

PHẦN I

THIẾT KẾ CƠ SỞ

CH- ỜNG I: GIỚI THIỆU CHUNG

I. NGHIÊN CỨU KHẢ THI

I.1 Giới thiệu chung:

*Cầu A là cầu bắc qua sông B nối liền hai huyện C và D thuộc tỉnh Ninh Bình nằm trên tỉnh lộ X. Đây là tuyến đ- ờng huyết mạch giữa hai huyện C và D, nằm trong quy hoạch phát triển kinh tế của tỉnh Ninh Bình Hiện tại, các ph- ơng tiện giao thông v- ợt sông qua phà A nằm trên tỉnh lộ X

Để đáp ứng nhu cầu vận tải, giải toả ách tắc giao thông đ- ờng thuỷ khu vực cầu và hoàn chỉnh mạng l- ới giao thông của tỉnh, cần tiến hành khảo sát và nghiên cứu xây dựng mới cầu A v- ợt qua sông B

I.1.1 Các căn cứ lập dự án

- Căn cứ quyết định số 1206/2004/QĐ - UB ngày 11 tháng 12 năm 2004 của UBND tỉnh Quảng Bình về việc phê duyệt qui hoạch phát triển mạng l- ới giao thông tỉnh Đồng Nai giai đoạn 1999 - 2010 và định h- ớng đến năm 2020.
- Căn cứ văn bản số 215/UB - GTXD ngày 26 tháng 3 năm 2005 của UBND tỉnh Ninh Bình cho phép Sở GTVT lập Dự án đầu t- cầu A nghiên cứu đầu t- xây dựng cầu A.
- Căn cứ văn bản số 260/UB - GTXD ngày 17 tháng 4 năm 2005 của UBND tỉnh Ninh Bình về việc cho phép mở rộng phạm vi nghiên cứu cầu E về phía Tây sông B.
- Căn cứ văn bản số 1448/CĐS - QLĐS ngày 14 tháng 8 năm 2001 của Cục đ- ờng sông Việt Nam.

I.1.2 Phạm vi của dự án:

*Trên cơ sở quy hoạch phát triển đến năm 2020 của hai huyện C-D nói riêng và tỉnh Đồng Nai nói chung, phạm vi nghiên cứu dự án xây dựng tuyến nối hai huyện C-D

I.2 Đặc điểm kinh tế xã hội và mạng l- ới giao thông

I.2.1 Hiện trạng kinh tế xã hội tỉnh Ninh Bình

I.2.1.1 Về nông, lâm, ng- nghiệp

-Nông nghiệp tỉnh đã tăng với tốc độ 6% trong thời kỳ 1999-2000. Sản xuất nông nghiệp phụ thuộc chủ yếu vào trồng trọt, chiếm 70% giá trị sản l- ợng nông nghiệp, còn lại là chăn nuôi chiếm khoảng 30%.

Tỉnh có diện tích đất lâm nghiệp rất lớn thuận lợi cho trồng cây và chăn nuôi gia súc, gia cầm

Với đ- ờng bờ biển kéo dài, nghề nuôi trồng và đánh bắt thuỷ hải sản cũng là một thế mạnh đang đ- ợc tỉnh khai thác

I.2.1.2 Về th- ơng mại, du lịch và công nghiệp

-Trong những năm qua, hoạt động th- ơng mại và du lịch bắt đầu chuyển biến tích cực. Tỉnh thanh hoá có tiềm năng du lịch rất lớn với nhiều di tích, danh lam thắng cảnh. Nếu đ- ợc đầu t- khai thác đúng mức thì sẽ trở thành nguồn lợi rất lớn.

Công nghiệp của tỉnh vẫn ch- a phát triển cao. Thiết bị lạc hậu, trình độ quản lý kém không đủ sức cạnh tranh. Những năm gần đây tỉnh đã đầu t- xây dựng một số nhà máy lớn về vật liệu xây dựng, mía, đ- ờng... làm đầu tàu thúc đẩy các ngành công nghiệp khác phát triển

1.2.2 Định h- ớng phát triển các ngành kinh tế chủ yếu

1.2.2.1 Về nông, lâm, ng- nghiệp

-Về nông nghiệp: Đảm bảo tốc độ tăng tr- ởng ổn định, đặc biệt là sản xuất l- ơng thực đủ để đáp ứng nhu cầu của xã hội, tạo điều kiện tăng kim ngạch xuất khẩu. Tốc độ tăng tr- ởng nông nghiệp giai đoạn 2006-2010 là 8% và giai đoạn 2010-2020 là 10%

Về lâm nghiệp: Đẩy mạnh công tác trồng cây gây rừng nhằm khôi phục và bảo vệ môi tr- ờng sinh thái, cung cấp gỗ, củi

-Về ng- nghiệp: Đặt trọng tâm phát triển vào nuôi trồng thủy sản, đặc biệt là các loại đặc sản và khai thác biển xa

1.2.2.2 Về th- ơng mại, du lịch và công nghiệp

Tập trung phát triển một số ngành công nghiệp chủ yếu:

-Công nghiệp chế biến l- ơng thực thực phẩm, mía đ- ờng

-Công nghiệp cơ khí: sửa chữa, chế tạo máy móc thiết bị phục vụ nông nghiệp, xây dựng, sửa chữa và đóng mới tàu thuyền.

-Công nghiệp vật liệu xây dựng: sản xuất xi măng, các sản phẩm bê tông đúc sẵn, gạch bông, tấm lợp, khai thác cát sỏi

Đẩy mạnh xuất khẩu, dự báo giá trị kim ngạch của vùng là 1 triệu USD năm 2010 và 3 triệu USD năm 2020. Tốc độ tăng tr- ởng là 7% giai đoạn 2006-2010 và 8% giai đoạn 2011-2020

1.2.3 Đặc điểm mạng l- ới giao thông:

1.2.3.1 Đ- ờng bộ:

-Năm 2000 đ- ờng bộ có tổng chiều dài 1000km, trong đó có gồm đ- ờng nhựa chiếm 45%, đ- ờng đá đỏ chiếm 35%, còn lại là đ- ờng đất 20%

Các huyện trong tỉnh đã có đ- ờng ô tô đi tới trung tâm. Mạng l- ới đ- ờng phân bố t- ơng đối đều.

Hệ thống đ- ờng bộ vành đai biên giới, đ- ờng x- ơng cá và đ- ờng vành đai trong tỉnh còn thiếu, ch- a liên hoàn

1.2.3.2 Đ- ờng thủy:

-Mạng l- ới đ- ờng thủy của tỉnh Ninh Bình khoảng 400 km (ph- ơng tiện 1 tấn trở lên có thể đi đ- ợc). Hệ thống đ- ờng sông th- ờng ngắn và dốc nên khả năng vận chuyển là khó khăn.

1.2.3.3 Đ- ờng sắt:

- Hiện tại tỉnh Ninh Bình có hệ thống vận tải đ- ờng sắt Bắc Nam chạy qua

1.2.3.4 Đ- ờng không:

- Có sân bay V nh- ng chỉ là một sân bay nhỏ, thực hiện một số chuyến bay nội địa

1.2.4 Quy hoạch phát triển cơ sở hạ tầng:

-Tỉnh lộ X nối từ huyện C qua sông B đến huyện D. Hiện tại tuyến đ- ờng này là tuyến đ- ờng huyết mạch quan trọng của tỉnh.. Do vậy quy hoạch sẽ nắn đoạn qua thị xã C hiện nay theo vành đai thị xã.

1.2.5 Các quy hoạch khác có liên quan

-Trong định h- ớng phát triển không gian đến năm 2020,. Mở rộng các khu đô thị mới về các h- ớng và ra các vùng ngoại vi.

Dự báo nhu cầu giao thông vận tải do Viện chiến l- ọc GTVT lập, tỷ lệ tăng tr- ờng xe nh- sau:

- Theo dự báo cao: Ô tô: 2005-2010: 10%
2010-2015: 9%
2015-2020: 7%
Xe máy: 3% cho các năm
Xe thô sơ: 2% cho các năm
- Theo dự báo thấp: Ô tô: 2005-2010: 8%
2010-2015: 7%
2015-2020: 5%
Xe máy: 3% cho các năm
Xe thô sơ: 2% cho các năm

1.3 Đặc điểm về điều kiện tự nhiên tại vị trí xây dựng cầu:

1.3.1 Vị trí địa lý

- Cầu A v- ợt qua sông B nằm trên tuyến X đi qua hai huyện C và D thuộc tỉnh Ninh Bình. Dự án đ- ợc xây dựng trên cơ sở nhu cầu thực tế là cầu nối giao thông của tỉnh với các tỉnh lân cận và là nút giao thông trọng yếu trong việc phát triển kinh tế vùng.

Địa hình tỉnh Ninh Bình hình thành 2 vùng đặc thù: vùng đồng bằng ven biển và vùng núi phía Tây. Địa hình khu vực tuyến tránh đi qua thuộc vùng đồng bằng, là khu vực đ- ờng bao thị xã hiện tại. Tuyến cắt đi qua khu dân c- .

Lòng sông tại vị trí dự kiến xây dựng cầu t- ơng đối ổn định, không có hiện t- ợng xói lở lòng sông

1.3.2 Điều kiện khí hậu thủy văn

1.3.2.1 Khí t- ơng

- Về khí hậu: Tỉnh Ninh Bình nằm trong khu vực khí hậu nhiệt đới gió mùa nên có những đặc điểm cơ bản về khí hậu nh- sau:
 - Nhiệt độ bình quân hàng năm: 29⁰
 - Nhiệt độ thấp nhất : 12⁰

- Nhiệt độ cao nhất: 38°

Khí hậu chia làm 2 mùa rõ rệt, mùa m- a từ tháng 10 đến tháng 12

- Về gió: Về mùa hè chịu ảnh h- ưởng trực tiếp của gió Tây Nam hanh và khô. Mùa đông chịu ảnh h- ưởng của gió mùa Đông Bắc kéo theo m- a và rét

1.3.2.2 Thủy văn

- Mực n- ớc cao nhất $MNCN = +7,80m$
- Mực n- ớc thấp nhất $MNTN = +2,0m$
- Mực n- ớc thông thuyền $MNTT = +3,0m$
- Khẩu độ thoát n- ớc $\sum L_0 = 340m$
- L- u l- ợng $Q = \dots\dots\dots$
- L- u tốc $v = 1.52m^3/s$

1.3.3 Điều kiện địa chất

Theo số liệu thiết kế có 5 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1	Hố khoan 2	Hố khoan 3	Hố khoan 4	Hố khoan 5
Lớp 1:Cát thô sạn	4.0	3.0	3.5	4.0	5.0
Lớp 2:Sét cát nâu	6.0	5.0	5.0	6.0	8.0
Lớp 3:Cuội sỏi + cát	12.0	10.0	11.0	12.0	14.0
Lớp 4:Đá vôi xám	12.0	10.0	11.0	12.0	14.0

CH- ỜNG II: THIẾT KẾ CẦU VÀ TUYẾN

II. Đề xuất các ph- ơng án cầu

II.1. Các thông số kỹ thuật cơ bản:

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật:

- Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT th- ờng
- Khổ thông thuyền ứng với sông cấp IV là: $B = 40\text{m}$, $H = 6\text{m}$
- Khổ cầu: $B = 8 + 2 \times 1.5 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 12.5\text{m}$
- Tần suất lũ thiết kế: $P = 1\%$
- Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN- 272.05 của Bộ GTVT
- Tải trọng: xe HL93 và ng- ời 300 kg/m^2

II.2. Các ph- ơng án kiến nghị

II.2.1. Lựa chọn ph- ơng án móng

Căn cứ vào đặc điểm của các lớp địa chất đ- ợc nghiên cứu, ta đề ra 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 khoảng 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 h- ưởng đến các công trình xung quanh

b. Ph- ơng án móng cọc khoan nhồi:

➤ Ưu điểm:

- Rút bớt đ- ợc công đoạn đúc sẵn cọc, do đó không cần phải xây dựng bãi đúc, lắp dựng ván khuôn. Đặc biệt không cần đóng hạ cọc, vận chuyển cọc từ kho, x- ưởng đến công tr- ờng
- Có khả năng thay đổi các kích th- ớc hình học của cọc để phù hợp với các điều kiện thực trạng của đất nền mà đ- ợc phát hiện trong quá trình thi công

- Được sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng v- ợt qua các ch- óng ngại vật
- Tính toàn khối cao, khả năng chịu lực lớn với các sơ đồ khác nhau: cọc ma sát, cọc chống, hoặc hỗn hợp
- Tận dụng hết khả năng chịu lực theo vật liệu, do đó giảm đ- ợc số l- ợng cọc. 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 h- ởng môi tr- ờng sinh hoạt chung quanh
- Cho phép có thể trực tiếp kiểm tra các lớp địa tầng bằng mẫu đất lấy lên từ hố đào

➤ Nh- ợc điểm:

- Sản phẩm trong suốt quá trình thi công đều nằm sâu d- ới lòng đất, các khuyết tật dễ xảy ra không thể kiểm tra trực tiếp bằng mắt th- ờng, do vậy khó kiểm tra chất l- ợng sản phẩm
- Th- ờng đỉnh cọc phải kết thúc trên mặt đất, khó kéo dài thân cọc lên phía trên, do đó buộc phải làm bệ móng ngấp sâu d- ới 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 ph- ơng án khắc phục
- Hiện tr- ờng thi công cọc dễ bị lây lợi, đặc biệt là sử dụng vữa sét

Căn cứ vào - u nh- ợc điểm của từng ph- ơng 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 ph- ơng án với các yếu tố kỹ thuật chính nh- sau:

- Đ- ờng kính cọc: $D=1000\text{mm}$
- Chiều dài cọc tại mố là 20m
- Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 30m

BẢNG TỔNG HỢP BỐ TRÍ CÁC PHƯƠNG ÁN

P.An	Thông thuyền (m)	Khổ cầu (m)	Sơ đồ (m)	$\sum L(m)$	Kết cấu nhịp
I	40×6	(8 + 2x1)	(33+48+70+48+2x33)	265	Cầu dầm liên tục + đơn giản
II	40×6	(8+ 2x1)	(3x88)	264	Cầu dàn thép

II.2.2. Lựa chọn kích th- ớc sơ bộ các PA cầu

II.2.2.1 Ph- ơng án cầu đơn giản

- **Lựa chọn kết cấu phần trên:**

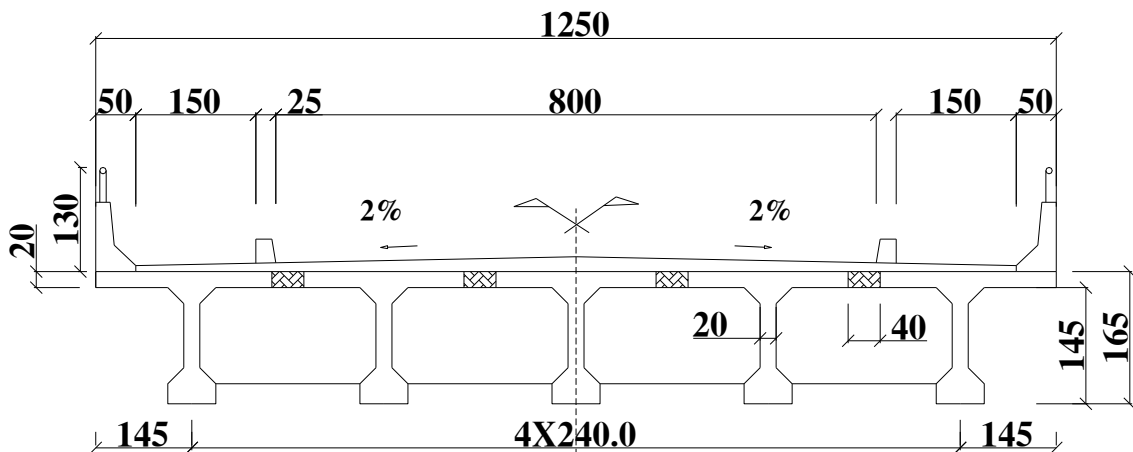
Kết cấu : Dầm giản đơn super-T, bằng BTCTDUL .

Sơ đồ kết cấu : 9x40

Mặt cắt ngang: gồm 5 dầm Super T.

Khảng cách giữa 2 dầm là 2.3 m, dốc ngang 2% về 2 phía. Tổng bề rộng cầu B=12.5m (mép ngoài lan can)

Hình 3.1. Mặt cắt dầm dẫn



- **Kết cấu phần d- ới**

Cấu tạo Trụ:

Trụ đặc thân thu hẹp, BTCT, đặt trên móng cọc khoan nhồi đ- ờng kính $D = 1\text{ m}$.

Thân trụ rộng 1.8m theo ph- ơng dọc cầu và 7.2 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 0.75\text{ m}$. Trụ giữa sông T6 và T7 có thân trụ rộng 1.8 m theo ph- ơng dọc cầu và rộng 7.2 m theo ph- ơng ngang cầu, cao 15,5 m. Bệ móng cao 2m, rộng 5.0m theo ph- ơng ngang cầu, 9.1m đến 11.2m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)

Dùng cọc khoan nhồi $D100\text{ cm}$, cọc đặt vào lớp sét pha dự kiến dài 30 m

Cấu tạo Mố:

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

Bệ móng mố dày 2m, rộng 5 m, dài 12 m đ- ợc đặt d- ới lớp đất phủ

Dùng cọc khoan nhồi $D100\text{ cm}$, cọc đặt vào lớp sét pha dự kiến dài 20 m.

- **Mặt cầu và các công trình phụ khác**

Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía

Bản mặt cầu đổ tại chỗ dày 15 cm, bản liên tục nhiệt đổ tại chỗ.

Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:

- Lớp bê tông atfan : 5cm
- Lớp bảo vệ : 4cm
- Lớp phòng n- óc : 1cm
- Đệm xi măng : 1cm
- Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

Khe co giãn bằng cao su.

Gối cầu bằng cao su.

Lan can cầu bằng bê tông

- **Vật liệu**

- a) *Bê tông*

- Bê tông đầm chủ dùng Mac 500
- Bê tông trụ dùng Mac300
- Bê tông mố dùng Mac 300
- Vữa xi măng phun trong ống gen Mark150

- b) *Cốt thép*

- Lấy theo tiêu chuẩn VSL dùng cho dầm liên tục.
- Thép c- ờng độ cao dùng loại tạo thép đ- ờng kính 15.2mm
- Modul đàn hồi $E = 195000$ MPa
- Cốt thép th- ờng dùng thép tròn AI và thép có gờ AIII.2.

- **Chọn các kích th- ớc hình học**

- Chiều cao dầm giữa nhịp :1750mm
- Chiều cao dầm 0.8 m đầu gối :800mm
- S- ờn dày :120mm
- - Vật liệu dùng cho kết cấu.
- + Bê tông M300
- + Cốt thép c- ờng độ cao dùng loại S-31, S-32 của hãng VSL-Thụy Sĩ thép cấu tạo dùng loại CT₃ và CT₅

- **Kết cấu phần d- ới:**

- + Trụ cầu:

- Dùng loại trụ thân đặc BTCT th- ờng đổ tại chỗ

- Bê tông M300

- Ph- ơng án móng: Dùng móng cọc khoan nhồi đ- ờng kính 100cm

- + Mố cầu:

- Dùng mố chữ U bê tông cốt thép

- Bê tông mác 300; Cốt thép th- ờng loại CT₃ và CT₅.

- Ph- ơng án móng: : Dùng móng cọc khoan nhồi đ- ờng kính 100cm.

PH- ỜNG ÁN I: CẦU LIÊN TỤC

- Sơ đồ kết cấu: 33+48+70+48 + 2x33m.

- Chiều cao dầm:

- Tại vị trí trụ đ- ợc chọn theo $H = (1/15 \div 1/20) |_{nhịp} = (4.6 \div 3.5) m$

Vậy ta lấy $H = 4m$

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

Chọn $h = 2m$

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

hằng cong

- Phần mặt cầu cong đều theo đ- ờng tròn bán kính $R = 4000m$

- Lựa chọn mặt cắt ngang:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng 1/5, tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp

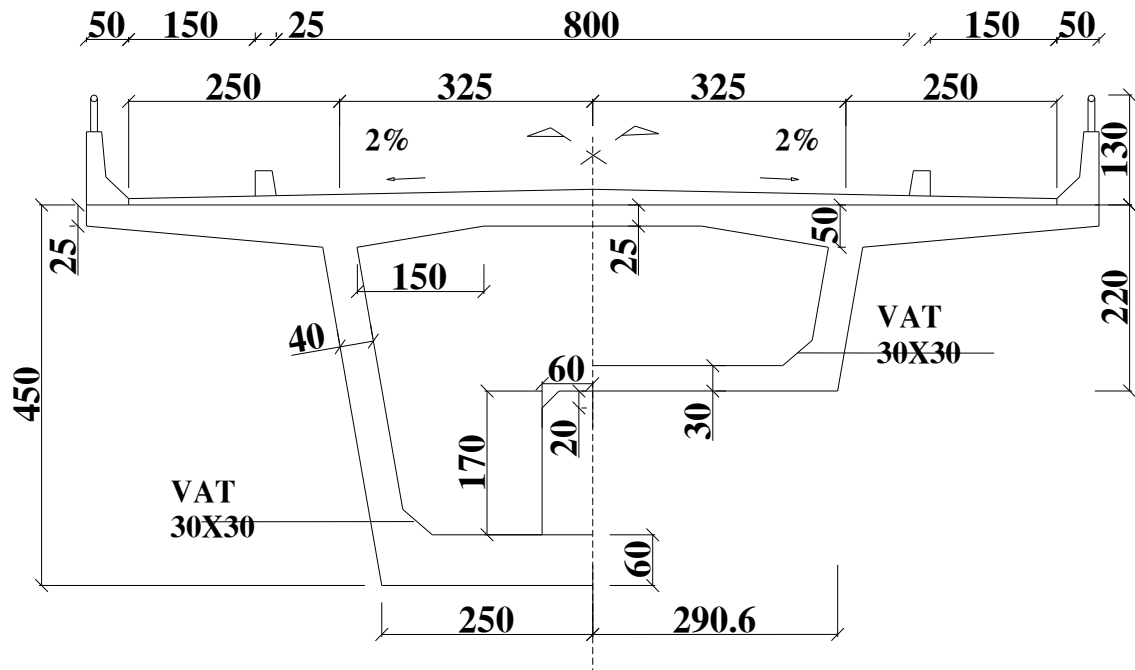
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 20 cm

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

- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ờn 150 cm

- Chiều dày s- ờn dầm: 45cm

- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ là 80 cm, tại giữa nhịp là 30cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đ- ờng parabol
- Phần trên đỉnh trụ đ- ợc thiết kế đặc, bề rộng theo ph- ơng ngang là 5.2 m, có để lối thông kích th- ớc 1.2x1.5m và đ- ợc tạo vát 30x30cm phía trên



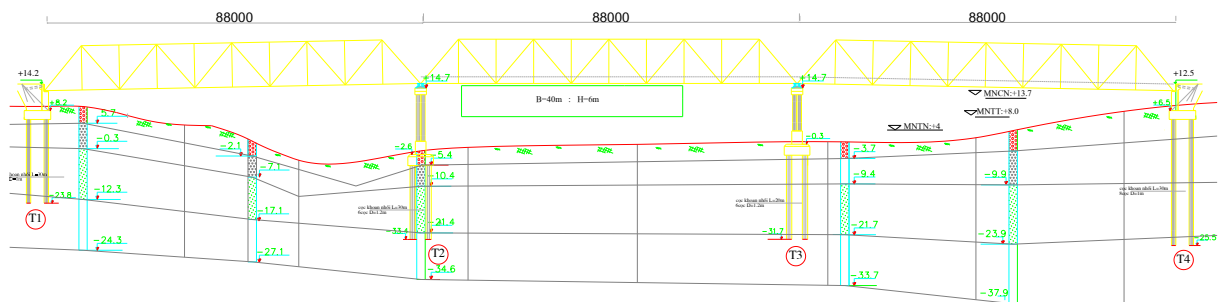
Hình 3.2. Tiết diện dầm hộp.

- 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 5 lớp: Lớp bê tông atfan: 5cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng n- ớc : 1cm; Đệm xi măng : 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm
- Cấu tạo trụ:
 - Thân trụ rộng 2.5 m theo ph- ơng dọc cầu và 7.7m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 1.25$ m.
 - Bệ móng cao 2.5m, rộng 8.0m 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 D100cm, chiều dài cọc là 30m
- Cấu tạo mố:

- Dạng móng có t- ờng cánh ng- ọc bê tông cốt thép
 - Bộ móng móng dày 2m, rộng 5 m, dài 12 m đ- ọc đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, chiều dài cọc 20m

PH- ỜNG ÁN II: CẦU DÀN THÉP

Sơ đồ kết cấu: 3 x 88m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 móng là 264m



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 phân xe chạy 7,0m 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:

$$h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhip} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10} \right) \times 80 = (13,3 \div 8) m \text{ và } h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$$

+ Chiều cao tĩnh không trong cầu : $H = 5.8 \text{ m}$

+ Chiều cao dầm ngang: $h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12} \right) B = (1,64 - 0,96) m \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 1,2 \text{ m}$

+ Chiều dày bản mặt cầu chọn: $h_{mc} = 0,2 \text{ m}$

+ Chiều cao cổng cầu: $h_{cc} = 1.36 \text{ m}$

- Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 6,0 + 1,2 + 0,2 + 1,3 = 8,70 \text{ m}$

-Với nhịp 80m ta chia thành 10 khoang giàn

chiều dài mỗi khoang $d=(0.6-0.8)h=(6-8)m$.Chọn $d= 8 m$.

Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với ph-ong ngang

$\alpha = 45^0 - 60^0$, Chọn $h = 10m \Rightarrow \alpha = 51^0$ hợp lý.

Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1,5m. Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

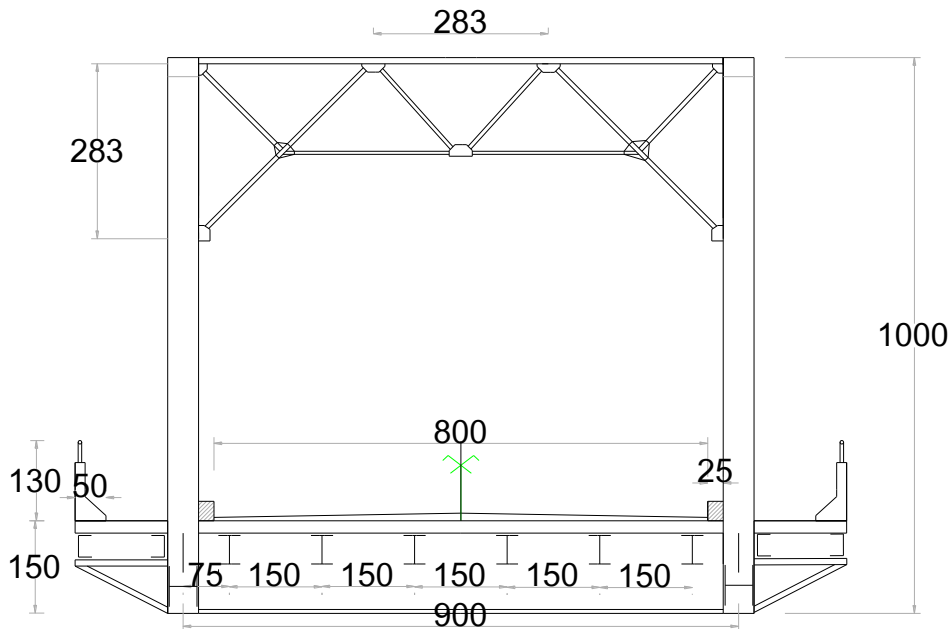
$$h_{dd} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = (0,8 - 0,53)m \Rightarrow \text{chọn } h_{dd} = 0,5m$$

Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.

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

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

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 phủ mặt cầu:

+ Bê tông nhựa hạt mịn 7 cm

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

+ Lớp phòng n- ớc 2 cm

+ Lớp đệm (tạo dốc 2%, tạo phẳng) 2cm

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

- Kết cấu phần trên
 - Kết cấu nhịp chính : Gồm 1 nhịp chính dài 82m.với chiều cao dàn là 9m.góc nghiêng giữa các thanh xiên là 51 .Chiều dài mỗi khoang là 8.2m
 - Kết cấu cầu đối xứng hai bên.

Cấu tạo trụ:

Dùng trụ Thân cột rộng 2.0m .

Bệ móng cao 2.5m, rộng 5.8m theo ph- ơng dọc cầu, 12.5m theo ph- ơng ngang cầu .

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

Cấu tạo móng

Dạng móng có t- ờng cánh ng- ọc bê tông cốt thép

Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0m, dài 11m .

Dùng cọc khoan nhồi D100cm.

•- u nh- ọc điểm

❖ - u điểm

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

❖ Nh- ọc điểm

- + Nhiều khe biến dạng, đ- ờng đàn hồi gãy 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.

CH- ƠNG III:TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI L- ƯỢNG CÁC PH- ƠNG ÁN VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU T-

PH- ƠNG ÁN 1: CẦU DẦM LIÊN TỤC+NHỊP ĐƠN GIẢN.

