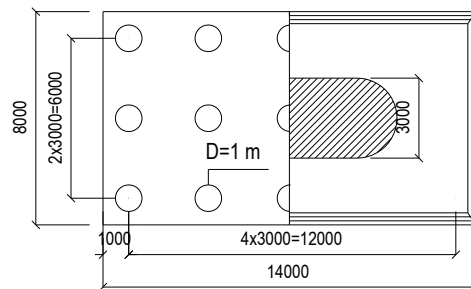
b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau).

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

Các TH	N KN	M_{ux} KNm	M_{uy} KNm	M_{rx} KNm	M_{ry} KNm	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết luận
(I)	55322.75	7852.00	5195.54	273388.10	471979.46	0.0686	Đạt

(II)	54753.82	10554.40	5195.54	273388.10	471979.46	0.0785	Đạt
--------	----------	----------	---------	-----------	-----------	--------	-----

V.3. Tính móng trụ T1:



IV.3.1. Xác định sức chịu tải của cọc.

Xác định loại móng cọc.

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

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 2.5$ m.

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

Trong đó :

- φ, γ : là góc nội ma sát và trọng lượng đơn vị thể tích của lớp đất từ đáy đài trở lên.
- $\sum H$ là tổng tải trọng nằm ngang.
- b là bề rộng đáy đài theo phương thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

b.a. Theo phương trục y:

$$H_{\max} = 5373.48 \text{ (KN)}.$$

$$b = 8.0 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^{\circ} - 30^{\circ}/2) \sqrt{\frac{5373.48}{18 \times 8.0}} = 3.52 \text{ m}.$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 3.52 = 2.46 \text{ m} < h = 2.5 \text{ m}.$$

Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 8235.373 \text{ KN}$$

$$b = 14.0 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^{\circ} - 30^{\circ}/2) \sqrt{\frac{8235.373}{18 \times 14.0}} = 3.28 \text{ m}.$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 3.28 = 2.29 \text{ m} < h = 2.5 \text{ m}.$$

KL: theo cả hai phương móng đều có thể được tính toán như đối với móng cọc đài thấp.

IV.32. Tính nội lực tổ hợp lên cọc

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

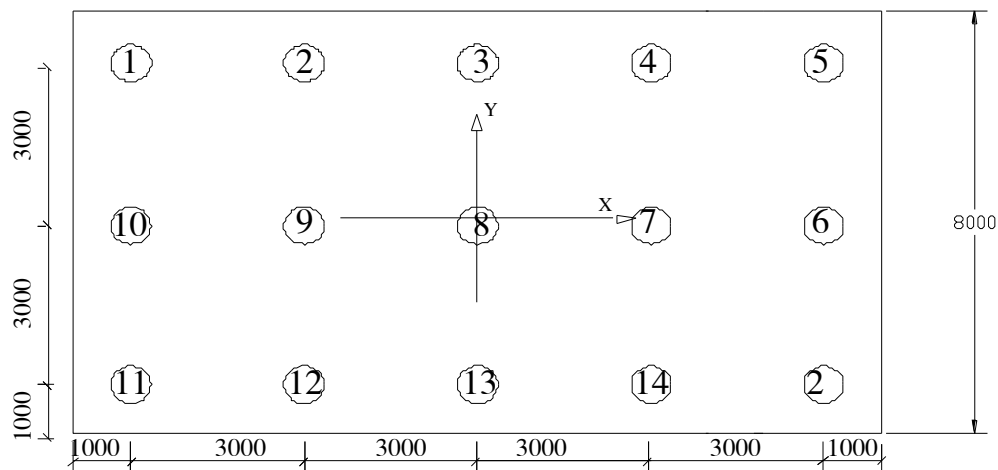
Nội lực tác động lên đầu cọc được tính theo công thức:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_1^2} + \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_1^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y_1^2} - \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x_1^2}$$

Trong đó:

- n: số cọc, n = 15
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm



IV.3.3. Kiểm toán cọc (TTGHCĐ)

Công thức kiểm tra:

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

Trong đó:

- $P_{\max}$: Tải trọng tác động lên đầu cọc.
- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần sơ bộ. $P_c = 9607.8(KN)$.

$$N = 62622.63KN (P = N)$$

$$M_x = 10554.40KNm$$

$$M_y = 5195.54KNm$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X_i^2 (m ²)	Y_i^2 (m ²)	$P_{\max}$ (KN)	P_c (KN)	$P_{\max} \leq P_c$
1	-6	3	36	9	6827.14	9607.8	Đạt
2	3	3	9	9	9324.82	9607.8	Đạt
3	0	3	0	9	7692.97	9607.8	Đạt
4	3	3	9	9	9324.82	9607.8	Đạt
5	6	3	36	9	8558.80	9607.8	Đạt
6	6	0	36	0	5040.67	9607.8	Đạt
7	3	0	9	0	5906.68	9607.8	Đạt
8	0	0	0	0	4174.84	9607.8	Đạt
9	-3	0	9	0	2443.00	9607.8	Đạt
10	-6	0	36	0	3309.01	9607.8	Đạt
11	-6	-3	36	9	209.12	9607.8	Đạt
12	-3	-3	9	9	1075.12	9607.8	Đạt
13	0	-3	0	9	2443.00	9607.8	Đạt
14	3	-3	9	9	2388.55	9607.8	Đạt
15	6	-3	36	9	1522.55	9607.8	Đạt

IV.3.4. Kiểm toán cọc (TTGHSD1)

Công thức kiểm tra:

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

Trong đó:

- $P_{\max}$: Tải trọng tác động lên đầu cọc.
- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần sơ bộ. $P_c = 9607.8$ (KN).

$$N = 43869.3\text{KN} (P = N)$$

$$M_X = 16452.75\text{KNm}$$

$$M_Y = 3458.25 \text{ KNm}$$

Cọc	$X_i \text{ (m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$X_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	$P_{\max}(\text{KN})$	$P_c(\text{KN})$	$P_{\max} \leq P_c$
1	-6	3	36	9	8351.49	9607.8	Đạt
2	3	3	9	9	9461.62	9607.8	Đạt
3	0	3	0	9	8407.87	9607.8	Đạt
4	3	3	9	9	9461.62	9607.8	Đạt
5	6	3	36	9	8985.25	9607.8	Đạt
6	6	0	36	0	3500.99	9607.8	Đạt
7	3	0	9	0	4052.75	9607.8	Đạt
8	0	0	0	0	2924.62	9607.8	Đạt
9	-3	0	9	0	1171.87	9607.8	Đạt
10	-6	0	36	0	2348.24	9607.8	Đạt
11	-6	-3	36	9	-3136.00	9607.8	Đạt
12	-3	-3	9	9	-3712.38	9607.8	Đạt
13	0	-3	0	9	-2559.63	9607.8	Đạt
14	3	-3	9	9	-1406.88	9607.8	Đạt
15	6	-3	36	9	-1983.25	9607.8	Đạt

Kết luận: Đã đảm bảo các trạng thái