1.Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp :

- Khổ cầu: Cầu đ- ược 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:

$$B = 9 + 2 \times 1 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 12.5 \text{ (m)}$$

- Sơ đồ nhịp: $33 + 48 + 70 + 48 + 2 \times 33 = 265 \text{ (m)}$

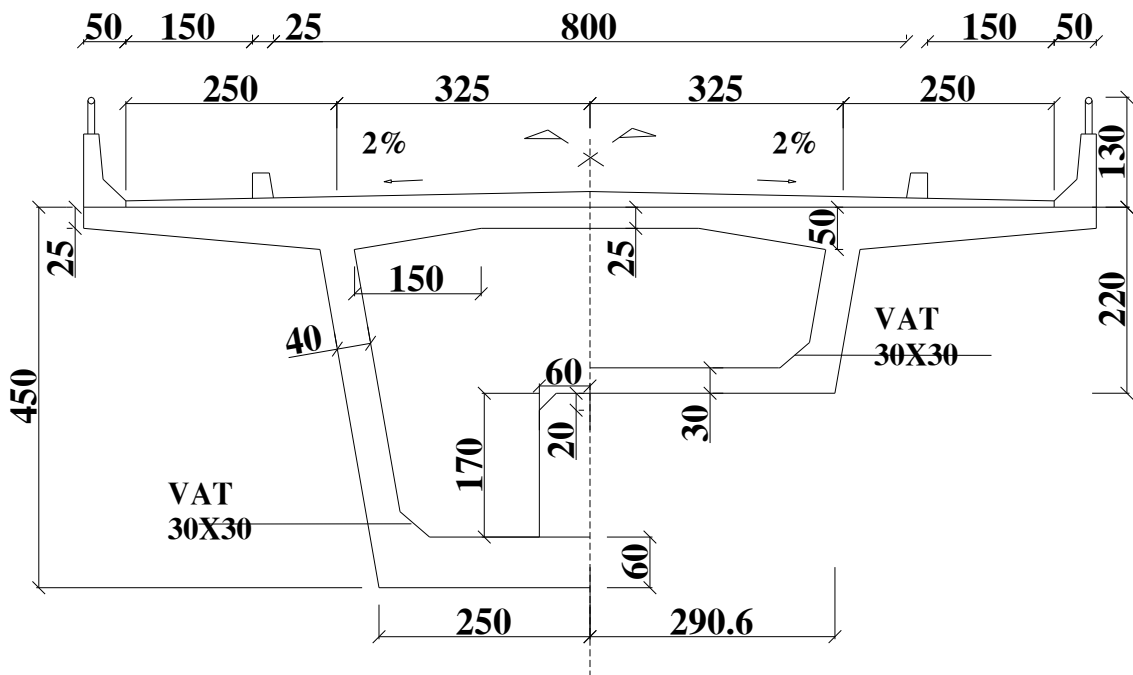
- Tải trọng : HL93 và tải trọng ng- ời đi bộ 300 kg/m^2

- Sông cấp IV: khổ thông thuyền $B=40\text{m}$, $H=6 \text{ m}$

- Khẩu độ thoát n- ớc : 340m .

II. Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp:

1. Kết cấu nhịp liên tục:



Hình 3.3: 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:

$H_p = 4\text{m}$; $h_m = 2\text{m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phân dài của cánh hẫng $L = \frac{70-2}{2} = 34\text{m}$

Thay số ta có:*

$$y = \frac{4-2}{34^2} \cdot x^2 + 2 = \frac{2}{34^2} \cdot x^2 + 2$$

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 hằng

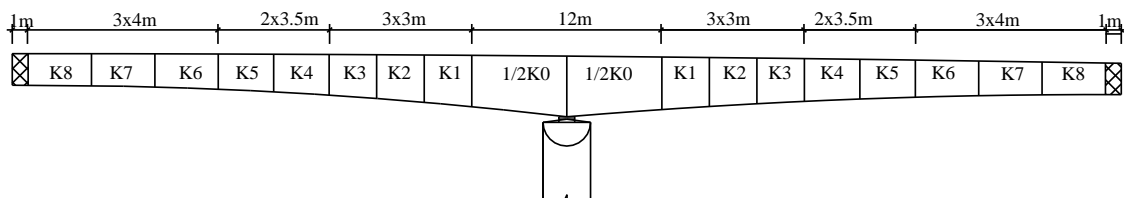
Thay số vào ta có ph- ơng trình bậc nhất: $h_x = 0,3 + \frac{1}{34} xL_x$

Việc tính toán khối l- ượng 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 K₀ trên đỉnh trụ dài 12 m
- + Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2,0m
- + 3 đốt 4m, 3 đốt 3m và 2 đốt 3,5m
- + Khối đúc trên dàn giáo dài 12 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	4
Đốt K7	4
Đốt K8	4



Hình 4.2. Sơ đồ chia đốt dầm

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

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

$$a_1 = \frac{4 - 2}{34^2} = 1.7301 \times 10^{-3} m$$

Bảng 4.1

Tính khối lượng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

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

Bảng tính toán xác định thể tích các khối đúc hằng

Bảng 4.3

S TT	Tên đốt	Tên mặt cắt	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dài đốt (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt (m ²)	Diện tích mặt cắt TB (m ²)	Thể tích V (m ³)	Khối L- ợng (T)
1	1/2K0	S0	34.00	4.00	6	0.800	5.20	11.26	10.86	65.14	162.85
2	K1	S1	28.00	3.36	3	0.712	5.46	10.45	10.26	30.78	76.94
3	K2	S2	25.00	3.08	3	0.668	5.56	10.06	9.88	29.63	74.07
4	K3	S3	22.00	2.84	3	0.624	5.66	9.69	9.51	28.52	71.29
5	K4	S4	19.00	2.62	3.5	0.579	5.74	9.32	9.12	31.92	79.81
6	K5	S5	15.50	2.42	3.5	0.528	5.82	8.92	8.73	30.54	76.36
7	K6	S6	12.00	2.25	4	0.476	5.89	8.54	8.33	33.33	83.33
8	K7	S7	8.00	2.11	4	0.418	5.94	8.13	7.95	31.78	79.46
9	K8	S8	4.00	2.03	4	0.359	5.97	7.76	7.60	30.39	75.98
10		S9	0.00	2.00	0	0.300	5.98	7.43	0.00	0.00	0.00
18	KN(hợp long)				2			7.43	7.43	14.87	37.17
19	KT(Đúc trên ĐG)				12			7.43	7.43	89.21	223.02
20	Tổng tính cho một nhịp biên				48					401.24	1040.27
21	Tổng tính cho một nhịp giữa				70					624.06	1634.50
22	Tổng tính cho toàn nhịp liên tục				166					1426.54	3715.04

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

$$V_1 = 1426.54 \text{ m}^3$$

- Lực tính toán đ- ợc 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 đ- ợc lấy nh- sau:

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng th- ờng xuyên		
DC:cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.90
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

-Tích tải

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

*Trọng l- ợng kết cấu nhịp dẫn:

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

Diện tích MCN giữa nhịp:

$$A = 0.5974 \text{ m}^2$$

Diện tích MCN đoạn cắt khác:

$$A = 0.8833 \text{ m}^2$$

Diện tích MCN đầu gối:

$$A = 1.6175 \text{ m}^2$$

Thể tích bê tông 1 dầm super_T :

$$V=0.5974 \times 36 + 0.8833 \times 0.8 \times 2 + 1.6175 \times 1.2 \times 2 = 26.8 \text{ m}^3$$

Trọng l- ợng 1 nhịp:

$$G=2.5 \times V/l=26.8 \times 5 \times 2.5/40 = 8.375 \text{ T/m}$$

Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

Bê tông asphal: 5cm;

Lớp bảo vệ: 4cm;

Lớp phòng n- ớc: 1cm

Đệm xi măng 1cm

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 12 cm

Trên 1m² của kết cấu mặt đ- ờng và phần bộ hành lấy sơ bộ : $g = 0.35 \text{ T/m}^2$

$$\Rightarrow g_{ip} = 0.35 \times 10 = 3.5 \text{ T/m}$$

Trọng l- ợng bản BTCT mặt cầu:

$$g_{mc} = 2.5(0.15 \times 8 + 0.15 \times 2) = 3.75 \text{ T/m.}$$

Trọng l- ợng của gờ chắn :

$$g_{cx} = 2 \times (0.2 + 0.3) \times 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m.}$$

Trọng l- ợng hệ dầm mặt cầu lấy sơ bộ là 0.1 T/m²

$$\Rightarrow g_{dmc} = 0.1 \times 11.5 = 1.15 \text{ T/m.}$$

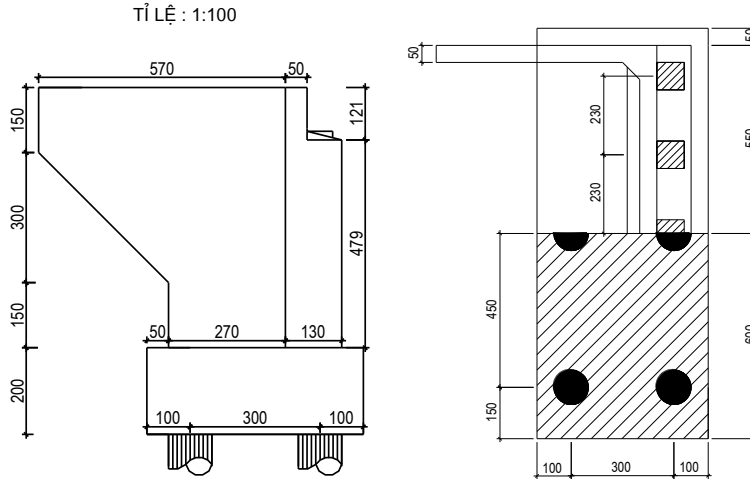
Trọng l- ợng của lan can lấy sơ bộ :

$$g_{lc} = 0.11 \text{ T/m.}$$

2.Tính toán khối l- ợng móng mố và trụ cầu:

2.1-Móng mố M_1, M_2 :

➤ Khối l- ợng mố:



-Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh sau: $d = 0.5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2.(2.7*6.0+1/2*3.0*3.0+1.5*3)x0.5= 25.2 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = (4.79x1.3 + 0.5x1.21)x11= 75.152 \text{ m}^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.5 \times 12 \times 5 = 150 \text{ m}^3$$

=> Khối l- ợng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = 250.352 \text{ m}^3$$

=> Khối l- ợng 2 mố cầu:

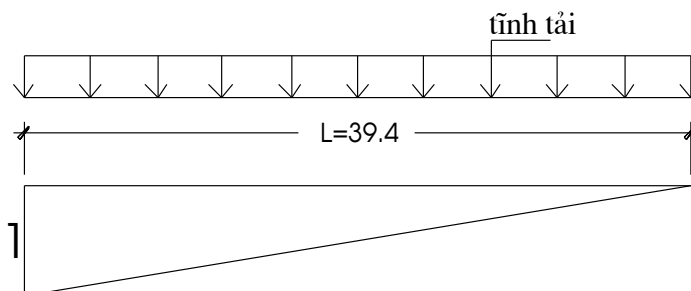
$$V_{mố} = 2*250.352=500.704 \text{ m}^3$$

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

Khối l- ợng cốt thép trong mố là : $m_{th} = 0.08x500.704 = 40.056 \text{ T}$

Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

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



Hình 2-1 Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên mố

$$\omega = 19.7;$$

$$DC = P_{m\ddot{o}} + (g_{\text{đ\grave{a}m}} + g_{\text{bmc}} + g_{\text{lan can}} + g_{\text{dam mc}} + g_{\text{g\ddot{o}i ch\grave{a}n}}) \times \omega$$

$$= 230.46 \times 2.5 + (8.375 + 3.75 + 0.11 + 1.15 + 0.625) \times 19.7 = 852.147 \text{ T}$$

$$DW = g_{\text{l\ddot{o}p ph\grave{u}}} \times \omega = 3.5 \times 19.7 = 68.95 \text{ T}$$

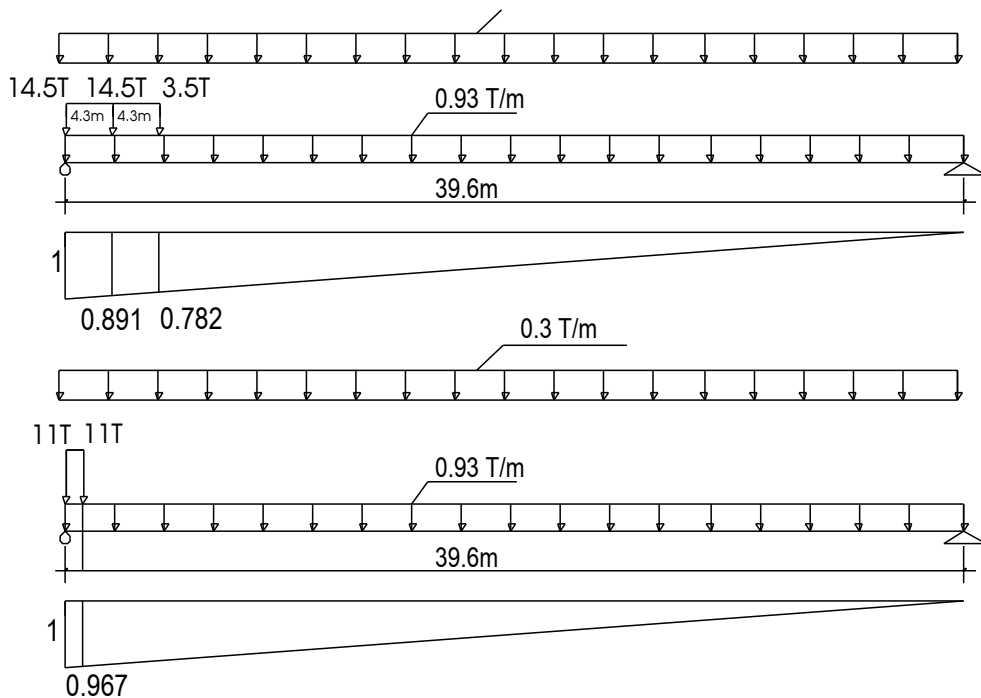
-Do hoạt tải

-Theo quy định của tiêu chuẩn 22tcvn272-05 thì tải trọng dùng thiết kế là giá trị bất lợi nhất của tổ hợp:

- +Xe tải thiết kế và tải trọng làn thiết kế
- +Xe tải 2 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế
- +(2 xe tải 3 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng- òi)x0.9

Tính phản lực lên m\ddot{o} do hoạt tải:

- + Chiều dài tính toán của nhịp L = 29.4m
- + Đ- ờng ảnh h- ỏng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Hình 4.5. Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ỏng áp lực m\ddot{o}

Từ sơ đồ xếp tải ta có phản lực gối do hoạt tải tác dụng nh- sau

- Với tổ hợp HL-93K(xe tải thiết kế+tải trọng làn+ng- òi đi bộ):

$$LL = n.m.(1 + IM/100)(P_i y_i) + n.m.W_{\text{l\grave{a}n}} \omega$$

$$PL = 2P_{\text{ng- òi}} \cdot \omega$$

Trong đó

n : số làn xe

m : hệ số làn xe

IM:lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì $(1+IM/100)=1,25$

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

ω :diện tích đ- ờng ảnh h- ờng

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

$W_{\text{làn}}=0.93T/m, P_{\text{ng- ời}}=0.3 T/m$

$LL_{\text{xe tải}}=2 \times 1 \times 1,25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.891 + 3.5 \times 0.782) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 39.4) = 105.875 T$

$PL=2 \times 0.3 \times (0.5 \times 39.4)=11.82T$

$LL_{\text{xe tải 2 trục}}= 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.967) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 39.4)=90.73T$

$PL=2 \times 0.3 \times (0.5 \times 39.4)=11.82T$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn C- ờng độ I
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(T)	852.147×1.25	68.95×1.5	105.875×1.75	1.82×1.75	1357.075

2.2 Xác định sức chịu tải của cọc tại mố:

2.1.1-vật liệu :

- Bê tông cấp 30 có $f_c' = 30 \text{ MPa}$

- Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 240 \text{ MPa}$

2.2.2- 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 :

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

Trong đó :

φ = Hệ số sức kháng, $\varphi=0.75$

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

$f_y = 420\text{MPa}$: 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 lượng cốt thép dọc thường 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:

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

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

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

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

2.2.3- Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

Số liệu địa chất:

Lớp 1: cát pha sét

Lớp 2: cát hạt trung

Lớp 3: sét pha

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

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

Trong đó :

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

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

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

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét pha (có $N = 45$). Theo Reese và O’Niel (1988) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N .

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

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị $q_p = 0.057 \times 45 = 2.565$ (Mpa) = 256.5 (T/m^2)

$$Q_p = 256.5 \times 3.14 \times 1^2 / 4 = 210.353 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc q_s (T/m^2) và sức kháng thân cọc Q_s

- Trong đất dính : $q_s = \alpha S_u$ 10.8.3.3.1-1

Trong đó :

S_u : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m^2)

$$S_u = 6 \times 10^{-3} \times N \text{ (T)}$$

α : hệ số dính bám (bảng 10.8.3.3.1.1)

Lớp 3 – Sét pha $S_u = 0.006 \times 45 = 0.27$ (Mpa) $\Rightarrow \alpha = 0.49$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.49 \times 0.27 = 0.1323 \text{ (Mpa)} = 13.23 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

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

- $q_s = 0.0028 N$ với $N \leq 53$ (Mpa)
- Lớp 1 - cát pha sét, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 20 = 0.056$ (Mpa) = 5.6 (T/m^2)
- Lớp 2 - cát hạt trung, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 32 = 0.0896$ (Mpa) = 8.96 (T/m^2)

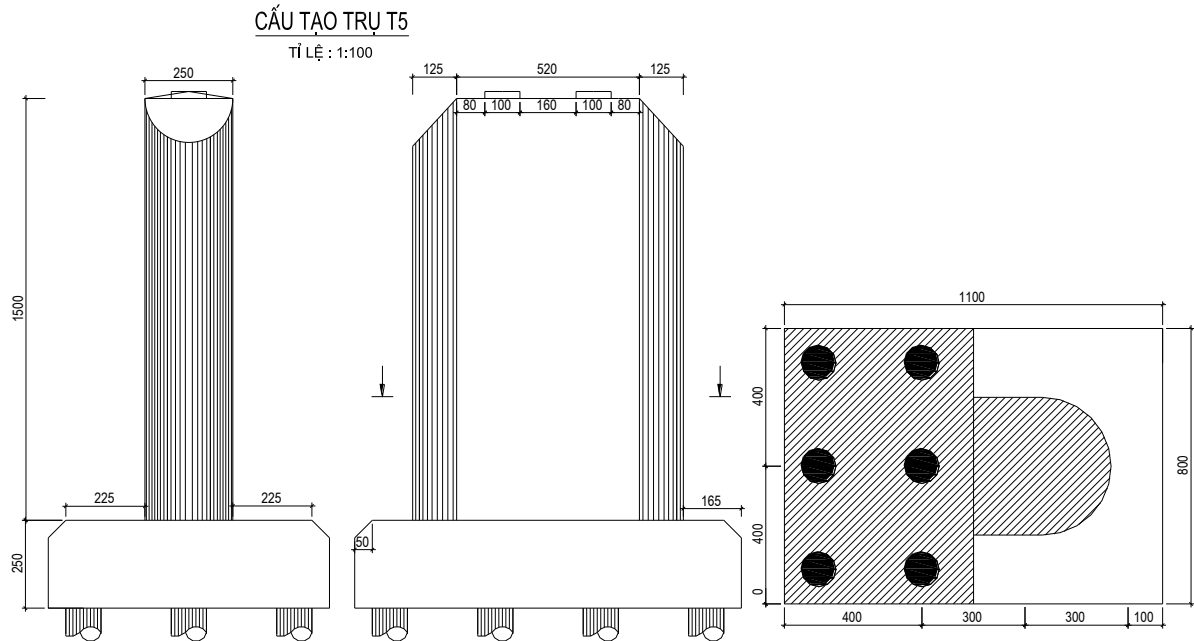
Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	q_s (T/m^2)	A_s (m^2)	Q_s (T)
1	2.65	5.6	8.32	46.598
2	9.01	8.96	28.29	253.491
3	5.84	13.23	18.34	242.606
Tổng	20			542.695

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

$$Q_r = 0.55 \times 210.353 + 0.65 \times 542.695 = 468.45 \text{ T}$$

3.Xác định Trụ T5:



3.1. Công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu :

❖ Khối lượng trụ liên tục :

Hai trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả 2 trụ

- Khối lượng thân trụ : $V_{tr} = 2 \times 7 \times (4 \times 4 + (3.14/4) \times 4^2) = 537.19 \text{ m}^3$
- Khối lượng móng trụ : $V_{m} = 2 \times 1 \times 8 \times 2 = 352 \text{ m}^3$
- Khối lượng 2 trụ : $V_{4t} = 537.19 + 352 = 889.2 \text{ m}^3$
- Khối lượng 1 trụ : $V_{1tr} = \frac{889.2}{2} = 444.6 \text{ m}^3$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 889.2 \text{ m}^3$

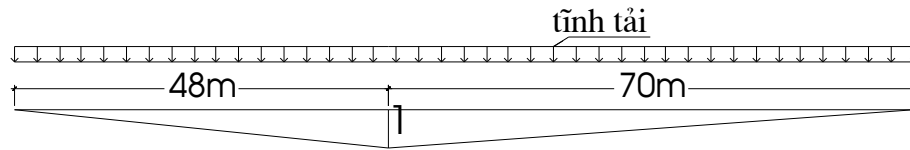
Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là 150 kg/m^3 , hàm lượng cốt thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

Nên ta có khối lượng cốt thép trong hai trụ là:

$$m_{th} = 537.19 \times 0.15 + 352 \times 0.08 = 108.74 \text{ T}$$

3.2.xác định tải trọng tác dụng lên móng:

- Đ- ờng ảnh h- ờng tải trọng tác dụng lên móng tính gần đúng :



Hình 2-3 Đ- ờng ảnh h- ờng áp lực lên móng

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ờng áp lực móng : $w = 59m^2$

$$DC = P_{tr\ddot{u}} + (G_{d1} + g_{lan\ can} + g_{g\ddot{o}\ ch\ddot{a}n}) \times \omega, \quad g_{d\ddot{a}m1} = \frac{1634.55 + 1040.3}{118} = 22.67T/m$$

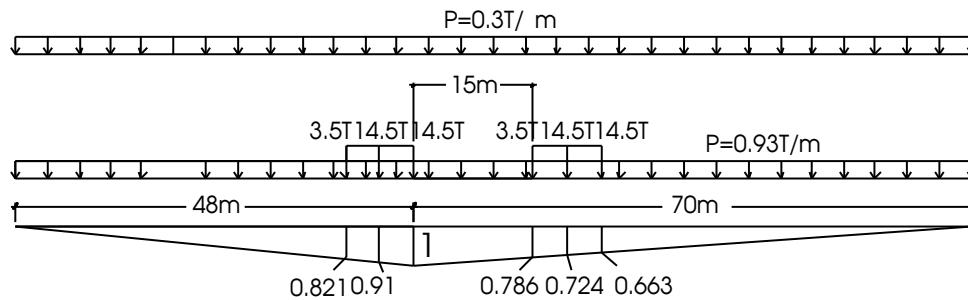
$$= (444.6 \times 2.5) + (22.67 + 0.11 + 0.625) \times 59 = 2492.4 T$$

$$DW = g_{l\ddot{o}pph\ddot{u}} \times \omega = 3.675 \times 59 = 216.825 T$$

➤ **Do hoạt tải**

+ Chiều dài tính toán của nhịp L 118 m

+ Đ- ờng ảnh h- ờng phản lực tính gần đúng có sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



$$LL = n.m.(1 + IM/100).(P_i \cdot y_i) + n.m.W_{l\ddot{a}n} \cdot \omega$$

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

Trong đó

n: số làn xe, n=2

m: hệ số làn xe, m=1;

IM: lực xung kích của xe, khi tính m\ddot{o}\ tr\ddot{u}\ \ddot{a}\c{c}\ th\ddot{i}\ (1 + IM/100) = 1

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

ω : diện tích đ- ờng ảnh h- ờng

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

$$W_{l\ddot{a}n} = 0.93T/m, P_{ng-\ddot{o}i} = 0.3 T/m$$

+**Tổ hợp 1:** 1 xe tải 3 trục+ tt làn+tt ng- òi:

$$LL_{x\ddot{e}\ t\ddot{a}i} = 2 \times 1 \times 1 \times (14.5 + 14.5 \times 0.939 + 3.5 \times 0.91) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 59 = 172.341 T$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 59 = 35.4T$$

+**Tổ hợp 2:** 1 xe tải 2 trục+ tt làn+tt ng- òi:

$$LL_{x\ddot{e}\ t\ddot{a}i\ 2\ tr\ddot{u}\c{c}} = 2 \times 1 \times 1 \times (11 + 11 \times 0.983) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 59 = 153.366T$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 59 = 35.4T$$

+Tổ hợp 3: 2 xe tải 3 trục+ tt làn+tt ng- ời:

$$LL_{\text{xe tải}}=(2 \times 1 \times 1 \times (14.5+14.5 \times 0.91+3.5 \times 0.821+14.5 \times 0.663+14.5 \times 0.724+3.5 \times 0.768) +2 \times 1 \times 0.93 \times 59) \times 0.9 =194.83T$$

$$PL =2 \times 0.3 \times 59 = 35.4T$$

Vậy tổ hợp HL đ- ọc chọn làm thiết kế

Tổng tải trọng tính đ- ời đáy đài là

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	C- ờng độ I
P(T)	2492.4x1.25	216.825x1.5	194.83x1.75	35.4x1.75	4018.64

4

3.3 Xác định sức chịu tải của cọc tại trụ:

3.3.1-vật liệu :

- Bê tông cấp 30 có $f_c' =300 \text{ kg/cm}^2$
- Cốt thép chịu lực AII có $R_a=2400\text{kg/cm}^2$

3.3.2- 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

$$P_v = \phi . P_n .$$

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

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

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

$f_y =420\text{MPa}$: 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:

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

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

3.3.3- Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

Số liệu địa chất:

Lớp 1: cát pha sét

Lớp 2: cát hạt trung

Lớp 3: sét pha

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

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

Trong đó :

- Q_p : Sức kháng đỡ của mũi cọc (T) $Q_p = q_p \times A_p$
- Q_s : Sức kháng đỡ của thân cọc (T) $Q_s = q_s \times A_s$
- $\varphi_{qp} = 0.55$ hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc
- $\varphi_{qs} = 0.65$ hệ số sức kháng đỡ của thân cọc
- q_p : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (T/m²)
- q_s : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (T/m²)
- A_p : Diện tích mũi cọc (m²)
- A_s : Diện tích của bề mặt thân cọc (m²)

➤ Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc q_p (T/m²) và sức kháng mũi cọc Q_p

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – sét pha (có N = 45). Theo Reese và O’Niel (1988) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N.

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

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị $q_p = 0.057 \times 45 = 2.565$ (Mpa) = 256.5 (T/m²)

$$Q_p = 256.5 \times 3.14 \times 1^2 / 4 = 210.353 \text{ (T)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc q_s (T/m²) và sức kháng thân cọc Q_s

- Trong đất dính : $q_s = \alpha \times S_u$ 10.8.3.3.1-1

Trong đó :

S_u : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (T/m²)

$$S_u = 6 \times 10^{-3} \times N \text{ (T)}$$

α : hệ số dính bám (bảng 10.8.3.3.1.1)

Lớp 3 – Sét pha $S_u = 0.006 \times 45 = 0.27$ (Mpa) => $\alpha = 0.49$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.49 \times 0.27 = 0.1323 \text{ (Mpa)} = 13.23 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Trong lớp đất rời :

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

- $q_s = 0.0028 N$ với $N \leq 53$ (Mpa)
- Lớp 1 - cát pha sét, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 20 = 0.056$ (Mpa) = 5.6T/m²)
- Lớp 2 - cát hạt trung, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 32 = 0.0896$ (Mpa) = 8.96 (T/m²)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất(m)	q(T/m ²)	A _s (m2)	Q _s (T)
1				
2				
3				
4				
Tổng				

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	q _s (T/m ²)	A _s (m2)	Q _s (T)
1	0	5.6	0.00	0.000
2	3.52	8.96	11.05	99.033
3	23.98	13.23	75.30	996.182
Tổng	30			1095.215

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

$$Q_r = 0.55 \times 210.353 + 0.65 \times 1095.215 = 827.6 \text{ T}$$

4-Tính số cọc cho móng trụ, mố:

Dự kiến chiều dài cọc tại trụ là : 30.00m, tại mố là 20m

❖ Xác định số l- ợng cọc

$$n = \beta \times P / P_{\text{cọc}}$$

❖ Trong đó:

+β: hệ số kể đến tải trọng ngang;

+β=1.5 cho trụ ,β= 2.0 cho mố(mố chịu tải trọng ngang lớn do áp lực ngang của đất và tác dụng của hoạt tải truyền qua đất trong phạm vi l- ợng thể tr- ợt của đất đắp trên mố).

+P(T) : Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng mố, trụ đã tính ở trên.
+P_{cọc}=min (P_{vl},P_{nd})

Hạng mục	Tên	P _{vl}	P _{nd}	P _{cọc}	Tải trọng	Hệ số	số cọc	Chọn
Trụ giữa	T2	1585	824.6	827.6	4018.64	1.5	7.28	12
Tại mố	M1.2	1585	468.45	468.45	1357.075	2	5.79	6

5. Biện pháp thi công:

5.1. Ph- ơng án cấu liên tục:

5.1.1 Thi công mố cầu

B- ớc 1 : Chuẩn bị mặt bằng.

- chuẩn bị vật liệu ,máy móc thi công.
- xác định phạm vi thi công, định vị trí tim mố.
- dùng máy ủi ,kết hợp thủ công san ủi mặt bằng.

B- ớc 2 : Khoan tạo lỗ

- đ- a máy khoan vào vị trí.
- định vị trí tim cọc
- Khoan tạo lỗ cọc bằng máy chuyên dụng với ống vách dài suốt chiều dài cọc.

B- ớc 3 : Đổ bê tông lòng cọc

- Làm sạch lỗ khoan.
- Dùng cầu hạ lồng cốt thép.
- Lắp ống dẫn ,tiến hành đổ bê tông cọc

B- ớc 4:

- Kiểm tra chất l- ượng cọc
- Di chuyển máy thực hiện các cọc tiếp theo .

B- ớc 5 :

- đào đất hố móng.

B- ớc 6 :

- Làm phẳng hố móng.
- đập đầu cọc.
- đổ bê tông nghèo tạo phẳng.

B- ớc 7 :

- Làm sạch hố móng ,lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép bệ móng.
- đổ bê tông bệ móng.
- Tháo dỡ văng chống ,ván khuôn bệ.

B- ớc 8 :

- Lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép thân mố.
- đổ bê tông thân mố.
- Lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép t- ờng thân ,t- ờng cánh mố.
- Tháo dỡ ván khuôn đà giáo.
- Hoàn thiện mố sau khi thi công xong kết cấu nhịp.

5.1.2 Thi công trụ

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

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng 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

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

B- ớc 5 : Thi công 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. Bê tông đ- ợc cung cấp bằng cầu và máy bơm
- Thi công thân trụ bằng ván khuôn từng đợt một

B- ớc 6 : Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Hoàn thiện trụ

5.1.3 Thi công kết cấu nhịp

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

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

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đợt 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 DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ c- ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 4 : Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên
Hoàn thiện cầu

Lập tổng mức đầu t-
Bảng thông kê vật liệu ph- ơng án cầu liên tục+nhịp đơn giản

Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
			(đ)	(đ)
Tổng mức đầu t	đ	(A+B+C+D)		44,101,916,810
Giá thành trên 1m2				9,671,473
Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+All		37,216,807,435
Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		32,362,441,248
Kết cấu phần trên	đ			30,997,809,600
Dầm BTCT DUỖ giản đơn	m ³	2,589.00	8,000,000	20,712,000,000
Bê tông át phan mặt cầu	m ³	226.80	1,300,000	294,840,000
Bê tông BMC	m ³	793.80	800,000	635,040,000
Lớp phòng nước	m ³	45.36	110,000	4,989,600
Bê tông lan can+gờ chắn	m ³	271.95	800,000	217,560,000
Cốt thép	T	1,110.83	8,000,000	8,886,624,000
Gối cầu	T	4.32	800,000	3,456,000
Khe co giãn nhỏ	md	108.00	2,000,000	216,000,000
Ống thoát nước	ống	80.00	150,000	12,000,000
Đèn chiếu sáng	Cột	18.00	850,000	15,300,000
Kết cấu phần dưới				1,256,028,648
Bê tông mố	m ³	304.33	800,000	243,464,800
Bê tông trụ	m ³	391.81	100,000	39,181,000
Cốt thép mố	kg	24.35	800,000	19,477,184
Cốt thép trụ	kg	31.34	800,000	25,075,840
Cọc khoan nhồi D = 1.0m	m	900.00	850,000	765,000,000
Công trình phụ trợ	%	15.00	(1+2+3+4+5)	163,829,824
Đờng hai đầu cầu				108,603,000
Đắp đất	m ³	1,881.00	22,000	41,382,000
Móng + mặt đờng	m ²	693.00	97,000	67,221,000
Giá trị xây lắp khác	%	15.00	AI	4,854,366,187

Chi phí khác	%	10.00	A	3,721,680,743
Trượt giá	%	3.00	A	1,116,504,223
Dự phòng	%	5.00	A+B	2,046,924,409



PH- ỜNG ÁN 2: CẦU GIÀN THÉP.

I. Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp:

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

$$K = 8 + 2 \cdot 1.5 = 11 \text{ (m)}$$

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

$$B = 9 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0.25 + 2 \cdot 0.5 = 12.5 \text{ (m)}$$

- Sơ đồ nhịp: $88 + 88 + 88 = 264 \text{ (m)}$

- khổ thông thuyền : $B = 40 \text{ m}$, $H = 6 \text{ m}$ (khổ thông thuyền cấp 4).

II. Tính toán sơ bộ khối l- ượng ph- ơng án kết cấu nhịp:

1. Ph- ơng án kết cấu:

+ 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- ời. Từ yêu cầu thiết kế phân xe chạy 7.5m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 9m.

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

$$h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhbp} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) 88 = (12.57 - 8.8) \text{ m} \text{ và } h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$$

+ Chiều cao tĩnh không trong cầu : $H = 5 \text{ m}$

+ Chiều cao dầm ngang:

$$h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12} \right) B = (1.64 - 0.95) \text{ m} \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 1.2 \text{ m}$$

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

+ Chiều cao cổng cầu:

$$h_{cc} = (0.15 \div 0.3) B = 1.725 - 3.45 \text{ m. Chọn } h_{cc} = 1.8 \text{ m}$$

* Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 4.5 + 1.2 + 0.2 + 1.8 = 7.7 \text{ m}$

* Với nhịp 82m ta chia thành 10 khoang giàn, chiều dài mỗi khoang $d = 8.2 \text{ m}$

+ Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với ph- ơng ngang

$$\alpha = 45^\circ - 60^\circ, \text{ hợp lý nhất } \alpha = 50^\circ - 53^\circ.$$

+ Chọn $h = 9 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 50^\circ$ hợp lý.

• Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

+ Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1.5m.

+ Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

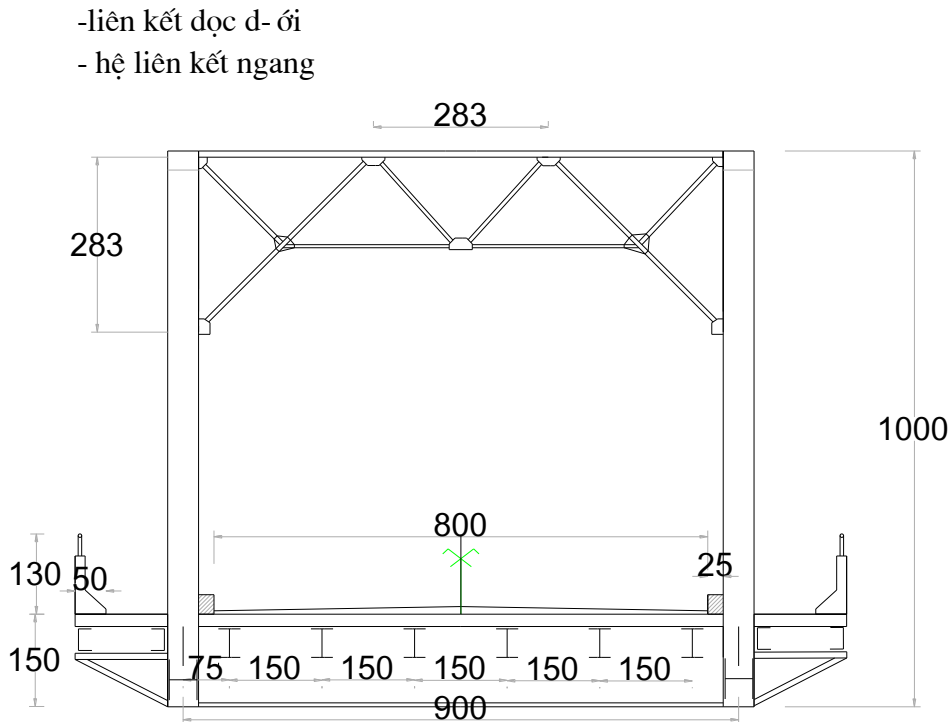
$$h_{dng} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = 0.82 - 0.54 \text{ m} \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 0.5 \text{ m}$$

+ Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.

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

+ Cấu tạo hệ liên kết gồm có :

- liên kết dọc trên



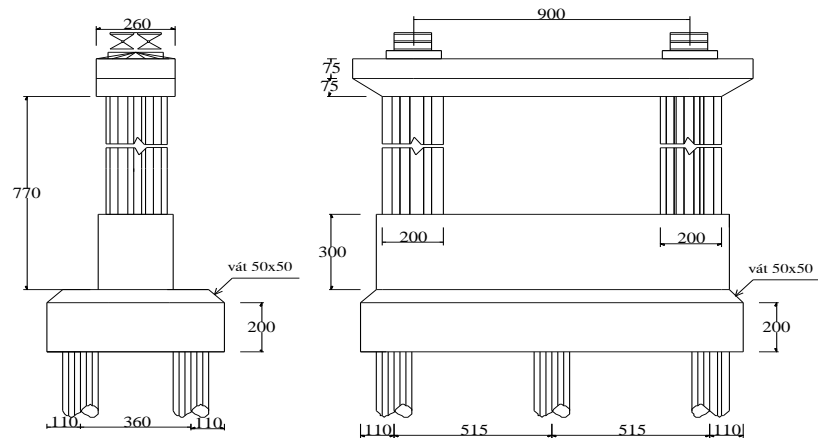
Hình 1: Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

• **Cấu tạo mặt cầu:**

- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:
 - +Lớp bê tông atfan: 5cm.
 - +Lớp bảo vệ : 4cm
 - +Lớp phòng n- ớc : 1cm
 - +Đệm xi măng : 1cm
 - +Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 – 1.2 cm

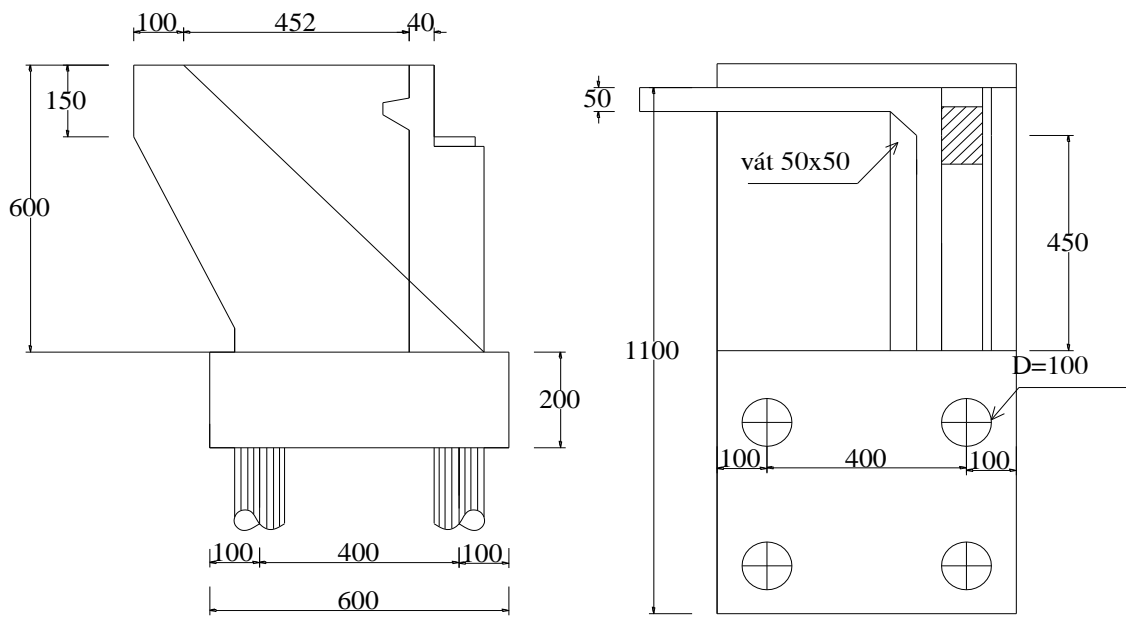
• **Cấu tạo trụ:**

- +Thân trụ gồm 2 cột trụ tròn đ- ờng kính 200cm cách nhau theo ph- ơng ngang cầu là 9m
 - +Bệ móng cao 2.5m, rộng 12.5m theo ph- ơng ngang cầu, 5.8m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
 - +Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá cứng chắc, chiều dài cọc là 19m
- Kích th- ớc sơ bộ trụ cầu nh- hình vẽ



Cấu tạo móng:

- +Dạng móng có tầng cánh ng-ọc bê tông cốt thép
 - +Bê móng móng dày 2 m, rộng 6m theo ph-ong dọc cầu, rộng 11m theo ph-ong ngang cầu, đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ
 - +Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp đá cứng chắc, chiều dài cọc là 20
- Kích th-ớc sơ bộ móng cầu nh- hình vẽ



2. Tính toán khối lượng công tác :

2.1. Sơ bộ khối lượng công tác

2.1.1. Hoạt tải HL93 và người:

Tải trọng tổng hợp của tất cả các loại hoạt tải bao gồm ô tô HL93 và người được tính theo công thức:

$$k_0 = m \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \cdot q_{HL93} \cdot \eta_{HL93} + m_{ng} \cdot \eta_{ng} \cdot q_{ng}$$

Trong đó:

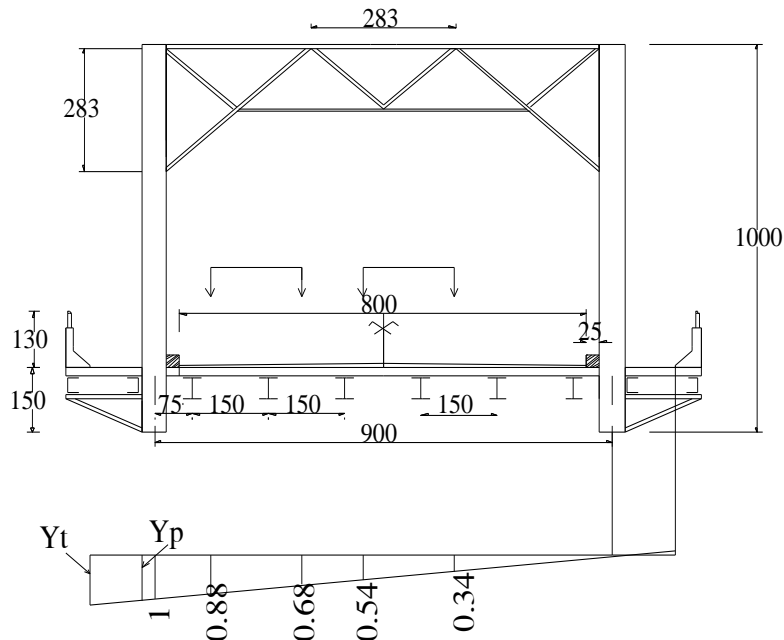
IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%

m: hệ số làn xe, vì có 2 làn nên m=1.

η_{HL93} , η_{ng} : hệ số phân phối ngang xe HL93, làn, người đi bộ

q_{HL93} , q_{ng} : tải trọng tổng hợp của xe 3 trục, tải trọng người;

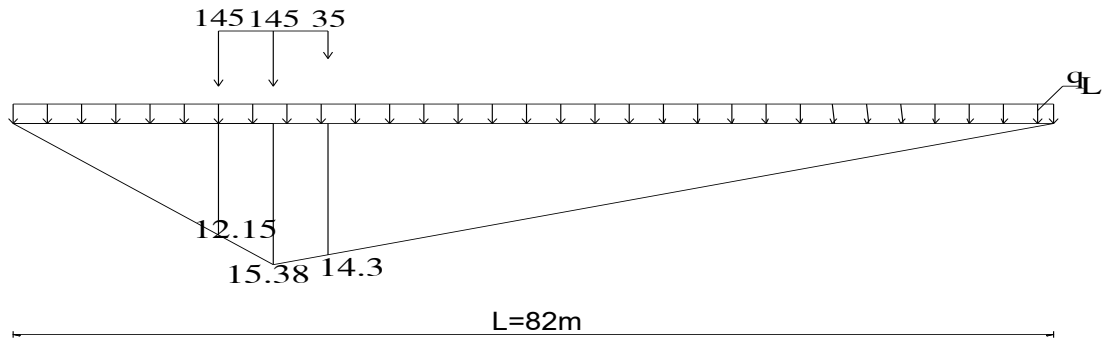
$q_{HL93}=0,93$ T/m, $m_{ng}=0.3$ T/m



($Y_t = 1.14$; $Y_p = 1.03$)

$$\begin{aligned} \eta_{HL93} &= 0.5(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \\ &= 0.5(0.88 + 0.68 + 0.54 + 0.34) = 1.22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{ng} = \omega_{ng} &= (y_p + y_{tr}) \times 1.5 / 2 \\ &= (1.14 + 1.03) \times 1.5 / 2 = 1.62 \end{aligned}$$



$$q_{hl93} \times \omega = 14.5 \times 12.15 + 14.5 \times 15.38 + 3.5 \times 14.3 = 449.23$$

$$q_{hl93} = 449.23 / \omega$$

$$= 449.23 / (82 \times 15.38) \times 0.5$$

$$= 0.71 \text{ T/m}$$

Vậy ta có:

$$k_0 = 1 \times 1.25 \times 0.71 \times 1.77 + 1.62 \times 1.5 \times 0.3$$

$$= 2.29 \text{ T/m}$$

2.1.2. Tính tải g_1 và g_2

-Vật liệu:

- +Bê tông cấp 30 có $f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2$
- +Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- +C- ờng độ tính toán khi chịu lực dọc $R_0 = 2700 \text{ Kg/cm}^2$.
- +C- ờng độ tính toán khi chịu uốn $R_u = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

-Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:

- +Bê tông alpha: 5cm
- +Lớp bảo vệ : 4cm
- +Lớp phòng n- ớc: 1cm
- +Đệm xi măng: 1cm
- +Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 - 12 cm) trên 1 m^2 của kết cấu mặt đ- ờng

-phân bộ hành lấy sơ bộ nh- sau:

$$g = 0.35 \text{ T/m}^2 \Rightarrow g_{lp} = 0.35 \times 12 = 4.2 \text{ T/m}$$

-Trọng l- ợng bản BTCT mặt cầu:

$$g_{mc} = 2.5(0.2 \times 8 + 0.15 \times 2) = 4.75 \text{ T/m}$$

-Trọng l- ợng của gờ chắn :

$$g_{cx} = 2(0.2 + 0.3) \times 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m}$$

-Trọng l- ợng hệ dầm mặt cầu trên 1 m^2 mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là 0.1 T/m^2

$$\Rightarrow g_{dmc} = 0.1 \times 9 = 0.9 \text{ T/m}$$

-Trọng l- ợng của lan can :

$$g_{lc} = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] \times 2.5 = 0.6006 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0.24024 \times 240 = 115.315 (\text{m}^3)$$

Cốt thép lan can : ml c = 0,15 x 115.315 = 17.29 T (hàm l- ợng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/ m³)

-Trọng l- ợng của giàn (tĩnh tải + hoạt tải) xác định theo công thức N.K. Ktoreletski

$$g_d = \frac{n_h \times a \times k_0 + n_1 g_{mc} + n_2 g_{dmc} \bar{b}}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \times \bar{b} + \alpha \bar{b} \times l} \times l$$

Trong đó:

+ l: nhịp tính toán của giàn lấy bằng 82 m.

+ n_h = 1.75 n₁ = 1.5, n₂ = 1.25. các hệ số v- ợt tải của hoạt tải, tĩnh tải lớp mặt cầu, của dầm mặt cầu và hệ liên kết

+ γ: trọng l- ợng riêng của thép = 7.85 T/m³.

+ R: c- ờng độ tính toán của thép, R = 19000 T/m²

+ a, b: đặc tr- ng trọng l- ợng tùy theo các loại kết cấu nhịp khác nhau.

Với nhịp giàn giản đơn l = 82m thì lấy a = b = 3.5

+ α: hệ số xét đến trọng l- ợng của hệ liên kết giữa các dầm chủ; α = 0.12

+ k₀: tải trọng t- ợng đ- ợng của tất cả các loại hoạt tải (ô tô HL93 và ng- ời).

$$k_0 = 2.29 \text{ T/m}$$

Vậy ta có trọng l- ợng của giàn là:

$$g_d = \frac{1.75 \times 3.5 \times 2.29 + 3.5 \times 1.25 \times 7.85 + 0.9 \times 1.5 \times 19000 + 0.9 + 0.11}{\frac{19000}{7.85} - 1.25 \times 3.5 + 0.12 \times 3.5 \times 82} \times 82 = 3.688$$

T/m

-Trọng l- ợng của hệ liên kết là:

$$g_{lk} = 0.1 \times g_d = 0.1 \times 3.68 = 0.368 \text{ T/m}$$

-Trọng l- ợng của 1 giàn chính là:

$$G_d = g_d + g_{lk} = 3.68 + 0.368 = 4.048 \text{ T/m}$$

=> Trọng l- ợng thép của toàn bộ 1 kết cấu nhịp là :

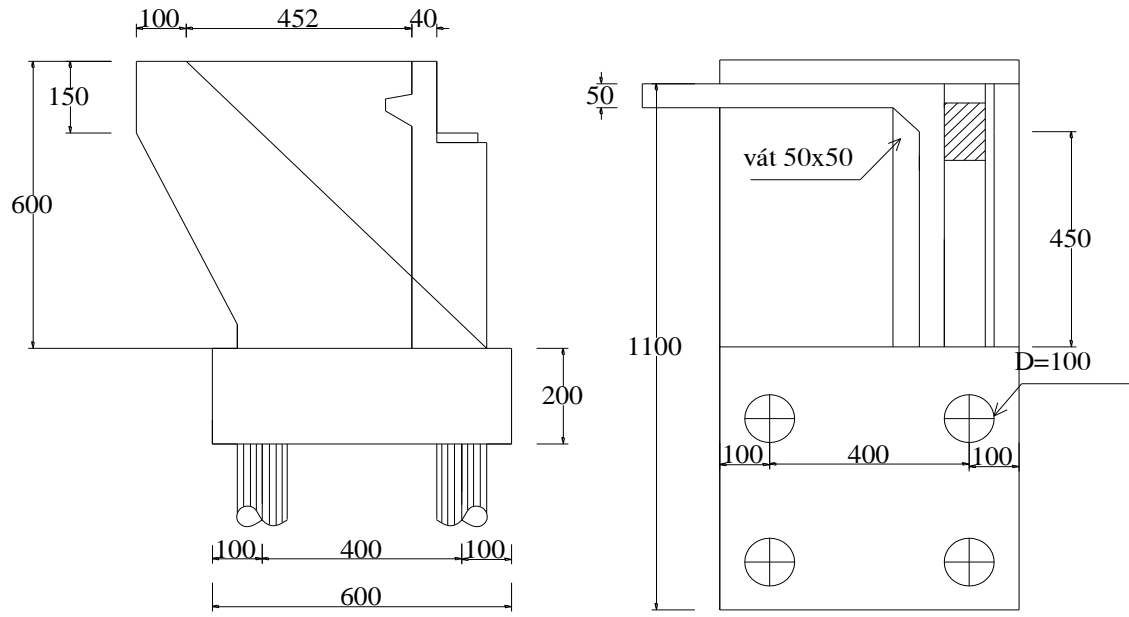
$$G_g = 4.048 \times 82 = 331.936 \text{ T}$$

=> Trọng l- ợng thép của toàn bộ 3 nhịp là :

$$G_{gian} = 3 \times 331.936 = 995.808 \text{ T}$$

a. Móng mố M_1, M_2 :

➤ Khối l- ợng mố cầu:



- Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh :

$$V_{tc} = 2 \cdot (3.5 \cdot 6 + 1/2 \cdot 4 \cdot 2.02 + 1.5 \cdot 2.02) \cdot 0.5 = 28.07 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = (1.5 \cdot 4.3 + 0.4 \cdot 1.7) \cdot 11.1 = 79.14 \text{ m}^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2 \cdot 6 \cdot 11 = 132 \text{ m}^3$$

=> Khối l- ợng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = 28.07 + 79.14 + 132 = 239.21 \text{ m}^3$$

=> Khối l- ợng 2 mố cầu:

$$V_{mố} = 2 \cdot 239.21 = 478.42 \text{ m}^3$$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép trong mố 100 kg / m^3

$$\text{Khối l- ợng cốt thép trong mố là : } m_{th} = 0.1 \cdot 478.42 = 47.842 \text{ T}$$

Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

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

Hình 1-1 Đ- ờng ảnh h- ớng áp lực lên mố

$$DC = P_{mố} + (g_{gian} + g_{bmc} + g_{lan\ can} + g_{dệ\ mc} + g_{gờ\ chân}) \cdot \omega$$

$$= (2 \cdot 239.21) + (2.948 \cdot 2 + 0.11 + 0.9 + 4.75 + 0.625) \cdot 0.5 \cdot 81.5 = 978.87 \text{ T}$$

$$DW = g_{lốp\ phũ} \cdot \omega = 4.2 \cdot 0.5 \cdot 81.5 = 171.15 \text{ T}$$

-Hoạt tải:

Theo quy định của tiêu chuẩn 22tcvn272-05 thì tải trọng dùng thiết kế là giá trị bất lợi nhất của tổ hợp:

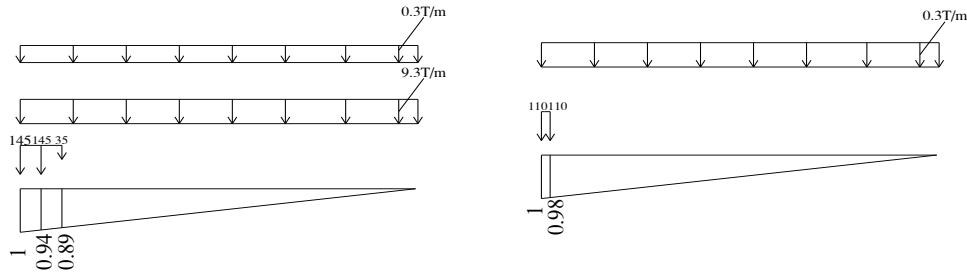
+Xe tải thiết kế và tải trọng làn thiết kế

+Xe tải 2 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế

Tính phản lực lên mố do hoạt tải:

+Chiều dài nhịp tính toán: 81.5m

Đ- ờng ảnh h- ờng phản lực và sơ đồ xếp tải thể hiện nh- sau



Hình 1-2 Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ờng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta có phản lực gối do hoạt tải tác dụng nh- sau

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

$$LL=n.m.(1+IM/100)(P_i y_i)+n.m.W_{làn}\omega$$

$$PL=2P_{ng- ời}\cdot\omega$$

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

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

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

ω :diện tích đ- ờng ảnh h- ờng

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

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

$$LL_{xet\grave{a}i}=2x1x1.25x(14.5+14.5x0.94+3.5x0.89)+2x1x0.93x(0.5x81.5)=138.28T$$

$$PL=2x0.3x(0.5x81.5) =24.45 T$$

$$LL_{xe\grave{a}i\ 2\ trục}= 2x1x1.25x(11+11x0.98)+2x1x0.93x(0.5x81.5) =119.355 T$$

$$PL=2x0.3x(0.5x81.5) =24.45T$$

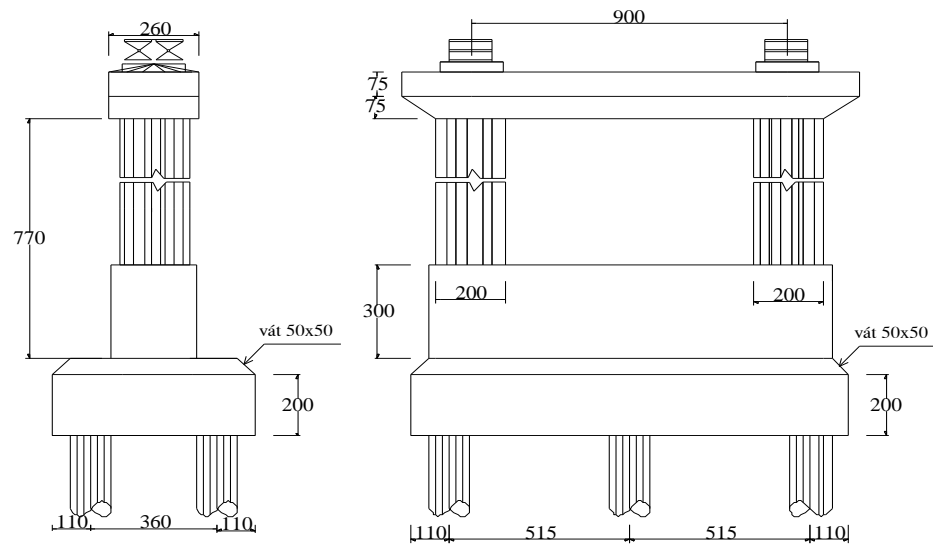
Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn C- ờng độ I
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(T)	978.87x1.25	171.15x1.5	138.28x1.75	24.45x1.75	1765.09

b.Móng trụ cầu:

➤ **Khối l- ợng trụ cầu:**



❖ Khối l- ợng trụ chính :

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

- Khối l- ợng thân trụ : $V_{tt}=(2.4 \times 3 \times 11.5 + 3.14 \times 2^2 / 2 \times 4.7) = 112.316 (m^3)$
- Khối l- ợng móng trụ : $V_{mt} = 12.5 \times 2.5 \times 5.8 = 181.25 (m^3)$
- Khối l- ợng mũ trụ : $V_{xm} = 8 \times 1.5 \times 2.0 - 2(1 \times 0.75 \times 0.75 \times 2.0) = 21.75 m^3$
- Khối l- ợng 1 trụ là : $V_{ttr} = 112.316 + 181.25 + 21.75 = 315.316 m^3$
- Khối l- ợng 2 trụ là : $V = 2 \times 315.16 = 630.63 m^3$

$$\text{Khối l- ợng trụ: } G_{tr} = 1.25 \times 315.316 \times 2.5 = 985.3625 \text{ T}$$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 630.63 m^3$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép thân trụ là $150 kg / m^3$, hàm l- ợng thép trong móng trụ là $100 kg / m^3$

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

$$m_{tt} = 112.316 \times 0.15 + 181.25 \times 0.1 + 21.75 \times 0.1 = 37.14 (T)$$

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

Trọng l- ợng kết cấu nhịp

- Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu : $g_{lp} = 3.85 \text{ T/m}$
- Trọng l- ợng bản BTCT mặt cầu : $g_{mc} = 4.75 \text{ T/m}$.
- Trọng l- ợng của gờ chắn : $g_{cx} = 0.625 \text{ T/m}$.
- Trọng l- ợng hệ dầm mặt cầu : $g_{dmc} = 0.9 \text{ T/m}$.
- Trọng l- ợng của lan can lấy sơ bộ : $g_{lc} = 0.11 \text{ T/m}$.
- Trọng l- ợng của 1 giàn chính là : $G_d = 2.948 \text{ T/m}$
- Đ- ờng ảnh h- ỡng tải trọng tác dụng lên trụ:

Hình 1-3 Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực móng

-Diện tích đ- ờng ảnh h- ờng áp lực trụ : $\omega=82$

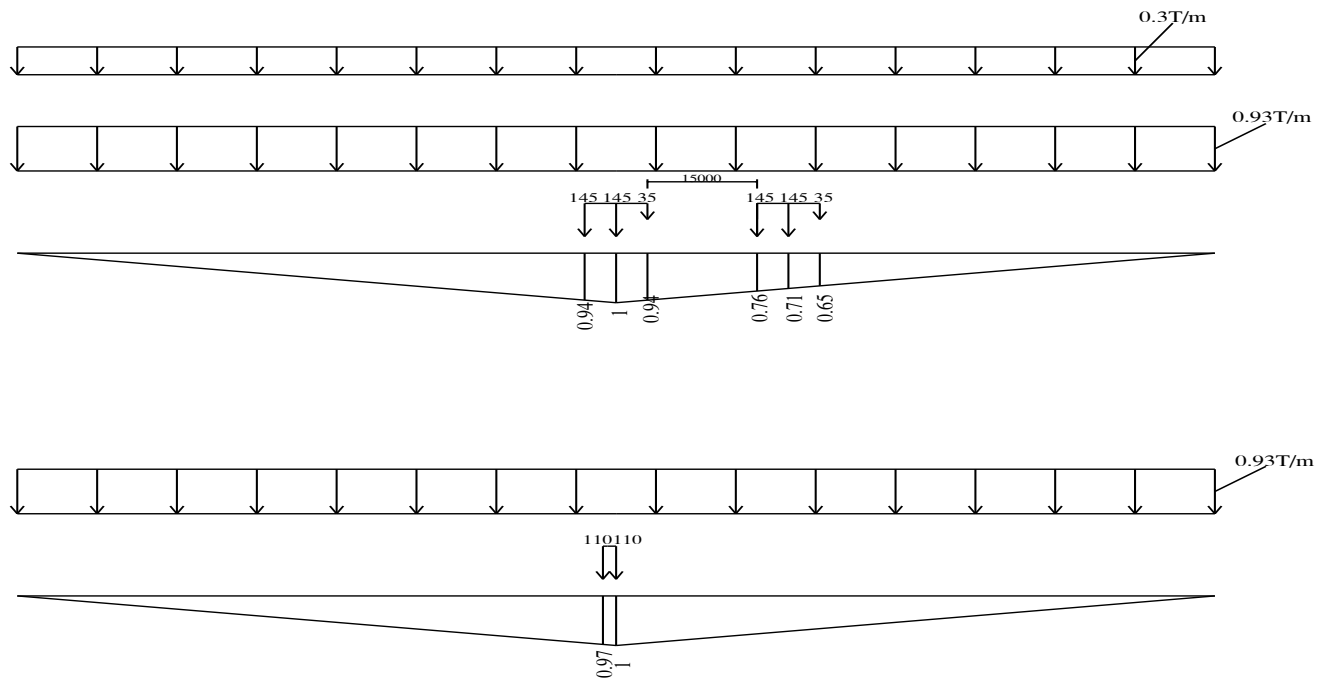
$$DC = P_{\text{trụ}} + (g_{\text{giàn}} + g_{\text{bản}} + g_{\text{hệ dầm}} + g_{\text{gờ chắn}} + g_{\text{lan can}}) \times \omega$$

$$DC = (315.316 \times 2.5) + (2.948 \times 2 + 4.75 + 0.625 + 0.9 + 0.11) \times 82 = 1795.33T$$

$$DW = g_{\text{lớp phủ}} \times \omega = 3.85 \times 82 = 315.7 T$$

Hoạt tải:

- Do hoạt tải HL 93+ng- ời(LL+PL)



Hình 1-4 Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ờng áp lực móng

$$LL = n.m.(1+IM/100).(P_i.y_i) + n.m.W_{\text{làn}} \cdot \omega$$

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

Trong đó

n: số làn xe

m: hệ số làn xe

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

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

ω :diện tích đ- ờng ảnh h- ờng

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

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

+Tổ hợp 1: Xe tải 3 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng- ời

$$LL_{\text{xe tải 3 trục}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.94 + 3.5 \times 0.94) + 2 \times 1 \times (0.93) \times 82 = 367.88T$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 82 = 49.2 T$$

+Tổ hợp 2: 1 xe tải 2 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng- ời

$$LL_{\text{xe tải 2 trục}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 + 11 \times 0.98) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 82 = 348.6T$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 82 = 49.2T$$

+Tổ hợp 3: (2 xe tải 3 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng- ời) $\times 0.9$

$$LL_{\text{xet\grave{a}i}}=(2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.94 + 3.5 \times 0.94 + 14.5 \times 0.9 + 14.5 \times 0.85 + 3.5 \times 0.8) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 82) \times 0.9 = 480.465 \text{ T}$$

$$PL=2 \times 0.3 \times 82 = 49.2 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp 3 đ- ợc chọn làm thiết kế

Tổng tải trọng tính đ- ối đáy đài là

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn C- ờng độ I
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(T)	1795.33x1.25	315.7x1.5	480.465x1.75	49.2x1.75	3644.62

c. Tính số cọc cho móng trụ, mố:

vật liệu:

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

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

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

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 1000^2 / 4 = 785000 \text{ mm}^2$$

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 2% ta có:

$$A_{st} = 0.02 \times A_c = 0.02 \times 785000 = 15700 \text{ mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 15700) + 420 \times 15700) = 16709.6 \times 10^3 \text{ (N)}.$$

$$\text{Hay } P_v = 1670.9 \text{ (T)}.$$

đất nền:

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Sét chảy dẻo
- Lớp 2: sét dẻo mềm
- Lớp 3: đá cứng chắc .

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

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó:

- Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc
 q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)
 φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0.55$ (10.5.5.3)
 A_p : Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

- K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.
 d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.
 (10.7.3.5-2)

$$K_{sp} = \frac{(3 + \frac{S_d}{D})}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad d = 1 + 0,4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3,4$$

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

- K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên
 S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.
 t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.
 D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.
 H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.
 D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1200$ mm.

Tính đ- ợc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 2.86 \times 1.6 = 412.86 \text{ Mp} = 412862 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1000^2 / 4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

- Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.
 φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ- ợc quy định trong bảng 10.5.5-3
 A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

$$n = \beta \times P / P_{cọc}$$

Trong đó:

β : hệ số kể đến tải trọng ngang;

$\beta = 1.5$ cho trụ, $\beta = 2.0$ cho mố (mố chịu tải trọng ngang lớn do áp lực ngang của đất và tác dụng của hoạt tải truyền qua đất trong phạm vi lăng thể tr- ợt của đất đắp trên mố).

$P(T)$: Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng mố, trụ đã tính ở trên.

$$P_{cọc} = \min (P_{vl}, P_{nd})$$

Hạng mục	Tên	Pvl	Pnd	Pcọc	Tải trọng	Hệ số	số cọc	Chọn
Trụ giữa	T1	2406.1	2374	2374	3644.62	1.5	2.30	6
Mố	M1,2	1670.9	1782	1670.9	1786.48	2	2.23	8

III. Biện pháp thi công cầu giàn thép:

III.1 Ph- ong án cầu giàn thép:

a. Thi công mố cầu:

B- ớc 1 : Chuẩn bị mặt bằng.

- chuẩn bị vật liệu , máy móc thi công.
- xác định phạm vi thi công, định vị trí tim mố.
- dùng máy ủi , kết hợp thủ công san ủi mặt bằng.

B- ớc 2 : Khoan tạo lỗ

- đ- a máy khoan vào vị trí.
- định vị trí tim cọc
- Khoan tạo lỗ cọc bằng máy chuyên dụng với ống vách dài suốt chiều dài cọc.

B- ớc 3 : Đổ bê tông lòng cọc

- Làm sạch lỗ khoan.
- Dùng cầu hạ lồng cốt thép.
- Lắp ống dẫn , tiến hành đổ bê tông cọc

B- ớc 4:

- Kiểm tra chất l- ợng cọc
- Di chuyển máy thực hiện các cọc tiếp theo .

B- ớc 5 :

- đào đất hố móng.

B- ớc 6 :

- Làm phẳng hố móng.
- đập đầu cọc.
- đổ bê tông nghèo tạo phẳng.

B- ớc 7 :

- Làm sạch hố móng , lắp dựng đà giáo ván khuôn , cốt thép bệ móng.
- đổ bê tông bệ móng.
- Tháo dỡ văng chống , ván khuôn bệ.

B- ớc 8 :

- Lắp dựng đà giáo ván khuôn , cốt thép thân mố.
- đổ bê tông thân mố.
- Lắp dựng đà giáo ván khuôn , cốt thép t- ờng thân , t- ờng cánh mố.
- Tháo dỡ ván khuôn đà giáo.
- Hoàn thiện mố sau khi thi công xong kết cấu nhịp.

b. Thi công trụ :

- Trụ cầu đ- ọc xây dựng nh- ph- ong án cầu liên tục

c.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, trụ 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 : Lắp hẫng các thanh giàn cho các nhịp tiếp theo

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

B- ớc 4 : Hợp long nhịp giữa

B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu

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

Lập tổng mức đầu t-
Bảng thông kê vật liệu ph- ong án cầu giàn thép

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				(đ)	(đ)
	Tổng mức đầu t	đ	(A+B+C+D)		71,817,706,67 3
	Đơn giá trên 1m2 mặt cầu	đ			26,960,050
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		60,605,659,64 0
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		52,700,573,60 0
I	Kết cấu phần trên	đ			41,527,415,60 0
1	Bê tông át phan mặt cầu	m3	385	2,200,000	847,677,600
2	Bê tông lan can	m3	191	23,000,00 0	4,396,220,000
3	Cốt thép lan can	T	347	15,000,00 0	5,205,000,000
4	Khối lượng cốt thép dàn	T	996	30,000,00 0	29,874,240,00 0
5	Gối dầm thép	Bộ	14	5,000,000	70,000,000
6	Khe co giãn loại lớn	m	82	3,000,000	246,000,000
7	Lớp phòng nớc	m2	5,504	120,000	660,528,000
8	ống thoát nớc	ống	25	150,000	3,750,000
9	Đèn chiếu sáng	Cột	16	14,000,00 0	224,000,000
II	Kết cấu phần dới	đ			10,669,632,00 0
1	Bê tông mố	m3	478	2,000,000	956,840,000
2	Bê tông trụ	m3	655	2,000,000	1,310,800,000
3	Cốt thép mố	t	48	15,000,00 0	717,630,000
4	Cốt thép trụ	t	83	15,000,00 0	1,248,090,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m+D=1m	m	548	8,500,000	4,658,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	20	(1+2+3+4)	1,778,272,000
III	Đờng hai đầu cầu				503,526,000
1	Đắp đất	m3	3,013	62,000	186,806,000
2	Móng + mặt đờng	m2	856	370,000	316,720,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	7,905,086,040
B	Chi phí khác	%	10	A	6,060,565,964

C	Trợt giá	%	3	A	1,818,169,789
D	Dự phòng	%	5	A+B	3,333,311,280

CH- ỜNG IV: TỔNG HỢP VÀ LỰA CHỌN PH- ỜNG ÁN TKKT

1. Lựa chọn ph- ờng án :

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

Dựa trên nhiệm vụ của đồ án tốt nghiệp.

2. Kiến nghị: Xây dựng cầu Ninh Bình theo ph- ờng án cầu dầm liên tục với các nội dung sau:

Vị trí xây dựng

Lý trình: Km 0+103.41 đến Km 0+494.56

Quy mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST đúc hẫng cân bằng

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp IV là: B = 40m, H = 6m

Khổ cầu: $B=8 + 2 \times 0,25 + 2 \times 0.5 + 2 \times 1.5$ m=12,5m.

Tải trọng: xe HL93 và ng- ời 300 kg/cm²

Tần suất lũ thiết kế: P=5%

Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

Tiến độ thi công

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

3. Kinh phí xây dựng:

Theo kết quả tính toán trong phần tính tổng mức đầu t- ta dự kiến kinh phí xây dựng cầu Đồng Nai theo ph- ờng án kiến nghị vào khoảng **80,577,695,712** đồng

Nguồn vốn

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

Phần II
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PH- ỜNG ÁN THIẾT KẾ

- Sơ đồ kết cấu: 33+48+70+48+2x33 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 384.2 m
- Chiều cao dầm chính:
 - Tại vị trí đỉnh trụ H = 4.0 m
 - Tại vị trí giữa nhịp h = 2.0 m
 - Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2}x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hằng cong
- * Tiết diện ngang của dầm hộp:
 - Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ờng thẳng đứng một góc 11°, tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
 - Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 20 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 60 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ờn 150 cm
- *Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm super T dài 40 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,3m, chiều cao dầm 1,75m.
- 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) 4 cm
 - + Lớp phòng n- ớc 1cm
 - +Lớp đệm tạo dốc 1 cm
- Cấu tạo trụ:
 - Thân trụ rộng 2.5 -1.5 m theo ph- ờng dọc cầu và 7.2-7.7 m theo ph- ờng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính R = 1.25 - 0.75 m.
 - Bệ móng cao 2-2.5m, rộng 8.0-5.0 m theo ph- ờng ngang cầu, 11-9.1m theo ph- ờng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ
 - Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp sét pha, chiều dài cọc là 30 m

- Cấu tạo móng:
 - Dạng móng có tầng cánh ngang- dọc bê tông cốt thép
 - Bệ móng móng dày 2m, rộng 5m, dài 12m đặt trên lớp đất phủ
 - Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp sét pha, chiều dài cọc là 20m

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 $f'_t = 0.63\sqrt{f'_c}$ (5.4.2.6)

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

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

- 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 : $0.45f'_c$ (MPa)

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

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

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

I.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 : $f_y = 400\text{ Mpa}$

I.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)
Tao thép	1860 Mpa (Mác 270)	9.53 đến 15.24	1860	$90\%f_{pu} =$ 1674MPa

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

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

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

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

Loại tao 12.7mm và 15.2mm

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

Hệ số ma sát lấc (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- ợc đặt tên là HL-93 sẽ bao gồm một tổ hợp của:

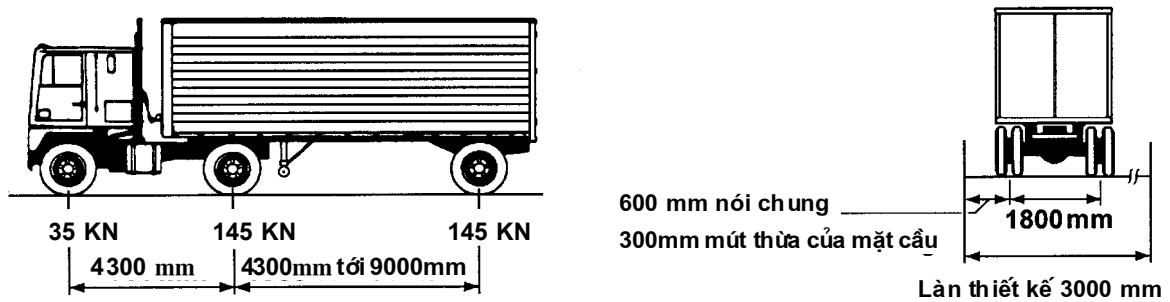
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

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

II.1 II.2.1 XE TẢI THIẾT KẾ

Trọng lượng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình 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 .2.3 TẢI TRỌNG LÀN THIẾT KẾ

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

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 :

$$h_{\min} = 0.027L = 0.027 \cdot 6100 = 164.7\text{mm}$$

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- ơng 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 600mm
- Chiều dày bản tại vị trí mép là 200mm (bố trí neo của cáp căng ngang)

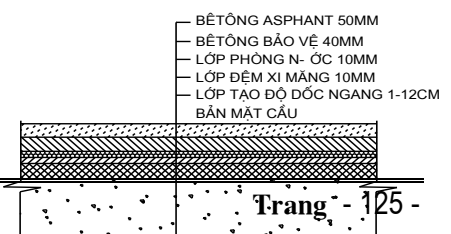
Lan can đ- ợc xây dựng liền với bản mặt cầu ở hai bên có 2 khối bê tông dày 15cm để che chắn các lỗ neo cáp (2 khối này không đ- a vào tính toán)

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) 4 cm

CẤU TẠO MẶT CẦU



- + Lớp phòng n- ớc 1cm
- +Lớp đệm tạo dốc 1 cm
- +Bản mặt cầu

Cấu tạo chung lớp mặt cầu

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

Do bản mặt cầu đ- ợc cấu tạo liền khối với s- ờn dầm không bố trí bản chắn ngang nên chỉ tồn tại liên kết theo ph- ơng dọc cầu áp dụng ph- ơng pháp tính toán gần đúng

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

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

V. III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:

Có thể có sơ đồ tính nh- sau:

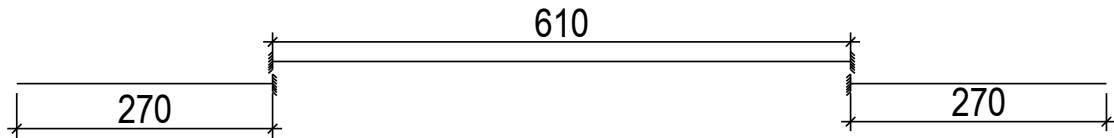
- Khi tính bản mút thừa ta coi nó nh- một công xôn 1 đầu ngàm, với chiều dài nhịp tính từ mép bản đến tim của cấu kiện đỡ.
- Khi tính bản giữa ta coi nó nh- một dầm 2 đầu ngàm, nhịp là khoảng cách từ tim đến tim các cấu kiện đỡ. Để đơn giản trong tính toán ta dùng ph- ơng pháp gần đúng nh- sau:

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

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

Tải trọng tác dụng lên bản:

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

VI.1.1 1. Do lan can (Hình 1)

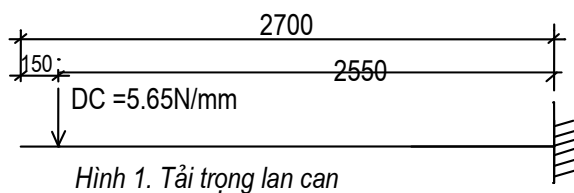
$$DC_2 = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] = 0.240 \text{ m}^2$$

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

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 $2700 - 150 = 2550$ (mm)

$$M_{DC2} = -5.65 \times 2550 = -14407.5 \text{ (Nmm/mm)} = -14.4075 \text{ KNm/m}$$

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



Hình 1. Tải trọng lan can

VI.1.2 2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

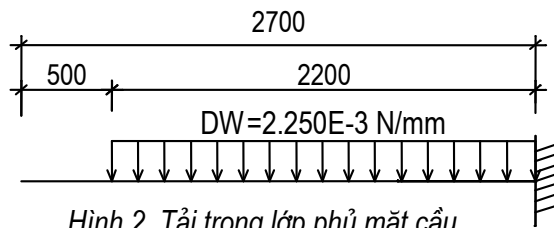
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250 Kg/m^3)

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

Lớp mặt cầu là tải trọng phân bố tác dụng lên phân hẫng trên chiều dài kể từ mép trong của lan can đến vị trí ngàm $L = 2700 - 500 = 2200$ (mm.)

$$M_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2200^2 / 2 = -6409.854 \text{ (Nmm/mm)} = -6.41 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2200 = -5.827 \text{ (N/mm)} = -5.827 \text{ KN/m}$$



Hình 2. Tải trọng lớp phủ mặt cầu

VI.1.3 3. Do bản bê tông (Hình 3)

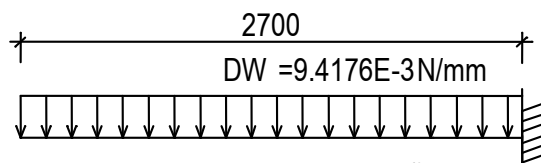
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(200+600)/2 = 400 \text{ (mm)}$

$$DC_1 = 2400 \times 9.81 \times 0.4 = 9417.6 \text{ N/m}^2 = 9417.6 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_{DC1} = -9.4176 \times 10^{-3} \times 2700^2 / 2 = -34327.152 \text{ (Nmm/mm)} = -34.33 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC1} = -9.4176 \times 10^{-3} \times 2700 = -25.4275 \text{ (Nmm/mm)} = -25.428 \text{ (KN/m)}$$



Hình 3. Tải trọng bản bt phân hẫng

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

- Thiết kế bản mặt cầu dùng ph- ơng pháp dải [A4.6.2.1] và dải là ngang.
- Hiệu ứng lực đ- ợc xác định trên cơ sở sau: Khi các dải chính là ngang và nhịp nhỏ hơn 4600mm ($3000 \text{ mm} < 4600 \text{ mm}$). Các dải ngang phải đ- ợc thiết kế theo các bánh xe của trục 145KN.
- Cả tải trọng làn và vị trí của bề rộng 4000mm của mỗi làn phải đặt sao cho gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế phải bố trí trên chiều ngang cầu sao cho tim của bất kỳ tải khô trọng bánh xe nào cũng ng gần hơn:
 - Khi thiết kế bản nút thừa: 300mm tính từ mép đá vĩa hay lan can
 - Khi thiết kế các bộ phận khác: 600mm tính từ mép làn xe thiết kế. (3.6.1.3.1)
- Bề rộng của dải t- ơng đ- ơng bên trong (mm) đối với tải trọng bánh xe có thể phân bố theo ph- ơng dọc nh- sau [Bảng A4.6.2.1.3-1]
 - Phân hẫng : $1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 650 = 1681.45 \text{ mm}$
 - Mômen d- ơng: $660 + 0.55S$ (đối với bản kê 2 cạnh)

$$\Rightarrow 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6100 = 4015 \text{ mm}$$

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

$$\Rightarrow 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6100 = 2745 \text{ mm}$$

Trong đó:

+ $X = 650$ (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+ $S = 6100$ (mm) khoảng cách của các cấu kiện đỡ

- Trong thiết kế này, hiệu ứng lực sẽ tính toán bằng cách sử dụng tải trọng bánh xe tập trung.
- Bề rộng của phần đ- ờng dành cho ng- ời đi bộ là 1000mm ,dải phân cách bằng bó vỉa rộng 250mm, tải trọng xe tải tác dụng lên là 600mm

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

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 650 = 1681.45 \text{ mm}$$

$$M_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5 \times 10^3}{1681.45} \right) \times 650 = -33631.68 \text{ Nmm/mm} = -33.63 \text{ KNm/m}$$

(trong đó $m = 1,2$ là hệ số làn)

$$V_{Tr}^1 = -1.2 \times \frac{72.5}{1.68145} = -51.74 \text{ (KN/m)}$$

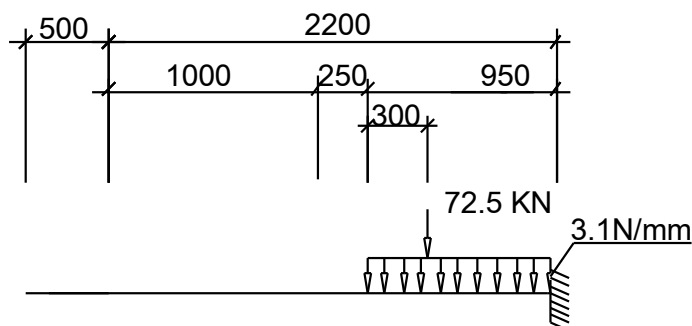
$$M_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 950^2 / 2 = -1678.65 \text{ (Nmm/mm)} = -1.679 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 950 = -3.534 \text{ N/mm} = -3.534 \text{ KN/m}$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{Ln} = -1.25 \times 33.63 - 1.679 = -43.72 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100} \right) + V_{Ln} = -1.25 \times 51.74 - 3.534 = -68.209 \text{ (KN/m)}$$



Hình 4: Hoạt tải tác dụng lên phần hằng

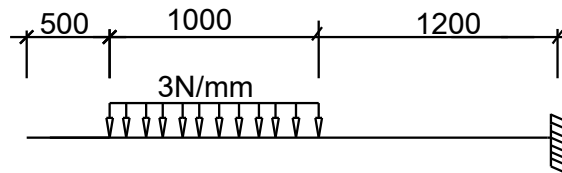
VI.1.4 5. Do tải trọng ng- ời đi bộ (hình 5)

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.

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

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1000 \times (1000/2 + 1200) = -5003.1 \text{ Nmm/mm} = -5.003 \text{ KNm/m}$$

$$V_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1000 = -2.943 \text{ N/mm} = -2.943 \text{ KN/m}$$



Hình 5: Hoạt tải ng- ời đi bộ

III.2.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC CỦA BẢN NGÀM HAI ĐẦU

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

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích DahM}_{0.5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 4.651 \times 10^6 = 12319.1 \text{ Nmm/m} = 12.319 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích DahVgối}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 3.05 \times 10^3 = 8.079 \text{ KN/m}$$

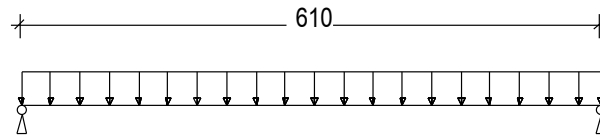
VI.1.5 2. Do tải trọng của bản bê tông (hình 7)

Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dày trung bình là $217213.1/6100 \approx 0.356 \text{ m}$

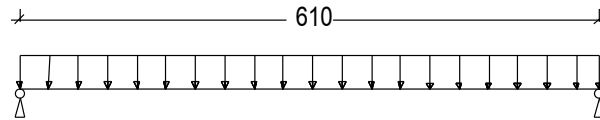
$$DC1 = 2400 \times 9.81 \times 0.356 = 8381.664 \text{ N/m}^2 = 8,382 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$M_{DC1} = w_S(\text{Diện tích DahM}_{0.5}) = 8,382 \times 10^{-3} \times 4.651 \times 10^6 = 38984.682 \text{ Nmm/mm} = 39 \text{ KNm/m}$$

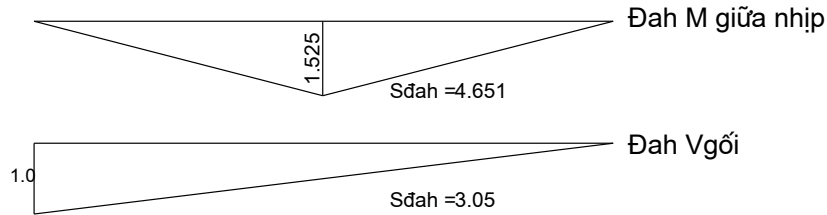
$$V_{DC1} = w_S(\text{Diện tích DahVgối}) = 8,382 \times 10^{-3} \times 3.05 \times 10^6 = 25565.1 \text{ Nmm/mm} = 25.57 \text{ KN/m}$$



Hình6. Tải trọng lớp mặt cầu



Hình7. Tải trọng bản mặt cầu



VI.1.6 3. Do hoạt tải xe (LL)

Bề rộng dải t-ong đ-ong với mômen d-ong: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6100 = 4015$ mm < 4300mm (khoảng cách giữa hai trục bánh xe) \Rightarrow chỉ xếp đ-ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh-ng có thể xếp đ-ợc hai bánh của xe theo ph-ong dọc cầu.

Bề rộng dải t-ong đ-ong với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6100 = 2745$ mm < 4300mm (khoảng cách giữa hai trục bánh xe) \Rightarrow chỉ xếp đ-ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh-ng có thể xếp đ-ợc hai bánh của xe theo ph-ong dọc cầu.

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

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

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

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

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

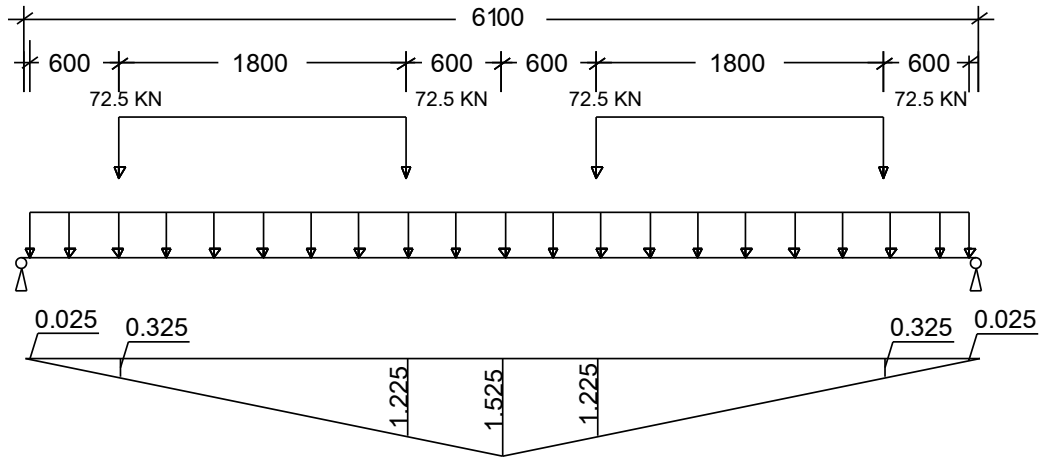
Trong đó

- $P = 72.5$ 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:(hình 8)

$$\sum y_i = (0.325+1.225) \times 2 = 3.1$$

$$\omega_{Đah}=4.65$$



Hình 8: Xếp hoạt tải lên đ- ờng ảnh h- ớng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i = \frac{72.5}{4015} \times 3.1 = 0.055978 \text{ KNm/mm} = 55.98 \text{ KNm/m}$$

(Hệ số làn xe m=1)

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đah} m_{\text{momen}} = 3.1 \times 4.65 = 14.42 \text{ KN/m}$$

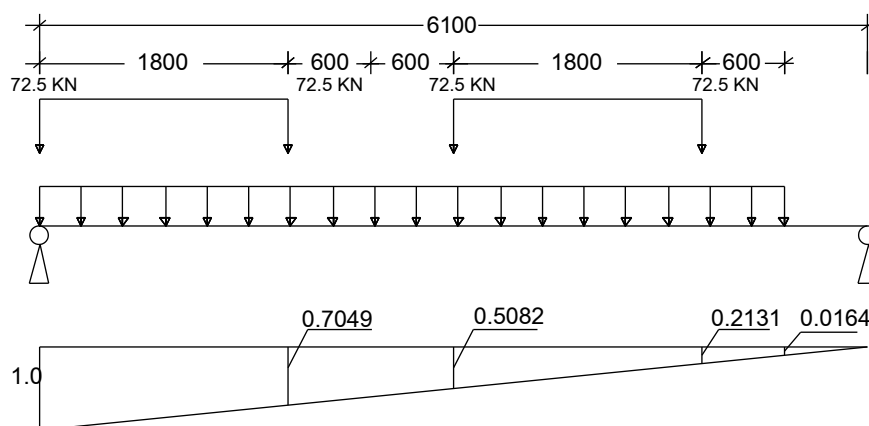
$$M_{LL+IM} = m(1.25M_{Tr} + M_{Ln}) = 1.0 \times (1.25 \times 55.98 + 14.42) = 84.395 \text{ KNm/m}$$

Tính toán Lực cắt tại gối: (hình 9)

$$\sum y_i = 1.0 + 0.7049 + 0.5082 + 0.2131 = 2.4262$$

$$\omega_{Đah}=3.05 \text{ (m}^2\text{)}$$

Sơ đồ tính toán:



Hình 9: Xếp hoạt tải lên đ- ờng ảnh h- ớng lực cắt

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i = \frac{72.5}{2745} \times 2.4262 = 0.0640799 \text{ KN/mm} = 64.08 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đah} l_{cắt} = 3.1 \times 3.05 = 9.455 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{LL+IM} = m(1.25V_{Tr} + V_{Ln}) = 1(1.25 \times 64.08 + 9.455) = 89.555 \text{ (KN/m)}$$

VI.2 III.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

VI.2.1 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 hẫng	-14.4075	-5.65	-34.33	-25.428	-6.41	-5.827	-5.003	-2.943	-43.72	-68.209
Phần giữa	-	-	39	25.57	12.319	8.079	-	-	84.395	89.555

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

VI.2.2 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

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

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

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

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

k : Là hệ số ngàm.

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

2.1. Tổ hợp nội lực theo trạng thái giới hạn c- ờng độ

2.1.1. Đối với mô men:

- Mô men tại tiết diện giữa nhịp:

$$M_0 = 1.05[1.25(39) + 1.5(12.319) + 1.75(84.395)] = 225.666 \text{ KNm}$$

Khi kể đến tính ngàm

$$M_0 = 0.5 \times 225.666 = 112.833 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{ngàm}} = 0.7 \times 225.666 = 157.966 \text{ KNm}$$

- Mô men tại tiết diện gối do nội lực phân hằng gây ra:

$$M_1 = 1.05[1.25(14.4075 + 34.33) + 1.5(6.41) + 1.75(68.209 + 2.943)] = 163.592 \text{ KNm}$$

2.1.2 Đối với lực cắt:

- Lực cắt tại tiết diện gối do nội lực trong bản gây ra:

$$Q_1 = 1.05[1.25(25.57) + 1.5(8.079) + 1.75(89.555)] = 210.842 \text{ KN}$$

- Lực cắt tại tiết diện gối do nội lực phân hằng gây ra:

$$Q_1 = 1.05[1.25(5.65 + 25.428) + 1.5(5.827) + 1.75(2.943 + 68.209)] = 180.709 \text{ KN}$$

So sánh các giá trị ta có:

Mômen tại tiết diện giữa nhịp dùng cho tính toán là: 112.833KNm

Mômen tại tiết diện gối dùng cho tính toán là : 163.592 KNm

Lực cắt tại tiết diện gối dùm cho tính toán là : 210.842KN

2.2.Tổ hợp nội lực theo trạng thái giới hạn sử dụng:

2.2.1. Đối với mô men:

- Mô men tại tiết diện giữa nhịp:

$$M_0=1.0[1.0(39)+1.0(12.319)+1.0(84.395)]=135.714\text{KNm}$$

Khi kể đến tính ngàm

$$M_0=0.5 \times 135.714=67.857 \text{ KNm}$$

$$M_{\text{ngàm}}=0.7 \times 135.714 =95\text{KNm}$$

- Mô men tại tiết diện gối do nội lực phần hằng gây ra:

$$M_1=1.0[1.0(14.4075+34.33)+1.0(6.41)+1.0(68.209+2.943)]=103.871\text{KNm}$$

2.2.2. Đối với lực cắt:

- Lực cắt tại tiết diện gối do nội lực trong bản gây ra:

$$Q_1=1.0[1.0(25.57)+1.0(8.079)+1.0(89.555)]=123.204\text{KN}$$

- Lực cắt tại tiết diện gối do nội lực phần hằng gây ra:

$$Q_1=1.0[1.0(5.65+25.428)+1.0(5.827)+1.0(2.943+68.209)]=108.057\text{KN}$$

So sánh các giá trị ta có:

Mômen tại tiết diện giữa nhịp dùm cho tính toán là: 67.857 KNm

Mômen tại tiết diện gối dùm cho tính toán là: 103.871 KNm

Lực cắt tại tiết diện gối dùm cho tính toán là:123.204KN

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

Nội lực tính toán của bản				
	TTGHCDI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Phần hằng	163.592	180.709	103.871	108.057
Ngàm	157.966	210.842	95	123.204
Giữa nhịp	112.833	-	67.857	-

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- ợc khử ứng suất d- .

Trạng thái ứng suất	Ký hiệu	Giá trị(MPa)
Giới hạn 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: $M^- = -163.592 \text{ KNm/m}$

Mômen d- ơng tại giữa nhịp: $M^+ = 112.833 \text{ KNm/m}$

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: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 35750 \text{ Mpa}$

Khoảng cách từ trọng tâm bó cáp đến mép ngoài chịu kéo là 60mm → Chiều cao làm việc của bê tông là:

- Vùng chịu mômen âm: $z = 500 - 60 = 440 \text{ mm}$
- Vùng chịu mômen d- ơng: $z = 250 - 60 = 190 \text{ mm}$

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

Trong đó:

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

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

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{163.592 \cdot 10^6}{440 \cdot 1302} = 232.68 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d- ờng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{112.833 \cdot 10^6}{190 \cdot 1302} = 456.11 \text{ (mm}^2\text{)}$

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 98.7 mm^2

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

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u	h	z	$0.7f_{pu}$	$A_{1bó}$	A_{ps}	$n_{tính}$	n chọn	A_{ps} Thực
	(Nmm/mm)	mm	mm	N/mm ²	mm ²	mm ²		bó	mm ²
Gối	114515	500	540	1302	296.1	232.68	0.8	2	592.2
Giữa nhịp	112833	250	190	1302	296.1	456.11	1.54	2	592.2

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

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

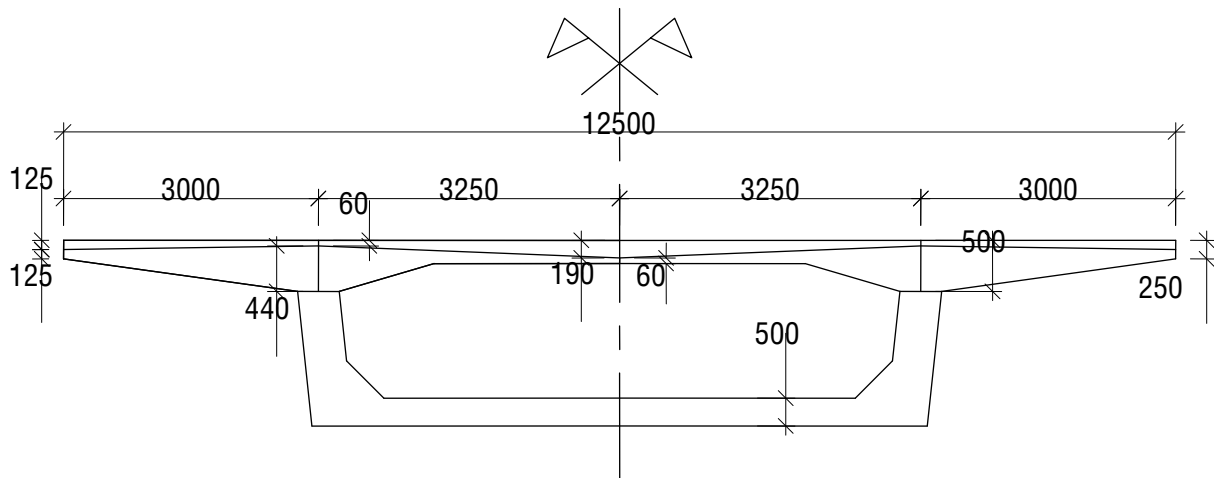
Sử dụng neo loại VSL type S5-4

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- ọc căng một lúc (không kể đến căng từng tao)

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

Trong các cấu kiện kéo sau:

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

(5.9.5.2a-1)

Trong đó:

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

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

VII.2.1 1. Mất mát do ma sát

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

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

(5.9.5.2b-1)

Trong đó:

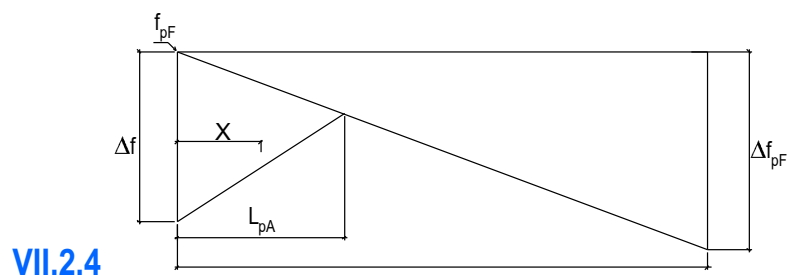
- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.8 f_u = 0.8 \times 1860 = 1488$ (MPa)
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm bất kì đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lặc; $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; $\mu = 0.2$
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ- ờng cáp thép UST từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bó thép	α (rad)	X(mm)	$Kx+\mu\alpha$	f_{pj} (MPa)	Δf_{pF} (MPa)
Gối 1	B1, B2	0.017	2700	0.00502	1488	7.45
Giữa nhịp	B1, B2	0.052	5750	0.01385	1488	20.47
Gối 2	B1, B2	0.087	8800	0.02268	1488	33.37

VII.2.2 2. Mất mát do tr- ợt neo

VII.2.3 Trong quy trình 272-05(Điều 5.9.5.2.1)mất mát ứng suất do thiết bị neo phải là số lớn hơn số yêu cầu để khống chế ứng suất trong thép dự ứng lực khi truyền, hoặc số kiến nghị bởi nhà sản xuất neo, ở đây ta sẽ tính toán theo số kiến nghị của nhà sản xuất neo, đó là hằng VSL.



Sơ đồ tính toán mất mát ứng suất do thiết bị neo

- Mất mát do tụt neo đ- ợc xác định theo công thức:

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

Trong đó:

ΔL - Tổng biến dạng của vấu neo $\Delta L= 6$ mm

L- Chiều dài cáp dự ứng lực L= 12320 mm

E_p - Môđun đàn hồi của neo $E_p=197000$ MPa.

Bảng tính mất mát do tr- ợt neo

Tiết diện	Tên bó thép	ΔL (mm)	L (mm)	E_p (MPa)	Δf_{pA} (MPa)
Gối 1	B ₁ , B ₂	6	11360	197000	104.05
Giữa nhịp	B ₁ , B ₂	6	11360	197000	104.05
Gối 2	B ₁ , B ₂	6	11360	197000	104.05

3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong hệ bản đối với cốt thép UST đ- ọc 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- ợt do lực ứng suất tr- ợt khi truyền và tự trọng của bộ phận ở mặt cắt có mômen max (MPa)
- E_p : môđun đàn hồi của thép - st (MPa); $E_p = 197000$ MPa
- E_{ci} : môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

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

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

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

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà (mm) $e = \frac{S_g}{A_g} - Y_{ps}$
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm²) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán) $A_g = H_g x b_w + n A_{ps}$

$$- S_g = \frac{H_g^2 * b_w}{2} + nA_{PS}y_{PS}$$

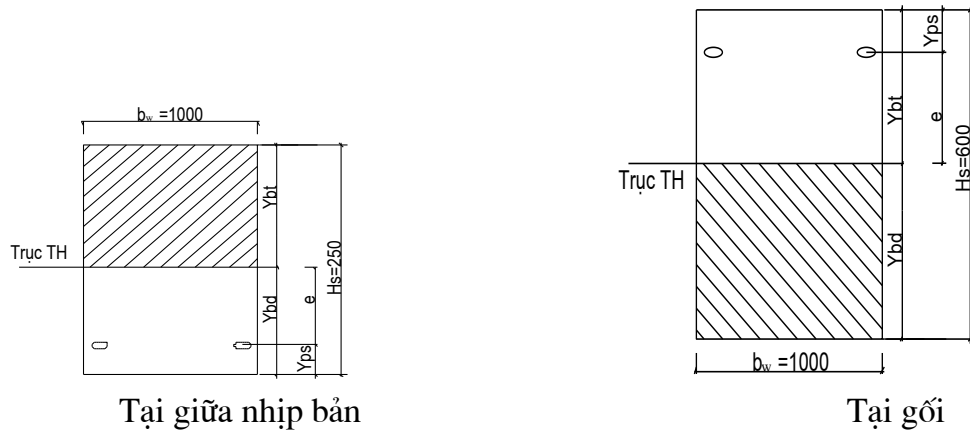
$$- n = \frac{E_{PS}}{E_c} = \frac{E_{PS}}{0.043x\gamma_c^{1.5}x\sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043x2400^{1.5}x\sqrt{50}} = 5.51$$

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

$$I_g = \frac{H_g^3xb_w}{12} + H_gxb_w\left(y_t - \frac{H_g}{2}\right)^2 + nA_{PS}xe^2$$

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

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



➤ Tại gối: $A_g = 500 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 603257.1 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$S_g = \frac{500^2 \times 1000}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 540 = 1817620319 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow Y_{bd} = \frac{1817620319}{603257.1} = 301.3 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = 540 - Y_{bd} = 540 - 301.3 = 238.7 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{500^3 \times 1000}{12} + 500 \times 1000 \left(298.7 - \frac{500}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 238.7^2 = 1.82E+10$$

➤ Tại giữa nhịp bản: $A_g = 250 \times 1000 + 5.51 \times 7592.2 = 253263.022 \text{ (mm}^2\text{)}$

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

$$\Rightarrow Y_{bd} = \frac{31445781.32}{253263.022} = 124.16 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = Y_{bd} - Y_{ps} = 124.16 - 60 = 64.16 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{250^3 \times 1000}{12} + 250 \times 1000 \left(124.16 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 64.16^2 = 1.32E+09$$

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)	$0.25\Delta f_{pES}$ (M Pa)
Gối 1	B1, B2	16359200	238.7	603257.1	1.82E+10	705.01	-0.96	5.55	1.39
Giữa nhịp	B1, B2	11283300	64.16	253263.022	1.32E+09	697.30	-2.21	12.82	3.20
Gối 2	B1, B2	16359200	238.7	603257.1	1.82E+10	689.66	-0.93	5.41	1.35

4. Mất mát do co ngót

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

Đối với cấu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25$ Mpa
(5.9.5.4.2-2)

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

VII.2.5 5. Mất mát do từ biến của bê tông

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

(5.9.5.4.3-1)

Trong đó:

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

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

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

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà(mm)
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm²) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm⁴)
- M_g = mômen do trọng 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

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ⁴)	$-f_{cgp}$ (MPa)	$M_{DC2}+M_{DW}$ Nmm	Δf_{cdp} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	16359200	238.7	603257.1	1.82E+10	0.96	20817500	0.27	9.56
Giữa nhịp	B1,B2	11283300	64.16	253263.022	1.32E+09	2.21	12319000	0.60	22.29
Gối 2	B1,B2	16359200	238.7	603257.1	1.82E+10	0.93	20817500	0.27	9.26

VII.2.6 6. Mất mát do chùng dãn cốt thép

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

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

ở đây:

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

Bảng tính mất mát do chùng dãn cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	33.37	1.39	25	9.56	36.16
Giữa nhịp	B1,B2	20.47	3.20	25	22.29	36.34
Gối 2	B1,B2	33.37	1.35	25	9.26	36.18

VII.2.7 7. Tổng mất mát ứng suất tr- ớc

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa	Δf_{pT} MPa
Gối 1	B1,B2	104.05	7.45	1.39	25	9.56	36.16	183.61
Giữa nhịp	B1,B2	104.05	20.47	3.20	25	22.29	36.34	211.35
Gối 2	B1,B2	104.05	33.37	1.35	25	9.26	36.18	209.21

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- ờng 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, tao 4 sợi

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

Yêu cầu:

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

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

- Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng 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 : $0.5\sqrt{f'_c} = 3.535\text{ Mpa}$

VIII.1.1 1. Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

Công thức kiểm tra:

Tại tiết diện giữa nhịp bản

Biên d- ới:

$$f_{bd} = -\frac{F_t}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bt} + \frac{M_s}{I} y_b \geq -0.6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

Biên trên:

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

Tại tiết diện gối:

Biên d- ới:

$$f_{bd} = -\frac{F_t}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bt} - \frac{M_s}{I} y_b \leq 0.25f'_{ci} = 1.677 \text{ Mpa}$$

Biên trên:

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

Trong đó:

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

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

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

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

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

- A = diện tích tiết diện (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 Nmm	y _{bt} mm	y _{bd} mm	F KN	f _{bt} MPa	f _{bd} MPa	Duyệt
Gối 1	603257.1	1.82E+10	238.7	34330000	298.7	301.3	704192.10	-3.36	1.05	Đạt
Giữa nhịp	253263.02	1.32E+09	64.16	39000000	125.84	124.16	695406.11	-2.21	-3.27	Đạt
Gối 2	603257.1	1.82E+10	238.7	34330000	298.7	301.3	688864.20	-3.28	1.01	Đạt

VIII.1.2 2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

Tại tiết diện giữa nhịp bản

Biên d- ới:

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

Biên trên:

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

Tại tiết diện gối:

Biên d- ới:

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

Biên trên:

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

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr- ớc sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)
F = A_{ps}(0.7f_{pu} - Δf_{pT}) 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 (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSDI

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	e mm	M Nmm	y_t mm	y_b mm	F KN	f_{bt} MPa	F_{bd} MPa	Duyệt
Gối 1	603257.1	1.82E+10	238.7	103871000	298.7	301.3	662311.17	-1.99	-0.20	Đạt
Giữa nhịp	253263.02	1.32E+09	64.16	67857000	125.84	124.16	645881.42	-0.03	-5.04	Đạt
Gối 2	603257.1	1.82E+10	238.7	103871000	298.7	301.3	647150.94	-1.90	-0.24	Đạt

VIII.1.3 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

VIII.2.1 1. Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

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

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

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

Với mặt cắt hình chữ nhật:

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

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- a : chiều dày của khối ứng suất t- ơng đ- ơng (mm)-chiều cao chịu nén
 $a=c\beta_1$
- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

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

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

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

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

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

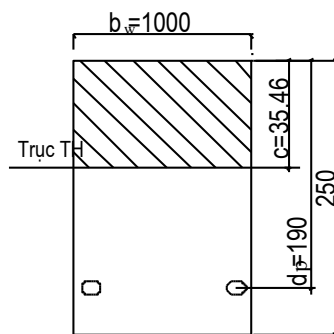
$$d_p = 540 \text{ mm tại gối}$$

$$d_p = 190 \text{ mm tại giữa bản}$$

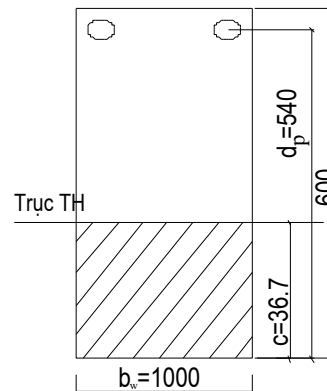
- c = khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

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 :

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{540}} = 36.7$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{190}} = 35.46$$

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

Kết quả kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	a mm	A _{ps} mm ²	f _{ps} MPa	d _p mm	φM _n KNm	M _u KNm	Duyệt
Gối 1	25.43	592.2	1834.72	540	572.91	163.59	Đạt
Giữa bản	24.56	592.2	1769.03	190	186.18	112.83	Đạt
Gối 2	25.43	592.2	1834.72	540	572.91	163.59	Đạt

VIII.2.2 2.Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép

2.1 L- ợng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

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

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

d_e = d_p : khoảng cách có hiệu t- 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	540	36.7	0.07	Đạt
Giữa nhịp	190	35.45	0.19	Đạt
Gối 2	540	36.7	0.07	Đạt

2.2 L- ợng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

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

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

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

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 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 (mm²)

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

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (mm², mm⁴)

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

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

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

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

$$\phi M_n > 1.33M_u$$

$$(3.4.1.1)$$

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

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

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	M Nmm	e mm	y _t mm	y _b mm	f _{pe} Mpa	f _d Mpa	1.2M _{cr} kNm
Gối 1	603257.1	1.820E+10	34330000	238.7	298.7	301.3	-8.13	0.57	310.05
Giữa nhịp	253263.02	1.320E+09	39000000	64.16	125.84	124.16	-13.95	3.67	165.64
Gối 2	603257.1	1.820E+10	34330000	238.7	298.7	301.3	-8.13	0.57	310.05

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	572.91	310.05	217.58	Đạt
Giữa nhịp	186.18	169.97	150.07	Đạt
Gối 2	572.91	310.05	217.58	Đạt

VIII.2.3 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:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3-1) \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p & (5.8.3.3-2) \end{cases}$$

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

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

ở đây :

- b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)
- d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ- ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)
- s : Cự li cốt thép đai (mm)
- β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ- ợc qui định trong điều 5.8.3.4
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ)
- α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)
- A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự li s (mm^2)

- V_p : Thành phần lực ứng suất tr- ớc có hiệu trên h- ớng lực cắt tác dụng, là d- ơng nếu ng- ợc chiều lực cắt(N)
- V_c : Sức kháng cắt danh định của bê tông(N).
- V_s : Sức kháng cắt danh định của cốt thép(N).

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

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

$$M_u = 163.592 \text{ KNm}$$

$$V_u = 210.842 \text{ KN}$$

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- ớng 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 $d_p = 540 \text{ mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.7 = 25.43$$

$$\begin{cases} 0.9d_e = 0.9 \times 540 = 486 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 600 = 432 \text{ mm} \\ d_p - \frac{a}{2} = 540 - \frac{25.43}{2} = 527.3 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 527.3 \text{ mm}$$

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v :

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

Xác định β và θ

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

ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v \cdot d_v} = \frac{210.482 \times 10^3}{0,9 \times 1000 \times 527.3} = 0,444 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.444}{50} = 8.88 \times 10^{-3}$$

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

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

Trong đó:

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

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

- f_{pe} : ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.
- 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 $f_{pc} = 0$

$$\Rightarrow f_{po} = 1115.5 \text{ MPa}$$

Giả thiết $\theta = 45^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{163.592 \cdot 10^6}{527.3} + 0,5 \cdot 210.842 \cdot 10^3 \cdot \cot g45 - 592.2 \cdot 1111.34}{197000 \cdot 592.2} = -2.07 \times 10^{-3}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ợc $\theta = 27^\circ$, $\beta = 7$

Xác định V_c và V_s

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

$$V_c = 0,083 \times 7 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 527.3 = 2166301.53 \text{ N}$$

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

$$\text{KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_d = 2166301.53 + 0 + 0 = 2166301.53 \text{ N} = 2166.3 \end{array} \right.$$

$$V_n = \min \quad 0.25f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 532.14 + 0 = 6651.75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_n = 2166.3 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 2166.3 = 1949.67 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 180.709 \text{ KN} \leq \phi V_n$

VIII.2.4 4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

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

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

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

ở đây :

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

Thép phải đ- ợc phân bố đều trên 2 mặt (vì cấu kiện có bề dày hơn 150mm)

$$A_s \geq 0.75 \times 250 \times 1/400 = 0.468 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ theo mỗi h- ớng (tại giữa bản)}$$

Cốt thép phân bố trên một mặt là : $0.5 \times A_s = 0.234 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Sử dụng No10 @ 200mm, diện tích đầy đủ là $A_s = 0.5 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$A_s \geq 0.75 \times 600 \times 1/400 = 1.125 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ theo mỗi h- ớng (tại gối)}$$

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

Sử dụng No15 @ 200 mm diện tích đầy đủ là $A_s = 1 \text{ mm}^2/\text{mm}$

(cốt thép này đ- ợc tính lại ở dầm chủ)

THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

IX. IV. LỰA CHỌN KÍCH TH- ỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TR- NG HÌNH HỌC

IX.1 IV.1 KÍCH TH- ỚC KẾT CẤU VÀ MẶT CẮT NGANG DẦM

IX.1.1 IV.1.1.Thiết kế đ- ờng 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 đ- ợc bố trí phù hợp cả trong thi công và khai thác.

Giảm đ- ợc ứng suất cắt.

Kết cấu có hình dáng đẹp.

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

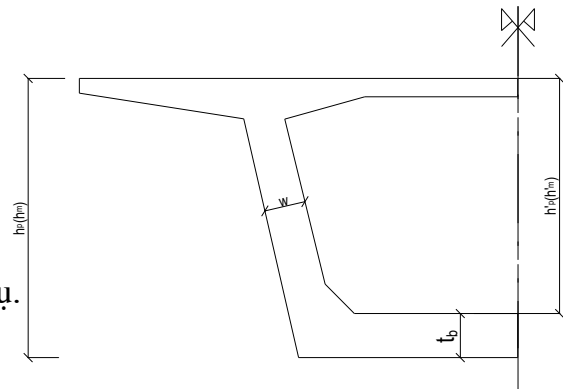
$$y_1 = a_1x^2 + b_1$$

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

$$b_1 = h_m$$

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



IX.1.2 IV.1.2.Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

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

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

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

Tại khu vực gấn trụ: Chiều dày bản đáy tăng lên để chịu lực nén lớn do mô men uốn và lực cắt gây ra, th- ờng nằm trong khoảng $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 800mm

Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gấn trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đ- ờng 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 đ- ờng xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ
- h'_m : Khoảng cách tính từ mặt đ- ờng xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phân cánh hằng cong.
- y_2 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

Chiều dày đáy hộp đ- ợc tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

IX.1.3 IV.1.3.Thiết kế s- ờn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

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

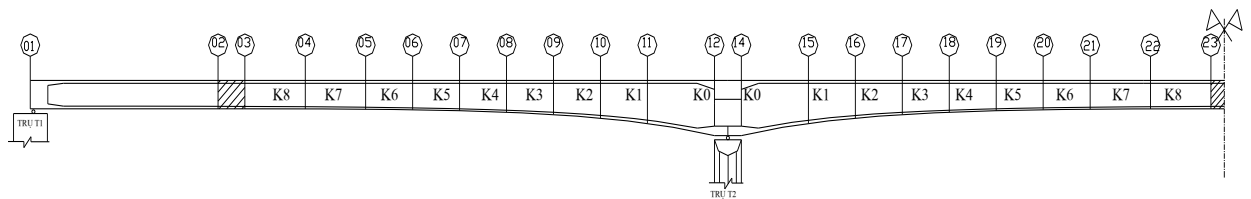
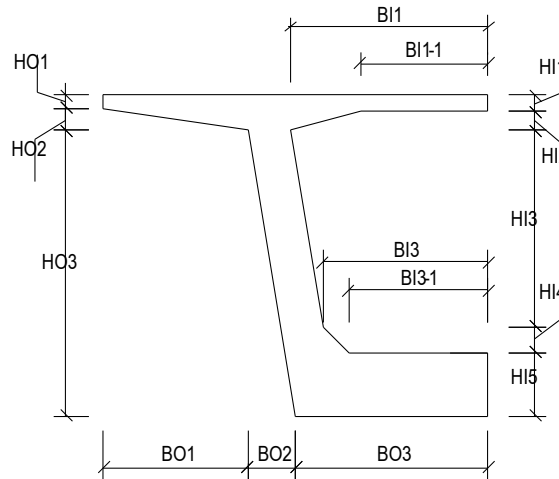
Chiều dày s- ờn phải đảm bảo hai yêu cầu:

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

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

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 5.2 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ 0.8 ÷ 0.3 m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 11.5m có chiều dày thay đổi 0.25 -0.2 m, sườn dầm dày 0.45 m.

Sau đây là chiều cao, chiều dày dầm và bề dày sườn hộp của một số tiết diện

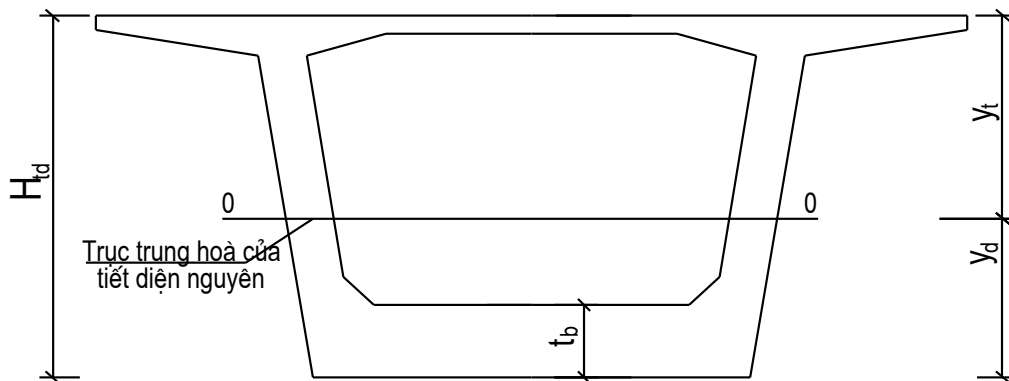


Thứ tự	Tiết diện	HO 1	HO 2	HO 3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI 4	HI5	BI1	BI1- 1	BI3	BI3- 1
1	1	0.2	0.4	1.40	2.475	0.284	2.991	0.25	0.35	0.60	0.50	0.30	2.825	1.325	2.794	2.294
2	2	0.2	0.4	1.40	2.475	0.284	2.991	0.25	0.35	0.60	0.50	0.30	2.825	1.325	2.794	2.294
3	3	0.2	0.4	1.40	2.475	0.284	2.991	0.25	0.35	0.60	0.50	0.30	2.825	1.325	2.794	2.294
4	4	0.2	0.4	1.43	2.475	0.289	2.986	0.25	0.35	0.57	0.50	0.35	2.825	1.325	2.703	2.203
5	5	0.2	0.4	1.51	2.475	0.305	2.970	0.25	0.35	0.59	0.50	0.41	2.825	1.325	2.698	2.198
6	6	0.2	0.4	1.65	2.475	0.332	2.943	0.25	0.35	0.67	0.50	0.47	2.825	1.325	2.683	2.183
7	7	0.2	0.4	1.82	2.475	0.365	2.910	0.25	0.35	0.79	0.50	0.52	2.825	1.325	2.660	2.160

8	8	0.2	0.4	2.0	2.47	0.40	2.87	0.2	0.3	0.9		0.57	2.82	1.32	2.63	2.13
				2	5	5	0	5	5	5	0.5	9	5	5	0	0
9	9	0.2	0.4	2.2	2.47	0.44	2.82	0.2	0.3	1.1		0.62	2.82	1.32	2.59	2.09
				4	5	7	8	5	5	1	0.5	4	5	5	7	7
10	10	0.2	0.4	2.4	2.47	0.49	2.78	0.2	0.3	1.3		0.66	2.82	1.32	2.55	2.05
				8	5	4	1	5	5	1	0.5	8	5	5	8	8
11	11	0.2	0.4	2.7	2.47	0.54	2.72	0.2	0.3	1.5		0.71	2.82	1.32	2.51	2.01
				6	5	7	8	5	5	4	0.5	2	5	5	3	3
12	12	0.2	0.4	3.4	2.47	0.67	2.60	0.2	0.3	2.1		0.80	2.82	1.32	2.40	1.90
				0	5	3	2	5	5	0	0.5	0	5	5	5	5
13	I3			3.4	2.47	0.67	2.60	0.2	0.3	2.1		0.80	2.82	1.32	2.40	1.90
	T	0.2	0.4	0	5	3	2	5	5	0	0.5	0	5	5	5	5

IX.2 IV.1.4. TÍNH TOÁN ĐẶC TR- NG HÌNH HỌC TIẾT DIỆN

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



Bảng đặc tr- ng hình học tiết diện nguyên

Tiết diện	K/c từ gối m	A m ²	I m ⁴	y _t m	y _d m	H _{td} m	t _b m
1	0	7.463	3.956	0.772	1.228	2.000	0.300
2	12	7.463	3.956	0.772	1.228	2.200	0.300
3	14	7.463	3.956	0.772	1.228	2.000	0.300
4	18	7.515	4.108	0.785	1.245	2.030	0.359
5	22	7.691	4.644	0.830	1.290	2.119	0.418
6	26	7.986	5.645	0.907	1.362	2.269	0.476
7	30	8.396	7.251	1.019	1.459	2.477	0.535
8	33	8.777	8.979	1.126	1.547	2.673	0.579
9	36	9.218	11.285	1.254	1.648	2.903	0.624
10	39	9.719	14.316	1.405	1.761	3.165	0.668
11	42	10.278	18.251	1.578	1.884	3.462	0.712
12	46.75	11.278	26.861	1.898	2.102	4.000	0.800
13T	48	24.158	35.674	1.737	2.263	4.000	0.800
13P	48	24.158	35.674	1.931	2.263	4.000	0.800
14	49.25	11.278	26.861	1.898	2.102	4.000	0.800
15	54	10.278	18.251	1.578	1.884	3.462	0.712
16	57	9.719	14.316	1.405	1.761	3.165	0.668
17	60	9.218	11.285	1.254	1.648	2.903	0.624
18	63	8.777	8.979	1.126	1.547	2.673	0.579
19	66	8.396	7.251	1.019	1.459	2.477	0.535
20	70	7.986	5.645	0.907	1.362	2.269	0.476
21	74	7.691	4.644	0.830	1.290	2.119	0.418
22	78	7.515	4.108	0.785	1.245	2.030	0.359
23	82	7.463	3.956	0.772	1.228	2.000	0.300

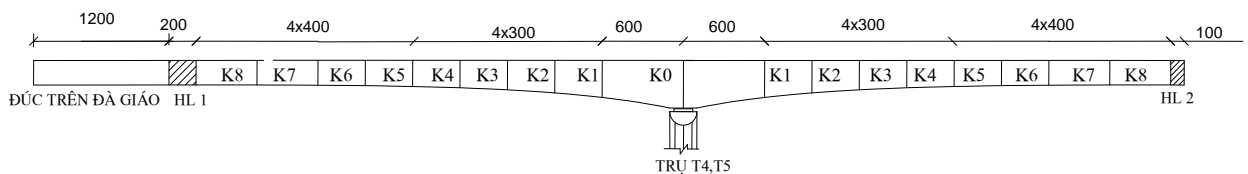
X. IV.2. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM

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

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

X.1 IV.2.1 SƠ ĐỒ CHIA ĐỐT THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



X.2 IV.2.2 CÁC GIAI ĐOẠN THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

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

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

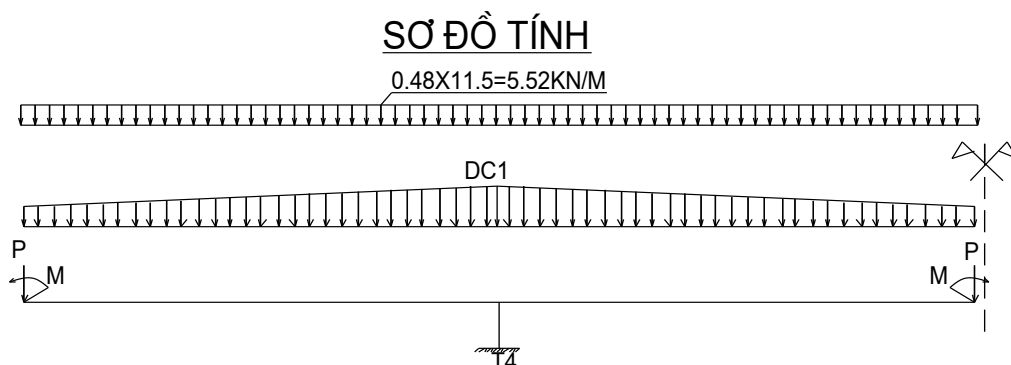
Trong b- ớc này tải trọng tác dụng lên dầm gồm có trọng l- ợng bản thân của các đốt đúc, trọng l- ợng xe đúc P (kể cả ván khuôn, thiết bị thi công và ng- ời).

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P = 600\text{KN}$ tải trọng do trọng l- ợng bản thân dầm đ- ợc tính là tải trọng phân bố theo hình thang trên mỗi đốt đúc và có giá trị bằng diện tích mặt cắt nhân với trọng l- ợng riêng của bê tông $\gamma = 2.4 \text{ T/m}^3$.

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

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

Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T4, T5 hai xe đúc đứng ở K8:



* 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 $P_{xd} = 400\text{KN}$ đặt tại mép ngoài đốt cuối cùng.

+ Tải trọng phụ: Tải trọng thi công $q_{tc} = 0.48 \times b = 0.48 \times 11.5 = 5.2\text{KN/m}$

(5.14.2.3.2)

* Nội lực tại từng mặt cắt trong giai đoạn đúc hằng đối xứng qua trụ:

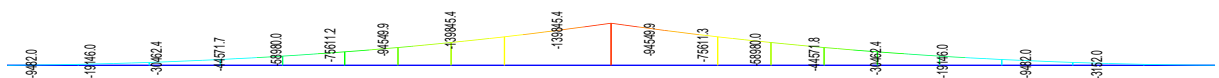
• Mặt cắt Si : $M_i^{tc} = M_H + M_{xd} + M_{tc}$

+ M_H : Mô men do tĩnh tải các đốt đúc.

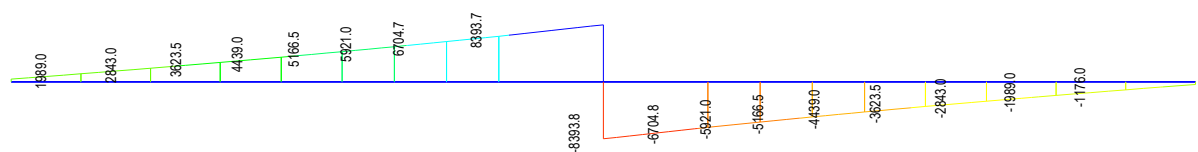
+ M_{xd} : Mô men do trọng l- ọng xe đúc.

+ M_{tc} : Mô men do trọng l- ọng thi công.

Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



Biểu đồ Momen My



Biểu đồ lực cắt Fz

Bảng giá trị nội lực GĐ1

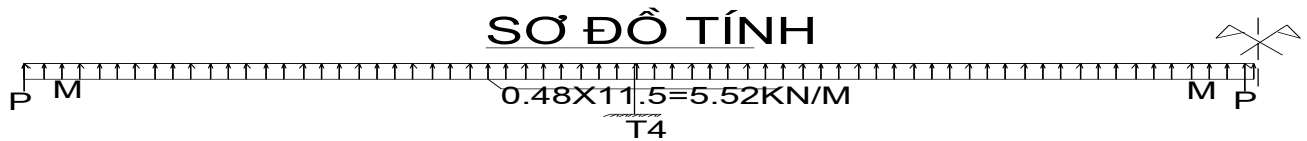
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m	KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	0	0	0	0	0	0
2	12	0	0	10.8	0	0	0
3	14	0	0	12.6	0	0	0
4	18	400	0	16.2	0	500	0
5	22	1176	-3152	19.8	-2836.8	1470	-3940
6	26	1989	-9482	23.4	-8533.8	2486.25	-11853
7	30	2843	-19146	27	-17231	3553.75	-23933
8	33	3623.5	-30462	29.7	-27416	4529.38	-38078
9	36	4439	-44572	32.4	-40115	5548.75	-55715
10	39	5166.5	-58980	35.1	-53082	6458.13	-73725
11	42	5921	-75611	37.8	-68050	7401.25	-94514
12	46.75	6704.7	-94549	42.075	-85094	8380.88	-118187
13T	48	8393.7	139845	43.2	125861	10492.1	-174807
13P	48	-8393.8	139845	43.2	125861	-10492	-174807
14	49.25	-6704.8	-94549	44.325	-85094	-8381	-118187
15	54	-5921	-75611	48.6	-68050	-7401.3	-94514
16	57	-5166.5	-58980	51.3	-53082	-6458.1	-73725
17	60	-4439	-44572	54	-40115	-5548.8	-55715
18	63	-3623	-30462	56.7	-27416	-4528.8	-38078
19	66	-2843	-19146	59.4	-17231	-3553.8	-23933
20	70	-1989	-9482	63	-8533.8	-2486.3	-11853
21	74	-1176	-3152	66.6	-2836.8	-1470	-3940
22	78	-400	0	70.2	0	-500	0
23	82	0	0	73.8	0	0	0

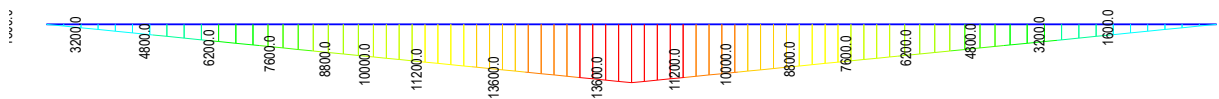
b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T4, T5 được tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc tương ứng với việc tác dụng cặp lực ngang trở lại trên 2 cánh hẫng.

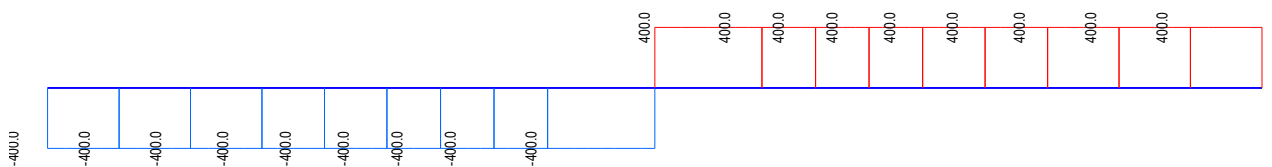
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01

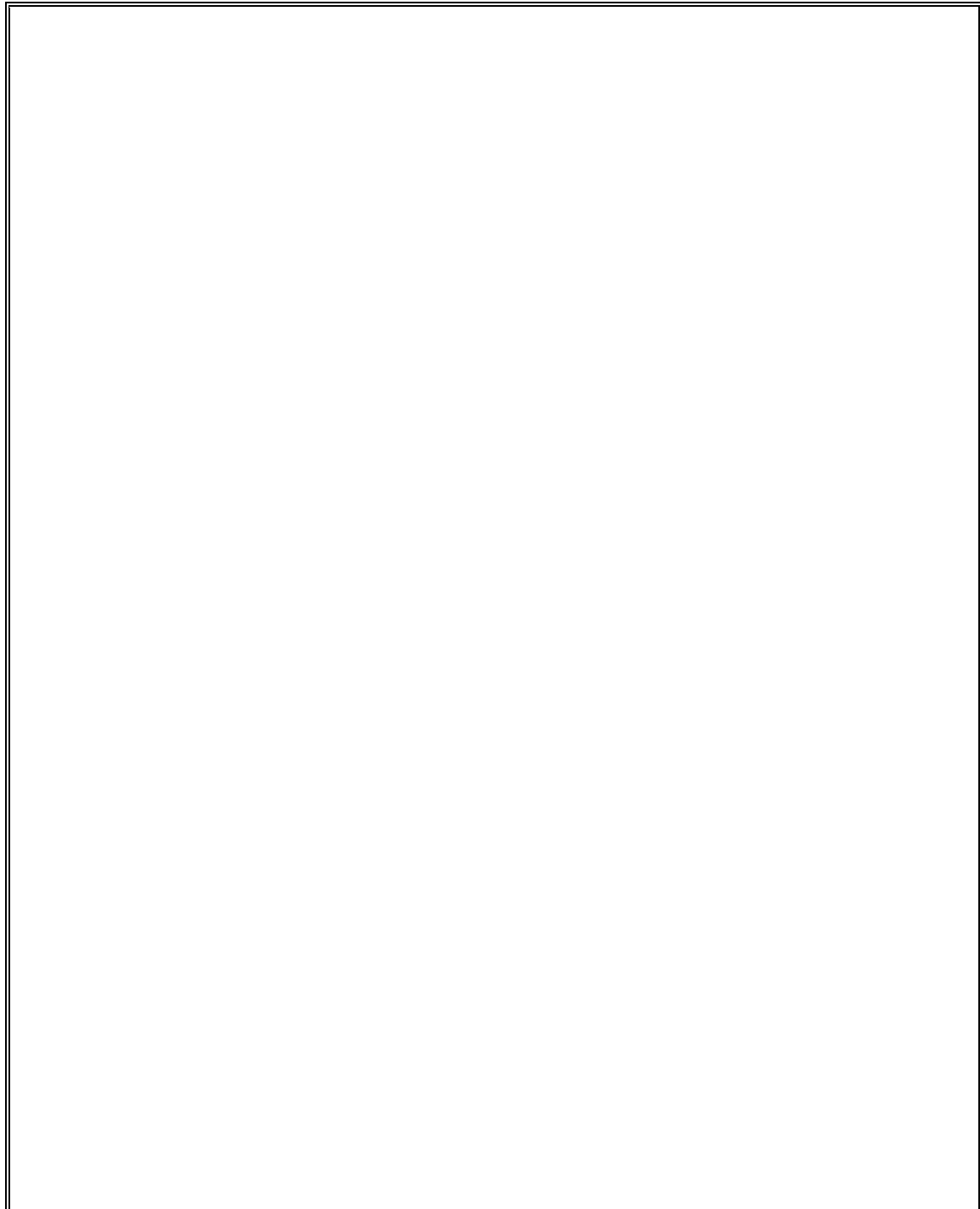


Biểu đồ Momen My



Biểu đồ lực cắt Fz

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m	KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	0	0	0	0	0	0
2	12	0	0	0	0	0	0
3	14	-400	0	-360	0	-500	0
4	18	-400	400	-360	360	-500	500
5	22	-400	1600	-360	1440	-500	2000
6	26	-400	3200	-360	2880	-500	4000
7	30	-400	4800	-360	4320	-500	6000
8	33	-400	6200	-360	5580	-500	7750
9	36	-400	7600	-360	6840	-500	9500
10	39	-400	8800	-360	7920	-500	11000
11	42	-400	10000	-360	9000	-500	12500
12	46.75	-400	11200	-360	10080	-500	14000
13T	48	-400	13600	-360	12240	-500	17000
13P	48	400	13600	360	12240	500	17000
14	49.25	400	11200	360	10080	500	14000
15	54	400	10000	360	9000	500	12500
16	57	400	8800	360	7920	500	11000
17	60	400	7600	360	6840	500	9500
18	63	400	6200	360	5580	500	7750
19	66	400	4800	360	4320	500	6000
20	70	400	3200	360	2880	500	4000
21	74	400	1600	360	1440	500	2000
22	78	400	400	360	360	500	500
23	82	0	0	0	0	0	0



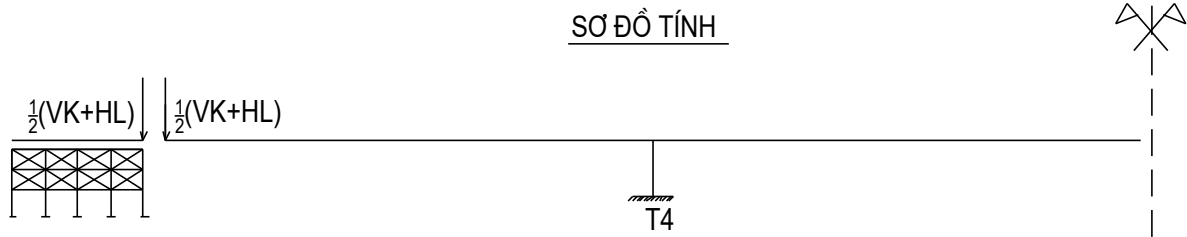
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

Sử dụng bộ ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng lượng của ván khuôn và trọng lượng cốt hợp long với giá trị bằng $\frac{1}{2} \sqrt{K + HL}$

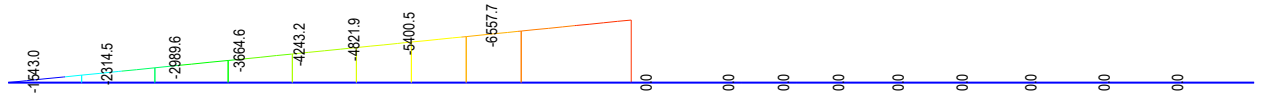
Với : Tải trọng ván khuôn nặng : $VK = 15 (T) = 150 \text{ KN}$

$HL = 2.4 \times 7,463 \times 2 = 35.82T = 358.2 \text{ KN}$

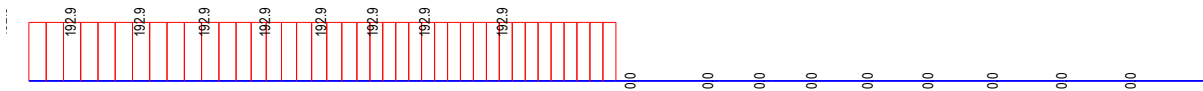
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



Biểu đồ Momen M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt KN	Mômen KNm	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m			KN	KNm	KN	KNm
1	0	0	0	0	0	0	0
2	12	0	0	0	0	0	0
3	14	0	0	0	0	0	0
4	18	192.2	0	172.98	0	240.25	0
5	22	192.9	-771.5	173.61	-694.35	241.125	-964.38
6	26	192.9	-1543	173.61	-1388.7	241.125	-1928.8
7	30	192.9	-2314.5	173.61	-2083.1	241.125	-2893.1
8	33	192.9	-2989.6	173.61	-2690.6	241.125	-3737
9	36	192.9	-3664.4	173.61	-3298	241.125	-4580.5
10	39	192.9	-4243.2	173.61	-3818.9	241.125	-5304
11	42	192.9	-4821.9	173.61	-4339.7	241.125	-6027.4
12	46.75	192.9	-5400.5	173.61	-4860.5	241.125	-6750.6
13T	48	192.9	-6557.7	173.61	-5901.9	241.125	-8197.1

Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

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

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

- Tải trọng tác dụng:

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

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

Trong đó:

+Tải trọng ván khuôn $P_{vk} = 150$ KN

+Tải trọng khối hợp long $P_{HL} = 358.2$ KN

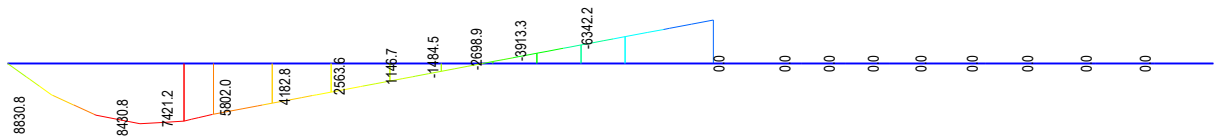
+Tải trọng phân bố đều của khối đúc trên đà giáo $q_{DG} = 179.1$ KN/m (Khối đúc trên đà giáo dài 12m, chia thành 2 có chiều dài 6m+ 6m và có tiết diện ngang bằng 7.463 m²)

Sơ đồ tính:

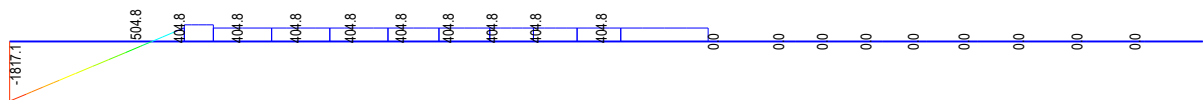
SƠ ĐỒ TÍNH



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



Biểu đồ Momen M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

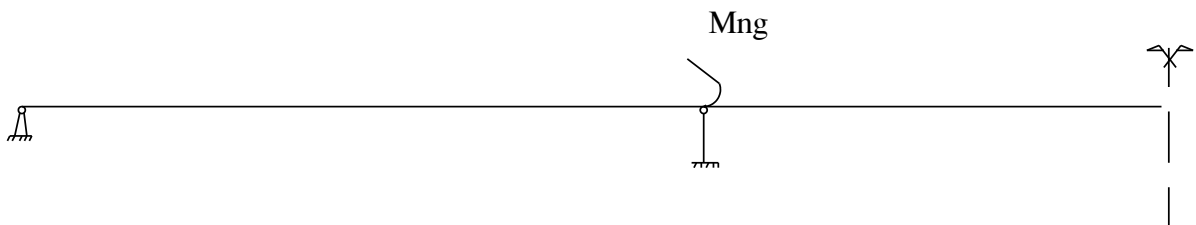
Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m	KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	0	0	0	0	0	0
2	12	0	0	0	0	0	0
3	14	1817.1	8830.8	1635.4	7947.7	2271.4	11039
4	18	504.8	8430.8	454.32	7587.7	631	10539
5	22	404.8	7421.2	364.32	6679.1	506	9276.5
6	26	404.8	5802	364.32	5221.8	506	7252.5
7	30	404.8	4182.8	364.32	3764.5	506	5228.5
8	33	404.8	2563.6	364.32	2307.2	506	3204.5

9	36	404.8	1146.7	364.32	1032	506	1433.4
10	39	404.8	-1485	364.32	-1336	506	-1856
11	42	404.8	-2699	364.32	-2429	506	-3374
12	46.75	404.8	-3913	364.32	-3522	506	-4892
13T	48	404.8	-6342	364.32	-5708	506	-7928

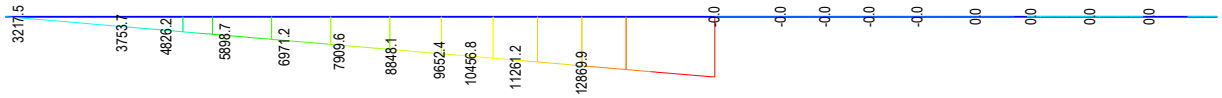
e. Giai đoạn 5: Tháo ngầm

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T4,T5. Sơ đồ tính t- ong đ- ong với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

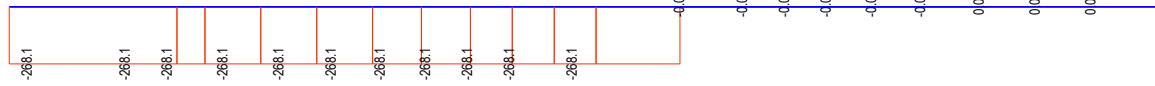
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



Biểu đồ Momen My



Biểu đồ lực cắt Fz

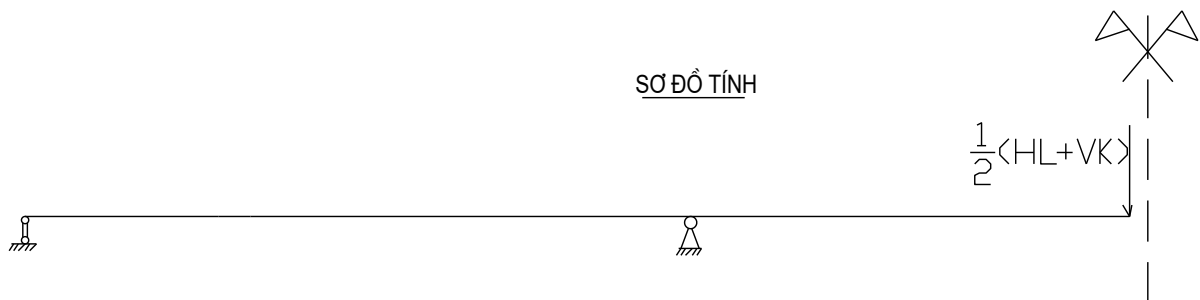
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m	KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	0	0	0	0	0	0
2	12	-268.1	0	-241.3	0	-335.1	0
3	14	-268.1	3217.5	-241.3	2895.8	-335.1	4021.9
4	18	-268.1	3753.7	-241.3	3378.3	-335.1	4692.1
5	22	-268.1	4826.2	-241.3	4343.6	-335.1	6032.8
6	26	-268.1	5898.7	-241.3	5308.8	-335.1	7373.4
7	30	-268.1	6971.2	-241.3	6274.1	-335.1	8714
8	33	-268.1	7909.6	-241.3	7118.6	-335.1	9887
9	36	-268.1	8848.1	-241.3	7963.3	-335.1	11060
10	39	-268.1	9652.4	-241.3	8687.2	-335.1	12066
11	42	-268.1	10457	-241.3	9411.1	-335.1	13071
12	46.75	-268.1	11261	-241.3	10135	-335.1	14077
13T	48	-268.1	12869	-241.3	11582	-335.1	16086

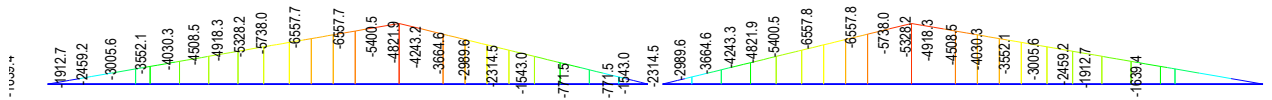
f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa

Tiến hành hợp long nhịp T4 – T5: tiến xe đúc trên trụ T4 sát mép cánh hằng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hằng đối diện, khối l- ợng xe đúc chia đều cho 2 cánh hằng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông dốt hợp long. Trọng l- ợng của dốt hợp long (khi bê tông ch- a đông cứng) chia đều cho hai cánh hằng với giá trị bằng $\frac{1}{2} \cdot (K + HL)$.

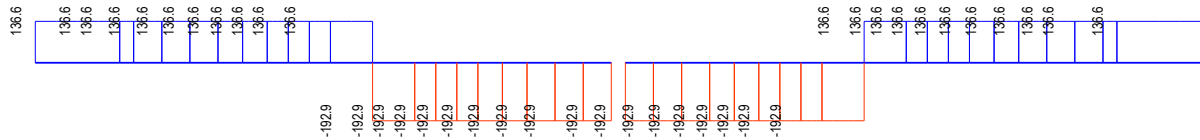
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01



Biểu đồ Momen My



Biểu đồ lực cắt Fz

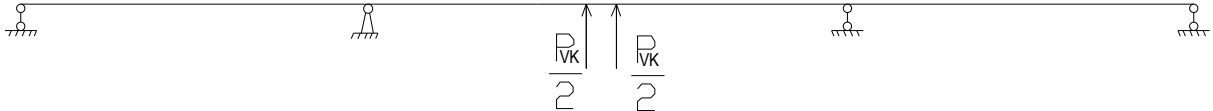
Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m	KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	136.6	0	122.94	0	170.75	0
2	12	136.6	0	122.94	0	170.75	0
3	14	136.6	-1639	122.94	-1475	170.75	-2049
4	18	136.6	-1913	122.94	-1721	170.75	-2391
5	22	136.6	-2459	122.94	-2213	170.75	-3074
6	26	136.6	-3006	122.94	-2705	170.75	-3757
7	30	136.6	-3552	122.94	-3197	170.75	-4440
8	33	136.6	-4030	122.94	-3627	170.75	-5038
9	36	136.6	-4509	122.94	-4058	170.75	-5636
10	39	136.6	-4918	122.94	-4426	170.75	-6148
11	42	136.6	-5328	122.94	-4795	170.75	-6660
12	46.75	136.6	-5738	122.94	-5164	170.75	-7173
13T	48	136.6	-6558	122.94	-5902	170.75	-8197
13P	48	-192.9	-6558	-173.6	-5902	-241.1	-8197
14	49.25	-192.9	-5401	-173.6	-4860	-241.1	-6751
15	54	-192.9	-4822	-173.6	-4340	-241.1	-6027
16	57	-192.9	-4243	-173.6	-3819	-241.1	-5304

--	--	--	--	--	--	--	--

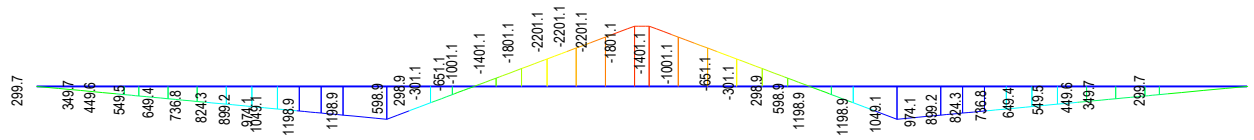
g. Giai đoạn 7 : Căng cáp, tháo ván khuôn dốt hợp long

Sau khi bê tông đạt đủ c- ờng độ, tiến hành căng cáp d- ờng và tháo xe đúc dốt hợp long. Việc tháo xe đúc t- ờng đ- ờng với việc tác dụng ng- ọc trở lại của trọng l- ợng xe đúc, trên sơ đồ liên tục.

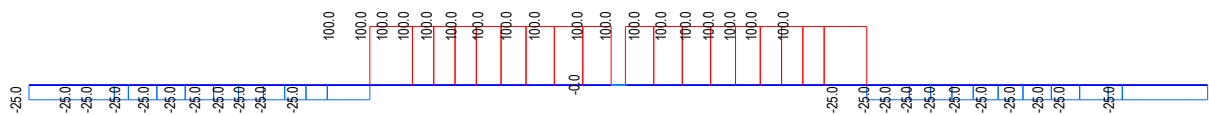
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm mềm Midas7.01



Biểu đồ Momen My



Biểu đồ lực cắt Fz

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
	m	KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	-25	0	-22.5	0	-31.25	0
2	12	-25	0	-22.5	0	-31.25	0
3	14	-25	0	-22.5	0	-31.25	0
4	18	-25	-2201	-22.5	-1981	-31.25	-2751
5	22	-25	-2201	-22.5	-1981	-31.25	-2751
6	26	-25	-1801	-22.5	-1621	-31.25	-2251
7	30	-25	-1401	-22.5	-1261	-31.25	-1751
8	33	-25	-1001	-22.5	-901	-31.25	-1251
9	36	-25	-651.1	-22.5	-586	-31.25	-813.9
10	39	-25	-301.1	-22.5	-271	-31.25	-376.4
11	42	-25	298.9	-22.5	269.01	-31.25	373.63
12	46.75	-25	598.9	-22.5	539.01	-31.25	748.63
13T	48	-25	1198.9	-22.5	1079	-31.25	1498.6
13P	48	100	1198.9	90	1079	125	1498.6
14	49.25	100	1049.1	90	944.19	125	1311.4
15	54	100	974.1	90	876.69	125	1217.6
16	57	100	899.2	90	809.28	125	1124
17	60	100	824.3	90	741.87	125	1030.4
18	63	100	736.8	90	663.12	125	921
19	66	100	649.4	90	584.46	125	811.75
20	70	100	549.5	90	494.55	125	686.88
21	74	100	449.6	90	404.64	125	562
22	78	100	349.7	90	314.73	125	437.13
23	82	100	299.7	90	269.73	125	374.63

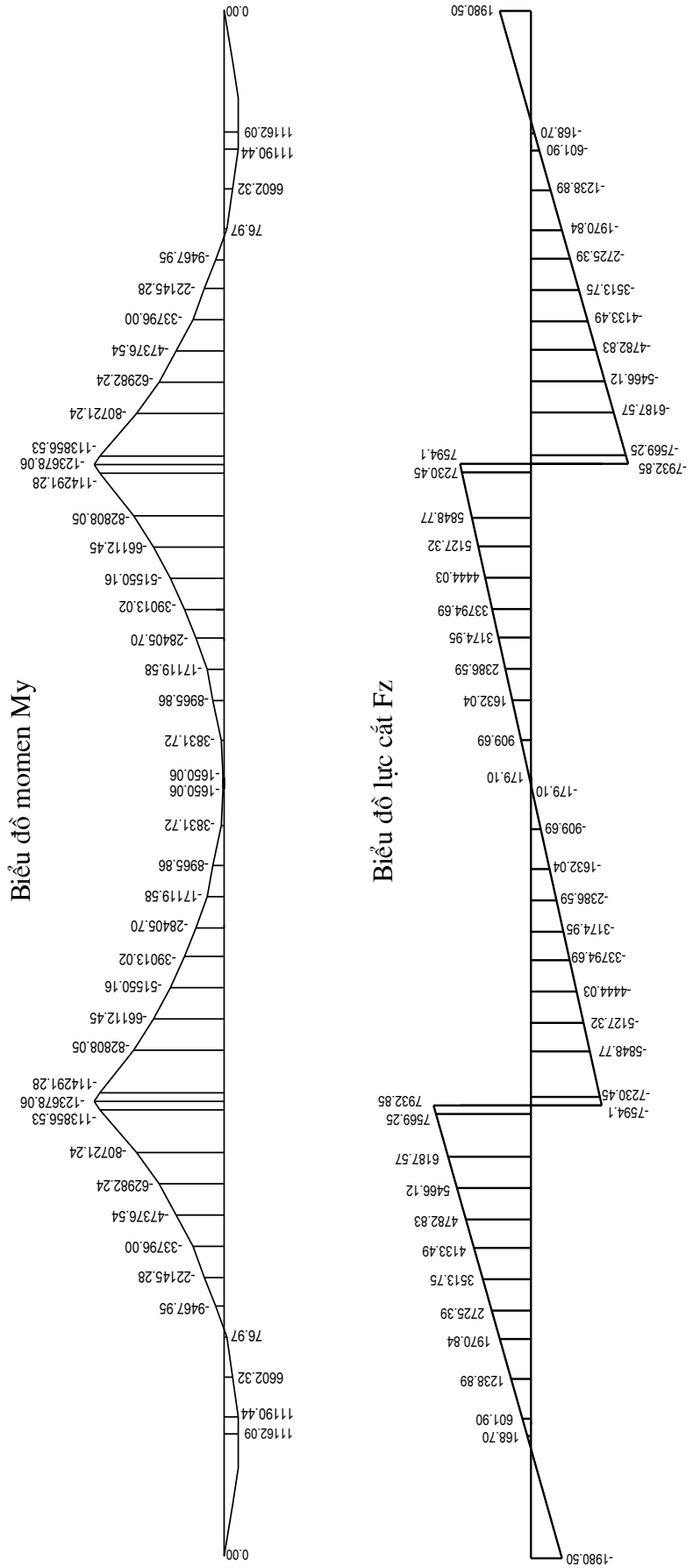
❖ BẢNG TỔNG HỢP NỘI LỰC CỦA CÁC GIAI ĐOẠN THI CÔNG

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	-1980.50	0.00	-1782.45	0.00	-2475.63	0.00
2	12	168.70	11162.09	151.83	10045.88	210.88	13952.62
3	14	601.90	11190.44	541.71	10071.39	752.38	13988.05
4	18	1238.89	6602.32	1115.00	5942.08	1548.61	8252.89
5	22	1970.84	76.97	1773.76	69.28	2463.56	96.22
6	26	2725.39	-9467.95	2452.85	-8521.16	3406.73	-11834.94
7	30	3513.75	-22145.28	3162.38	-19930.75	4392.19	-27681.60
8	33	4133.49	-33796.00	3720.14	-30416.40	5166.86	-42245.00
9	36	4782.83	-47376.54	4304.55	-42638.89	5978.54	-59220.68
10	39	5466.12	-62982.24	4919.51	-56684.01	6832.65	-78727.80
11	42	6187.57	-80721.24	5568.81	-72649.12	7734.46	-
12	46.75	7569.25	-	6812.33	-	9461.57	-
			113856.53		102470.88		142320.66
13T	48	7932.854	-	7139.5686	-	9916.0675	-
			123678.06		111310.26		154597.58
13P	48	-	-	-	-	-	-
		7594.054	123678.06	6834.6486	111310.25	9492.5675	154597.58
14	49.25	-7230.45	-	-6507.41	-	-9038.07	-
			114291.28		102862.15		142864.10
15	54	-5848.77	-82808.05	-5263.89	-74527.24	-7310.96	-
							103510.06
16	57	-5127.32	-66112.45	-4614.59	-59501.20	-6409.15	-82640.56
17	60	-4444.03	-51550.16	-3999.63	-46395.14	-5555.04	-64437.70
18	63	-3794.69	-39013.02	-3415.22	-35111.71	-4743.36	-48766.27
19	66	-3174.95	-28405.70	-2857.46	-25565.13	-3968.69	-35507.12
20	70	-2386.59	-17119.58	-2147.93	-15407.62	-2983.23	-21399.47

21	74	-1632.04	-8965.86	-1468.84	-8069.27	-2040.05	-11207.32
22	78	-900.09	-3831.72	-810.08	-3448.55	-1125.11	-4789.65
23	82	-179.10	-1650.06	-161.19	-1485.05	-223.88	-2062.57

BIỂU ĐỘ NỘI LỰC TÍCH LŨY CỦA 7 GIAI ĐOẠN THI CỘT

X.2.1



X.2.2 h. Giai đoạn 8: Giai đoạn hoàn thiện

Thi công lan can, lớp mui luyện, phòng n- ớc, lớp bảo vệ, bê tông asphalt. (tính tải giai đoạn 2)

Tải trọng tác dụng coi là tải phân bố đều trên toàn bộ chiều dài. Tải trọng lan can(DC2),

+Tải trọng lớp mặt cầu (DW)

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

Trong đó:

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

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

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

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

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

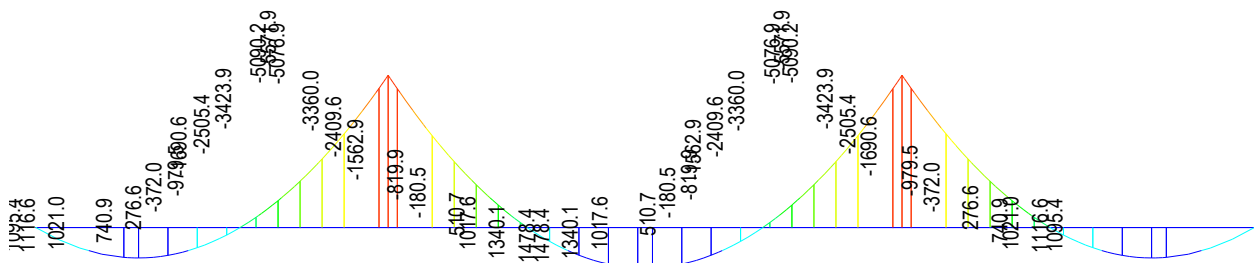
$$DC2=2 \cdot 0.24 \cdot 24=11.52 \text{ KN/m}$$

Sơ đồ tính:

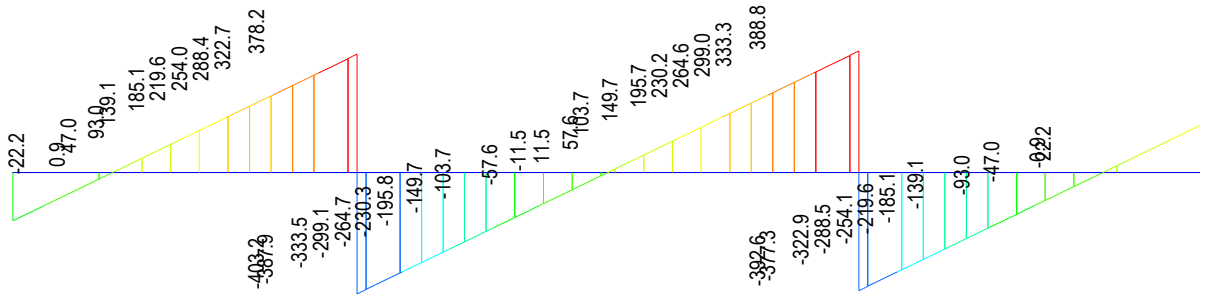


Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO LAN CAN GÂY RA

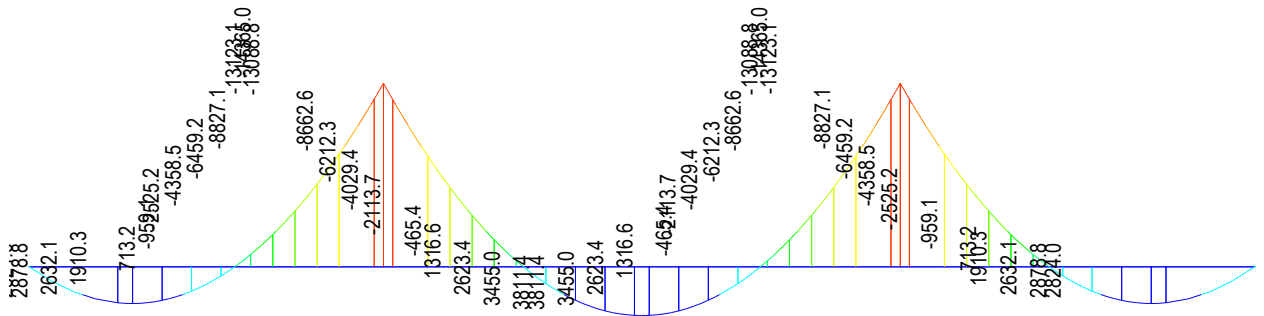


Biểu đồ Momen My

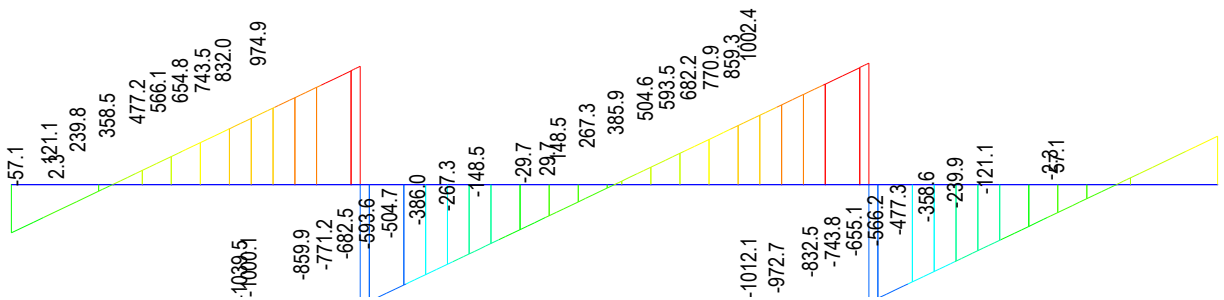


Biểu đồ lực cắt F_z

BIỂU ĐỒ NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA



Biểu đồ Momen M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

NỘI LỰC DO LAN CAN GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	Lực cắt	Mômen	V(x0.9)	M(x0.9)	V(x1.25)	M(x1.25)
		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	-160.40	0.00	-144.36	0.00	-200.50	0.00
2	12	-22.16	1095.40	-19.94	985.86	-27.70	1369.25
3	14	0.88	1116.60	0.79	1004.94	1.10	1395.75
4	18	46.96	1021.00	42.26	918.90	58.70	1276.25
5	22	93.02	740.95	83.72	666.86	116.28	926.19
6	26	139.07	276.63	125.16	248.97	173.84	345.79
7	30	185.08	-372.02	166.57	-334.82	231.35	-465.03
8	33	219.56	-979.46	197.60	-881.51	274.45	-1224.33
9	36	254.00	-1690.60	228.60	-1521.54	317.50	-2113.25
10	39	288.40	-2505.40	259.56	-2254.86	360.50	-3131.75
11	42	322.71	-3423.90	290.44	-3081.51	403.39	-4279.88
12	46.75	378.16	-5090.20	340.34	-4581.18	472.70	-6362.75
13T	48	392.60	-5571.90	353.34	-5014.71	490.75	-6964.88
13P	48	-403.20	-5571.90	-362.88	-5014.71	-504.00	-6964.88
14	49.25	-387.92	-5076.90	-349.13	-4569.21	-484.90	-6346.13
15	54	-333.53	-3360.00	-300.18	-3024.00	-416.91	-4200.00
16	57	-299.14	-2409.60	-269.23	-2168.64	-373.93	-3012.00
17	60	-264.72	-1562.90	-238.25	-1406.61	-330.90	-1953.63
18	63	-230.25	-819.87	-207.23	-737.88	-287.81	-1024.84
19	66	-195.76	-180.51	-176.18	-162.46	-244.70	-225.64
20	70	-149.73	510.69	-134.76	459.62	-187.16	638.36
21	74	-103.67	1017.60	-93.30	915.84	-129.59	1272.00
22	78	-57.60	1340.10	-51.84	1206.09	-72.00	1675.13
23	82	-11.52	1478.40	-10.37	1330.56	-14.40	1848.00
24	84	11.52	1478.40	10.37	1330.56	14.40	1848.00
25	88	57.60	1340.10	51.84	1206.09	72.00	1675.13

26	92	103.66	1017.60	93.29	915.84	129.58	1272.00
27	96	149.70	510.69	134.73	459.62	187.13	638.36
28	100	195.71	-180.51	176.14	-162.46	244.64	-225.64
29	103	230.19	-819.87	207.17	-737.88	287.74	-1024.84
30	106	264.63	-1562.90	238.17	-1406.61	330.79	-1953.63
31	109	299.02	-2409.60	269.12	-2168.64	373.78	-3012.00
32	112	333.32	-3360.00	299.99	-3024.00	416.65	-4200.00
33	116.75	388.80	-5076.90	349.92	-4569.21	486.00	-6346.13
34T	118	403.20	5571.90	362.88	5014.71	504.00	6964.88
34P	118	-392.56	-5571.90	-353.30	-5014.71	-490.70	-6964.88
35	119.25	-377.30	-5090.20	-339.57	-4581.18	-471.63	-6362.75
36	124	-322.91	-3423.90	-290.62	-3081.51	-403.64	-4279.88
37	127	-288.52	-2505.40	-259.67	-2254.86	-360.65	-3131.75
38	130	-254.09	-1690.60	-228.68	-1521.54	-317.61	-2113.25
39	133	-219.62	-979.46	-197.66	-881.51	-274.53	-1224.33
40	136	-185.13	-372.02	-166.62	-334.82	-231.41	-465.03
41	140	-139.09	276.63	-125.18	248.97	-173.86	345.79
42	144	-93.04	740.95	-83.73	666.86	-116.29	926.19
43	148	-46.96	1021.00	-42.26	918.90	-58.70	1276.25
44	152	-0.88	1116.60	-0.79	1004.94	-1.10	1395.75
45	154	22.16	1095.40	19.94	985.86	27.70	1369.25
46	166	160.40	0.00	144.36	0.00	200.50	0.00

NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	Lực cắt	Mômen	V(x0.65)	M(x0.65)	V(x1.5)	M(x1.5)
		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	-413.53	0.00	-268.79	0.00	-620.30	-620.30
2	12	-57.13	2824.00	-37.13	1835.60	-85.70	-85.70
3	14	2.27	2878.80	1.48	1871.22	3.41	3.41
4	18	121.06	2632.10	78.69	1710.87	181.59	181.59
5	22	239.83	1910.30	155.89	1241.70	359.75	359.75
6	26	358.53	713.18	233.04	463.57	537.80	537.80
7	30	477.16	-959.10	310.15	-623.42	715.74	715.74
8	33	566.05	-2525.20	367.93	-1641.38	849.08	849.08
9	36	654.85	-4358.50	425.65	-2833.03	982.28	982.28
10	39	743.54	-6459.20	483.30	-4198.48	1115.31	1115.31
11	42	831.98	-8827.10	540.79	-5737.62	1247.97	1247.97
12	46.75	974.95	-13123.00	633.72	-8529.95	1462.43	1462.43
13T	48	1012.10	-14365.00	657.87	-9337.25	1518.15	1518.15
13P	48	-1039.50	-14365.00	-675.68	-9337.25	-1559.25	-1559.25
14	49.25	-1000.10	-13089.00	-650.07	-8507.85	-1500.15	-1500.15
15	54	-859.88	-8662.60	-558.92	-5630.69	-1289.82	-1289.82
16	57	-771.23	-6212.30	-501.30	-4038.00	-1156.85	-1156.85
17	60	-682.47	-4029.40	-443.61	-2619.11	-1023.71	-1023.71
18	63	-593.62	-2113.70	-385.85	-1373.91	-890.43	-890.43
19	66	-504.70	-465.37	-328.06	-302.49	-757.05	-757.05
20	70	-386.03	1316.60	-250.92	855.79	-579.05	-579.05
21	74	-267.28	2623.40	-173.73	1705.21	-400.92	-400.92
22	78	-148.50	3455.00	-96.53	2245.75	-222.75	-222.75
23	82	-29.70	3811.40	-19.31	2477.41	-44.55	-44.55
24	84	29.70	3811.40	19.31	2477.41	44.55	44.55
25	88	148.49	3455.00	96.52	2245.75	222.74	222.74

26	92	267.25	2623.40	173.71	1705.21	400.88	400.88
27	96	385.95	1316.60	250.87	855.79	578.93	578.93
28	100	504.58	-465.37	327.98	-302.49	756.87	756.87
29	103	593.46	-2113.70	385.75	-1373.91	890.19	890.19
30	106	682.24	-4029.40	443.46	-2619.11	1023.36	1023.36
31	109	770.92	-6212.30	501.10	-4038.00	1156.38	1156.38
32	112	859.35	-8662.60	558.58	-5630.69	1289.03	1289.03
33	116.75	1002.40	-13089.00	651.56	-8507.85	1503.60	1503.60
34T	118	1039.50	-14365.00	675.68	-9337.25	1559.25	1559.25
34P	118	-1012.10	-14365.00	-657.87	-9337.25	-1518.15	-1518.15
35	119.25	-972.73	-13123.00	-632.27	-8529.95	-1459.10	-1459.10
36	124	-832.49	-8827.10	-541.12	-5737.62	-1248.74	-1248.74
37	127	-743.84	-6459.20	-483.50	-4198.48	-1115.76	-1115.76
38	130	-655.07	-4358.50	-425.80	-2833.03	-982.61	-982.61
39	133	-566.21	-2525.20	-368.04	-1641.38	-849.32	-849.32
40	136	-477.28	-959.10	-310.23	-623.42	-715.92	-715.92
41	140	-358.60	713.18	-233.09	463.57	-537.90	-537.90
42	144	-239.86	1910.30	-155.91	1241.70	-359.79	-359.79
43	148	-121.07	2632.10	-78.70	1710.87	-181.61	-181.61
44	152	-2.27	2878.80	-1.48	1871.22	-3.41	-3.41
45	154	57.13	2824.00	37.13	1835.60	85.70	85.70
46	166	413.53	0.00	268.79	0.00	620.30	620.30

X.2.3

X.2.4 i.Giai đoạn 9: Đ- a kết cấu vào khai thác sử dụng

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

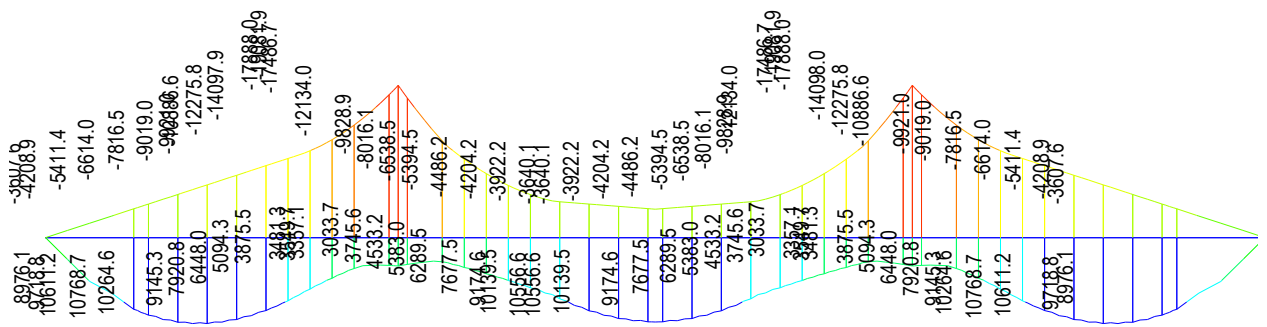
Tải trọng ng- ời (PL=3 KN/m²), tính trên chiều dài cầu: PL = 3 x 1= 3 KN/m

Hoạt tải HL93

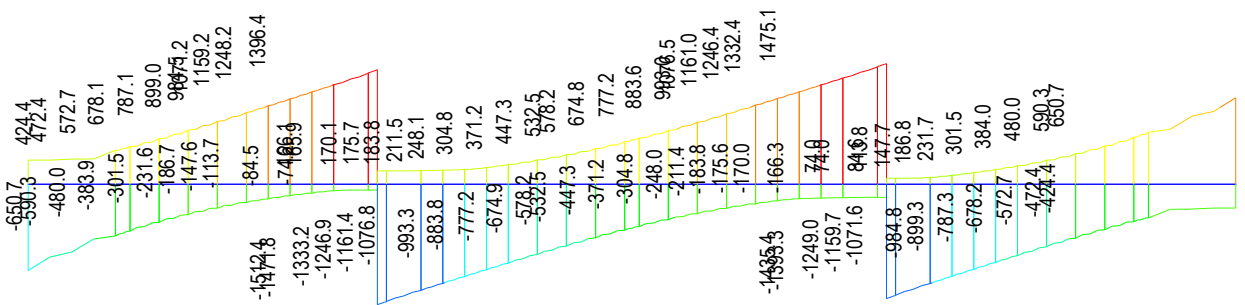


Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas7.01

BIỂU ĐỒ BAO NỘI LỰC DO HOẠT TẢI XE 2 TRỤC + LÀN+ NGƯỜI GÂY RA

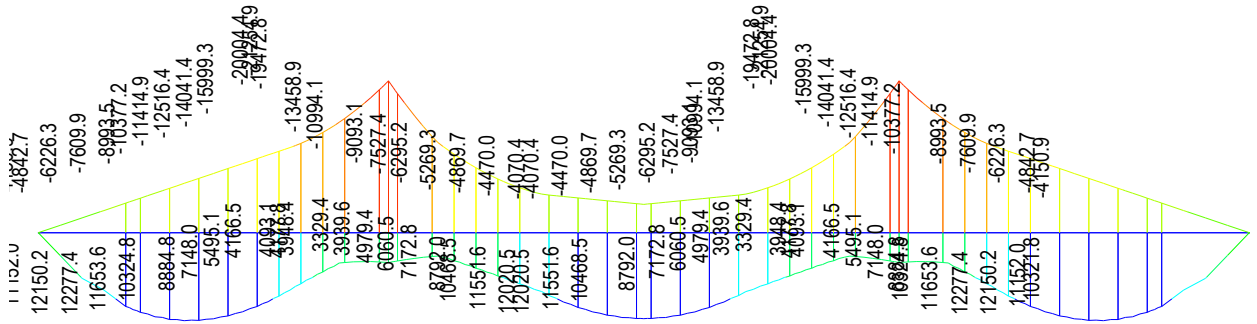


Biểu đồ bao Momen My

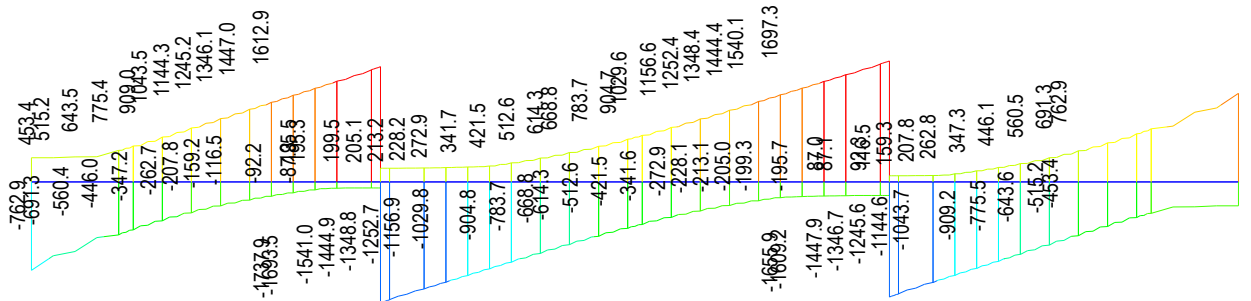


Biểu đồ bao lực cắt Fz

BIỂU ĐỒ BAO NỘI LỰC DO HOẠT TẢI XE 3 TRỤC + LÀN+ NGỒI GÂY RA



Biểu đồ bao Momen My



Biểu đồ bao lực cắt Fz

TỔNG HỢP LỰC CẮT DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	NG		HL93K		HL93M	
		Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax(KN)	Nmin(KN)
1	0	47.19	-130.79	298.72	-1142.40	253.45	-953.45
2	12	59.53	-71.14	393.87	-691.72	364.84	-579.58
3	14	63.93	-63.53	451.31	-627.74	408.46	-526.77
4	18	74.57	-50.18	568.95	-510.27	498.13	-429.84
5	22	87.52	-39.14	687.84	-406.88	590.56	-344.78
6	26	102.58	-30.21	806.47	-317.00	684.56	-271.26
7	30	119.52	-23.18	923.95	-239.55	779.51	-208.42
8	33	133.33	-19.04	1011.00	-188.73	851.20	-167.68
9	36	148.01	-15.78	1097.20	-143.45	923.24	-131.83
10	39	163.47	-13.33	1182.60	-103.16	995.71	-100.38
11	42	179.64	-11.63	1267.40	-80.58	1068.60	-72.91
12	46.75	207.30	-10.40	1405.60	-76.86	1189.10	-63.77
13T	48	214.70	-10.30	1441.20	-76.70	1220.60	63.60
13P	48	23.25	-233.25	172.30	-1504.60	142.90	-1279.10
14	49.25	23.24	-225.28	172.04	-1468.20	142.71	-1246.50
15	54	24.24	-197.96	175.22	-1343.10	145.87	-1135.30
16	57	25.60	-181.40	179.48	-1263.50	150.12	-1065.50
17	60	27.56	-165.44	185.63	-1183.40	156.26	-995.96
18	63	30.19	-150.12	198.00	-1102.60	181.31	-926.70
19	66	33.54	-135.50	239.40	-1021.40	214.53	-857.75
20	70	39.23	-117.21	302.45	-912.59	265.61	-766.55
21	74	46.45	-100.45	375.06	-804.37	324.76	-676.80
22	78	55.33	-85.33	457.25	-698.41	391.94	-589.55
23	82	65.98	-71.98	548.35	-596.82	466.51	-506.21
24	84	71.98	-65.98	596.82	-548.35	506.21	-466.51
25	88	85.33	-55.33	698.37	-457.23	589.51	-391.92

26	92	100.43	-46.44	804.27	-375.01	676.72	-324.72
27	96	117.19	-39.22	912.40	-302.39	766.40	-265.56
28	100	135.47	-33.53	1021.10	-239.34	857.53	-214.47
29	103	150.07	-30.18	1102.30	-197.94	926.45	-181.26
30	106	165.38	-27.56	1183.00	-185.57	995.62	-156.21
31	109	181.33	-25.59	1263.00	-179.41	1065.10	-150.06
32	112	197.83	-24.23	1342.20	-175.11	1134.60	-145.78
33	116.75	225.79	-23.29	1471.50	-172.43	1249.30	-143.03
34T	118	233.30	-214.70	1054.60	-172.30	1279.10	-142.90
34P	118	10.35	-214.74	76.69	-1441.20	63.60	-1220.60
35	119.25	10.38	-206.83	76.69	-1402.40	63.63	-1186.40
36	124	11.64	-179.75	80.63	-1268.10	72.96	-1069.20
37	127	13.33	-163.54	103.20	-1183.10	100.42	-996.11
38	130	15.78	-148.06	143.50	-1097.60	131.87	-923.55
39	133	19.05	-133.37	188.78	-1011.20	167.72	-851.44
40	136	23.19	-119.55	239.61	-924.18	208.47	-779.71
41	140	30.22	-102.60	317.07	-806.64	271.32	-684.70
42	144	39.14	-87.53	406.93	-687.93	344.83	-590.63
43	148	50.18	-74.57	510.30	-568.98	429.87	-498.16
44	152	63.53	-63.93	627.75	-451.31	526.77	-408.46
45	154	71.14	-59.53	691.72	-393.87	579.58	-364.84
46	166	130.80	-47.20	1142.40	-298.70	-253.40	-253.40

TỔNG HỢP MÔ MEN DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách m	NG		HL93K		HL93M	
		Mmax (KN)	Mmin (KN)	Mmax (KN)	Mmin (KN)	Mmax (KN)	Mmin (KN)
1	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	2	1137.50	-566.22	9184.30	-3584.60	7838.60	-3041.40
3	3	1243.10	-660.59	9909.00	-4182.10	8475.70	-3548.30
4	4	1382.20	-849.33	10768.00	-5377.00	9229.00	-4562.10
5	5	1425.40	-1038.10	10852.00	-6571.90	9343.30	-5575.90
6	6	1372.50	-1226.80	10281.00	-7766.70	8892.10	-6589.70
7	7	1223.70	-1415.60	9101.10	-8961.60	7921.60	-7603.50
8	8	1049.10	-1557.10	7835.70	-9857.80	6871.70	-8363.80
9	9	835.95	-1714.20	6312.10	-10802.00	5612.00	-9172.50
10	10	671.78	-1974.20	4823.30	-12067.00	4422.60	-10302.00
11	11	558.87	-2339.50	3607.60	-13660.00	3316.70	-11758.00
12	12	489.66	-3137.80	3603.40	-16867.00	2991.70	-14750.00
13T	13T	496.70	-3995.70	3681.00	-17859.00	3052.90	-15686.00
13P	13P	496.74	-3395.70	3681.00	-17859.00	3052.90	-15686.00
14	14	471.34	-3112.50	3477.10	-16360.00	2885.70	-14374.00
15	15	436.23	-2183.20	2893.20	-11276.00	2597.50	-9950.80
16	16	458.13	-1710.10	3481.50	-9284.00	3287.50	-8118.80
17	17	509.84	-1320.80	4469.50	-7772.30	4023.40	-6695.30
18	18	589.06	-1013.00	5471.50	-6514.40	4793.90	-5525.50
19	19	695.36	-786.32	6477.40	-5508.90	5594.10	-4608.20
20	20	903.11	-634.07	7888.90	-4635.20	6774.40	-3852.20
21	21	1167.10	-634.07	9301.40	-4235.60	8007.50	-3570.10
22	22	1335.10	-634.07	10216.00	-3836.00	8804.40	-3288.10
23	23	1407.10	-634.07	10613.00	-3436.30	9149.50	-3006.00
24	24	1407.10	-634.07	10613.00	-3436.30	9149.50	-3006.00
25	25	1335.10	-634.07	10216.00	-3836.00	8804.40	-3288.10

26	26	1167.10	-634.07	9301.40	-4235.60	8007.50	-3570.10
27	27	903.11	-634.07	7888.90	-4635.20	6774.40	-3852.20
28	28	695.36	-786.32	6477.40	-5508.90	5594.10	-4608.20
29	29	589.06	-1013.00	5471.50	-6514.40	4793.90	-5525.50
30	30	509.84	-1320.80	4469.50	-7772.30	4023.40	-6695.30
31	31	458.13	-1710.10	3481.50	-9284.00	3287.50	-8118.80
32	32	436.23	-2183.20	2893.20	-11276.00	2597.50	-9950.80
33	33	471.34	-3112.50	3477.10	-16360.00	2885.70	-14374.00
34T	34T	496.70	-3995.70	3681.00	-17859.00	3052.90	-15686.00
34P	34P	496.74	-3395.70	3681.00	-17859.00	3052.90	-15686.00
35	35	489.66	-3137.80	3603.40	-16867.00	2991.70	-14750.00
36	36	558.87	-2339.50	3607.60	-13660.00	3316.70	-11758.00
37	37	671.78	-1974.20	4823.30	-12067.00	4422.60	-10302.00
38	38	835.95	-1714.20	6312.10	-10802.00	5612.00	-9172.50
39	39	1049.10	-1557.10	7835.70	-9857.80	6871.70	-8363.80
40	40	1223.70	-1415.60	9101.10	-8961.60	7921.60	-7603.50
41	41	1372.50	-1226.80	10281.00	-7766.70	8892.10	-6589.70
42	42	1425.40	-1038.10	10852.00	-6571.90	9343.30	-5575.90
43	43	1382.20	-849.33	10768.00	-5377.00	9229.00	-4562.10
44	44	1243.10	-660.59	9909.00	-4182.10	8475.70	-3548.30
45	45	1137.50	-566.22	9184.30	-3584.60	7838.60	-3041.40
46	46	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

XI.

XII. IV.3 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.

IV3.1. 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).

IV3.2. 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 TTGHSD1 thể hiện nh- bảng và biểu đồ sau:

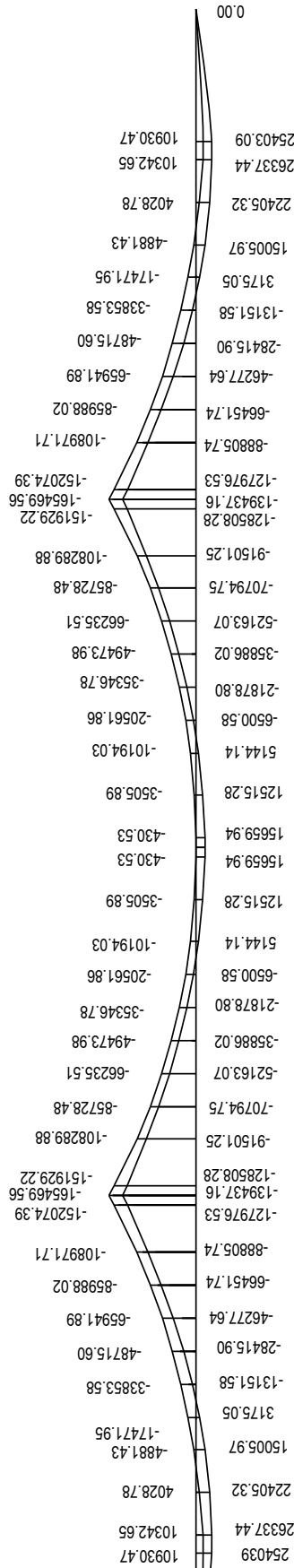
TỔ HỢP MÔ MEN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1	DC2	DW	XE 3 TRỤC + NGƯỜI		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1	
		M (KNm)	M (KNm)	M (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	12	11162.09	1095.40	2824.00	10321.80	-4150.82	25403.09	10930.47	37620.62	9510.02
3	14	11190.44	1116.60	2878.80	11152.10	-4842.69	26337.44	10342.65	39218.05	8389.55
4	18	6602.32	1021.00	2632.10	12150.20	-6226.33	22405.32	4028.79	34739.89	-13.41
5	22	76.97	740.95	1910.30	12277.40	-7610.00	15005.97	-4881.43	25373.22	-11312.78
6	26	-9467.95	276.63	713.18	11653.50	-8993.50	3175.05	-17471.95	9974.06	-26860.94
7	30	-22145.28	-372.02	-959.10	10324.80	-10377.20	-13151.58	-33853.58	-10571.60	-47745.60
8	33	-33796.00	-979.46	-2525.20	8884.80	-11414.90	-28415.90	-48715.60	-29220.00	-67233.00
9	36	-47376.54	-1690.60	-4358.50	7148.05	-12516.20	-46277.64	-65941.89	-51066.18	-89775.68
10	39	-62982.24	-2505.40	-6459.20	5495.08	-14041.20	-66451.74	-85988.02	-75564.70	-116120.80
11	42	-80721.24	-3423.90	-8827.10	4166.47	-15999.50	-88805.74	-108971.71	-102429.25	-146420.55
12	46.75	-113856.53	-5090.20	-13123.00	4093.06	-20004.80	-127976.53	-152074.39	-148268.96	-203375.66
13T	48	-123678.06	-5571.90	-14365.00	4177.70	-21854.70	-139437.16	-165469.56	-161638.38	-220305.58
13P	48	-123678.06	-5571.90	-14365.00	4177.74	-21254.70	-139437.16	-164869.60	-161638.38	-220305.58
14	49.25	-114291.28	-5076.90	-13089.00	3948.44	-19472.50	-128508.28	-151929.22	-149031.30	-202921.10
15	54	-82808.05	-3360.00	-8662.60	3329.43	-13459.20	-91501.25	-108289.88	-106338.26	-144257.06
16	57	-66112.45	-2409.60	-6212.30	3939.63	-10994.10	-70794.75	-85728.48	-81952.90	-114210.56
17	60	-51550.16	-1562.90	-4029.40	4979.34	-9093.10	-52163.07	-66235.51	-59749.50	-88348.70
18	63	-39013.02	-819.87	-2113.70	6060.56	-7527.40	-35886.02	-49473.98	-40272.07	-66134.27
19	66	-28405.70	-180.51	-465.37	7172.76	-6295.22	-21878.80	-35346.78	-23420.12	-47447.12
20	70	-17119.58	510.69	1316.60	8792.01	-5269.27	-6500.58	-20561.86	-3400.47	-29305.27
21	74	-8965.86	1017.60	2623.40	10468.50	-4869.67	5144.14	-10194.03	12319.68	-17108.22
22	78	-3831.72	1340.10	3455.00	11551.10	-4470.07	12515.28	-3505.89	22283.35	-9160.35
23	82	-1650.06	1478.40	3811.40	12020.10	-4070.37	15659.94	-430.53	26538.43	-5377.77
24	84	-1650.06	1478.40	3811.40	12020.10	-4070.37	15659.94	-430.53	26538.43	-5377.77
25	88	-3831.72	1340.10	3455.00	11551.10	-4470.07	12515.28	-3505.89	22283.35	-9160.35
26	92	-8965.86	1017.60	2623.40	10468.50	-4869.67	5144.14	-10194.03	12319.68	-17108.22
27	96	-17119.58	510.69	1316.60	8792.01	-5269.27	-6500.58	-20561.86	-3400.47	-29305.27
28	100	-28405.70	-180.51	-465.37	7172.76	-6295.22	-21878.80	-35346.78	-23420.12	-47447.12
29	103	-39013.02	-819.87	-2113.70	6060.56	-7527.40	-35886.02	-49473.98	-40272.07	-66134.27
30	106	-51550.16	-1562.90	-4029.40	4979.34	-9093.10	-52163.07	-66235.51	-59749.50	-88348.70
31	109	-66112.45	-2409.60	-6212.30	3939.63	-10994.10	-70794.75	-85728.48	-81952.90	-114210.56
32	112	-82808.05	-3360.00	-8662.60	3329.43	-13459.20	-91501.25	-108289.88	-106338.26	-144257.06
33	116.75	-114291.28	-5076.90	-13089.00	3948.44	-19472.50	-128508.28	-151929.22	-149031.30	-202921.10
34T	118	-123678.06	5571.90	-14365.00	4177.70	-21854.70	-139437.06	-165469.46	-161638.38	-220305.58
34P	118	-123678.06	-5571.90	-14365.00	4177.74	-21254.70	-139437.06	-164869.50	-161638.38	-220305.58
35	119.25	-113856.53	-5090.20	-13123.00	4093.06	-20004.80	-127976.53	-152074.39	-148268.96	-203375.66
36	124	-80721.24	-3423.90	-8827.10	4166.47	-15999.50	-88805.74	-108971.71	-102429.25	-146420.55
37	127	-62982.24	-2505.40	-6459.20	5495.08	-14041.20	-66451.74	-85988.02	-75564.70	-116120.80
38	130	-47376.54	-1690.60	-4358.50	7148.05	-12516.20	-46277.64	-65941.89	-51066.18	-89775.68
39	133	-33796.00	-979.46	-2525.20	8884.80	-11414.90	-28415.90	-48715.60	-29220.00	-67233.00
40	136	-22145.28	-372.02	-959.10	10324.80	-10377.20	-13151.58	-33853.58	-10571.60	-47745.60
41	140	-9467.95	276.63	713.18	11653.50	-8993.50	3175.05	-17471.95	9974.06	-26860.94
42	144	76.97	740.95	1910.30	12277.40	-7610.00	15005.97	-4881.43	25373.22	-11312.78
43	148	6602.32	1021.00	2632.10	12150.20	-6226.33	22405.32	4028.79	34739.89	-13.41
44	152	11190.44	1116.60	2878.80	11152.10	-4842.69	26337.44	10342.65	39218.05	8389.55
45	154	11162.09	1095.40	2824.00	10321.80	-4150.82	25403.09	10930.47	37620.62	9510.02
46	116	0	0	0	0	0	0	0	0	0

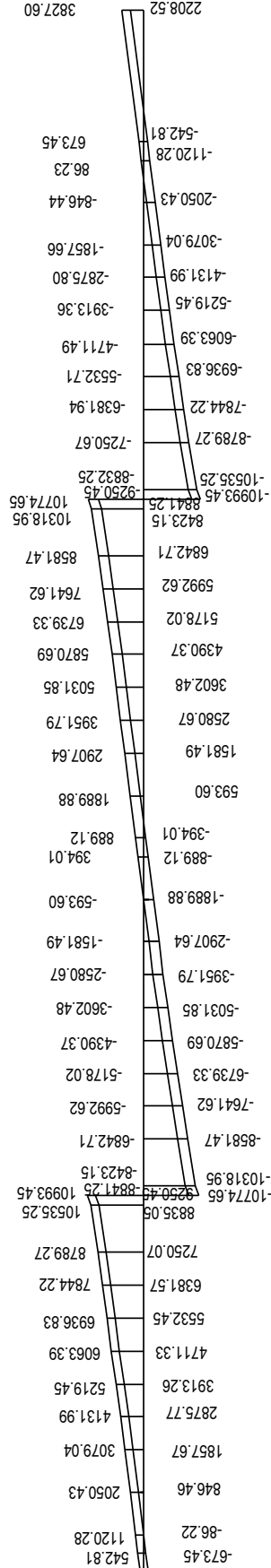
TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Tiết diện	Khoảng cách m	DC1	DC2	DW	XE 3 TRỤC + NGƯỜI		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD	
		V (KN)	V (KN)	V (KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)
1	0	-1980.50	-160.40	-413.53	345.91	-1273.19	-2208.52	-3827.60	-2283.45	-5524.53
2	12	168.70	-22.16	-57.13	453.40	-762.86	542.81	-673.45	947.26	-1237.53
3	14	601.90	0.88	2.27	515.24	-691.27	1120.28	-86.22	1658.55	-455.13
4	18	1238.89	46.96	121.06	643.52	-560.45	2050.43	846.46	2915.01	688.78
5	22	1970.84	93.02	239.83	775.36	-446.02	3079.04	1857.67	4296.46	1922.64
6	26	2725.39	139.07	358.53	909.05	-347.21	4131.99	2875.77	5709.23	3157.31
7	30	3513.75	185.08	477.16	1043.47	-262.73	5219.45	3913.26	7165.39	4409.13
8	33	4133.49	219.56	566.05	1144.33	-207.77	6063.39	4711.33	8292.86	5368.79
9	36	4782.83	254.00	654.85	1245.21	-159.23	6936.83	5532.45	9457.44	6354.15
10	39	5466.12	288.40	743.54	1346.07	-116.49	7844.22	6381.57	10664.15	7371.65
11	42	6187.57	322.71	831.98	1447.04	-92.21	8789.27	7250.07	11918.06	8404.32
12	46.75	7569.25	378.16	974.95	1612.90	-87.26	10535.25	8835.05	14219.17	10282.92
13T	48	7932.85	392.60	1012.10	1655.90	-87.00	10993.45	9250.45	14822.77	10774.87
13P	48	-7594.05	-403.20	-1039.50	195.55	-1737.85	-8841.25	-10774.65	-10188.92	-14597.17
14	49	-7230.45	-387.92	-1000.10	195.28	-1693.48	-8423.15	-10311.95	-9695.52	-13986.67
15	54	-5848.77	-333.53	-859.88	199.46	-1541.06	-6842.71	-8583.17	-7820.99	-11714.46
16	57	-5127.32	-299.14	-771.23	205.08	-1444.90	-5992.62	-7642.62	-6820.79	-10468.55
17	60	-4444.03	-264.72	-682.47	213.19	-1348.84	-5178.02	-6740.03	-5863.80	-9270.14
18	63	-3794.69	-230.25	-593.62	228.19	-1252.72	-4390.37	-5871.29	-4937.11	-8113.86
19	66	-3174.95	-195.76	-504.70	272.94	-1156.90	-3602.48	-5032.25	-3995.29	-6994.99
20	70	-2386.59	-149.73	-386.03	341.68	-1029.80	-2580.67	-3952.19	-2770.96	-5551.63
21	74	-1632.04	-103.67	-267.28	421.51	-904.82	-1581.49	-2907.84	-1569.45	-4153.95
22	78	-900.09	-57.60	-148.50	512.58	-783.74	-593.60	-1889.93	-376.45	-2791.41
23	82	-179.10	-11.52	-29.70	614.33	-668.80	394.01	-889.12	821.52	-1453.28
24	84	179.10	11.52	29.70	668.80	-614.33	889.12	-394.01	1453.18	-821.52
25	88	900.09	57.60	148.49	783.70	-512.56	1889.88	593.62	2791.31	376.49
26	92	1632.04	103.66	267.25	904.70	-421.45	2907.64	1581.50	4153.75	1569.51
27	96	2386.59	149.70	385.95	1029.59	-341.61	3951.79	2580.63	5551.03	2771.01
28	100	3174.95	195.71	504.58	1156.57	-272.87	5031.85	3602.37	6994.19	3995.28
29	103	3794.69	230.19	593.46	1252.37	-228.12	5870.69	4390.21	8112.96	4937.05
30	106	4444.03	264.63	682.24	1348.38	-213.13	6739.33	5177.78	9268.84	5863.69
31	109	5127.32	299.02	770.92	1444.33	-205.00	7641.62	5992.27	10466.95	6820.63
32	112	5848.77	333.32	859.35	1540.03	-199.34	8581.47	6842.10	11711.76	7820.68
33	116.75	7230.45	388.80	1002.40	1697.29	-195.72	10318.95	8425.95	13997.97	9697.02
34T	118	7594.05	403.20	1039.50	1287.90	-387.00	10774.65	8841.25	14597.17	10188.87
34P	118	-7932.85	-392.56	-1012.10	87.04	-1655.94	-9250.45	-10993.45	-10774.91	-14822.77
35	119.25	-7569.25	-377.30	-972.73	87.07	-1609.23	-8832.25	-10528.45	-10281.06	-14208.37
36	124	-6187.57	-322.91	-832.49	92.27	-1447.85	-7250.67	-8790.87	-8404.73	-11920.66
37	127	-5466.12	-288.52	-743.84	116.53	-1346.64	-6381.94	-7845.12	-7371.87	-10665.65
38	130	-4782.83	-254.09	-655.07	159.28	-1245.66	-5532.71	-6937.63	-6354.27	-9458.54
39	133	-4133.49	-219.62	-566.21	207.83	-1144.57	-4711.49	-6063.89	-5368.85	-8293.76
40	136	-3513.75	-185.13	-477.28	262.80	-1043.73	-3913.36	-5219.85	-4409.14	-7166.09
41	140	-2725.39	-139.09	-358.60	347.29	-909.24	-2875.80	-4132.29	-3157.26	-5709.63
42	144	-1970.84	-93.04	-239.86	446.07	-775.46	-1857.66	-3079.14	-1922.57	-4296.66
43	148	-1238.89	-46.96	-121.07	560.48	-643.55	-846.44	-2050.47	-688.73	-2915.11
44	152	-601.90	-0.88	-2.27	691.28	-515.24	86.23	-1120.29	455.13	-1658.55
45	154	-168.70	22.16	57.13	762.86	-453.40	673.45	-542.81	1237.53	-947.26
46	116	1980.50	160.40	413.53	1273.20	-345.90	3827.60	2208.50	5524.53	2667.83

BIỂU ĐỘ BAO NỘI LỰC DO TỔ HỢP TẢI TRỌNG Ở TTGHSD

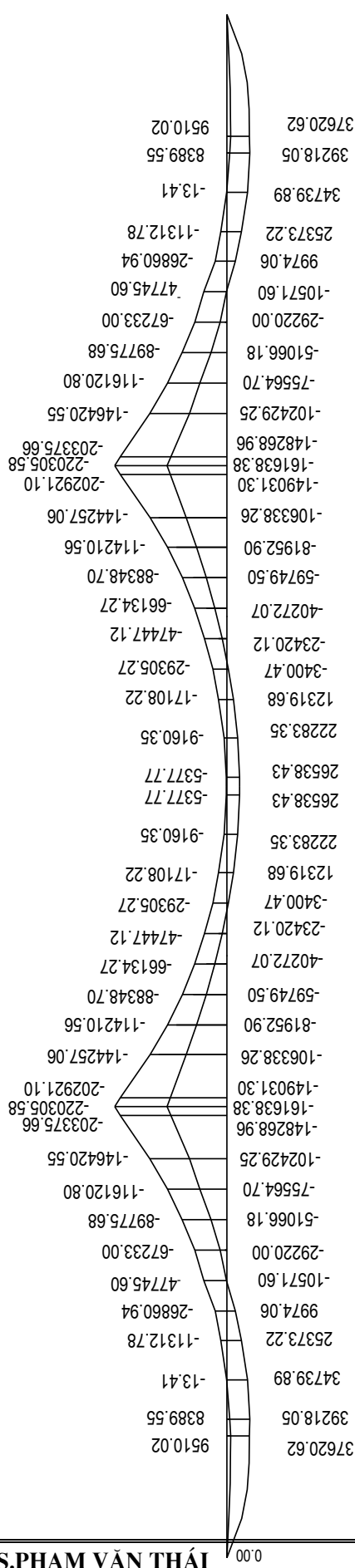


Biểu đồ bao mô men M_y

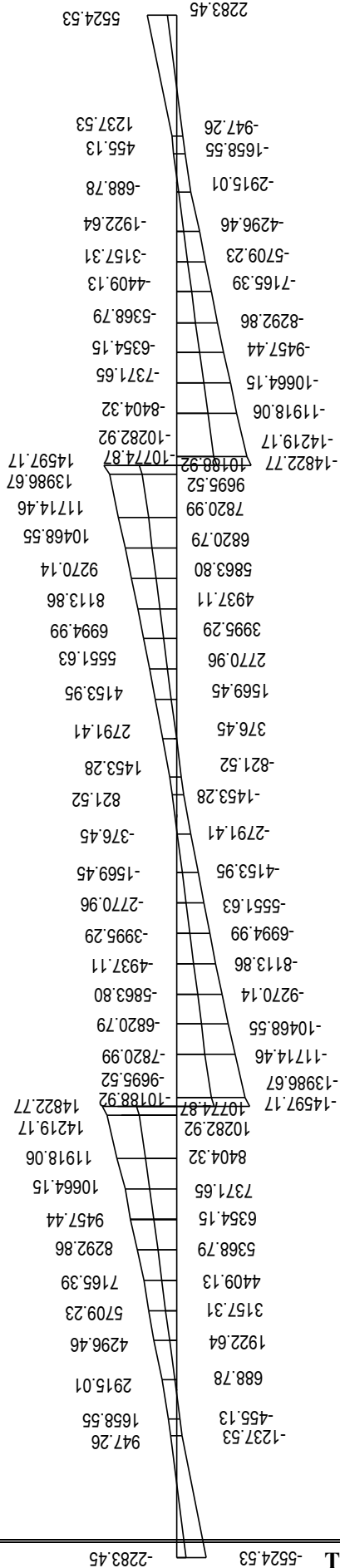


Biểu đồ bao lực cắt F_z

BIỂU ĐỒ BAO NỘI LỰC DO TỔ HỢP TẢI TRONG Ở TTGHCD1



Biểu đồ bao Momen_My



Biểu đồ bao lực cắt_Fz

XIII. IV.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP

XIII.1 IV.4.1 BÊ TÔNG MÁC C50.

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: $0.60f'_{ci}$

- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_{ci}}$

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 : $0.45f'_c$ (MPa)

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

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

XIII.2 IV.4.2 CHỌN CÁP

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

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

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

ống gen sử dụng là ống gen thép.

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

XIII.3 IV.4.3 CỐT THÉP TH- ỜNG

Giới hạn chảy của cốt thép : $f_y = 400$ Mpa

Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: $E_s = 200000$ Mpa

❖ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công th- c sau:

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

Trong đó:

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339$ Mpa

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$. Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với tr- ờng hợp chịu momen d- ờng, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

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

Trong đó:

h: chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm $h_b = 0,6$ m

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

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

Trong đó:

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

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

m: số tao trong 1 bó

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

Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Bó cáp chịu mômen dương chọn loại bó 17 tao:

$$A_b = 17 \times 1.4 = 23.8 \text{ cm}^2$$

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép cần thiết được tăng thêm từ 10-20% để đảm bảo điều kiện chống nứt cho bê tông.

IV.4.4 TÍNH TOÁN CỐT THÉP DƯỠ

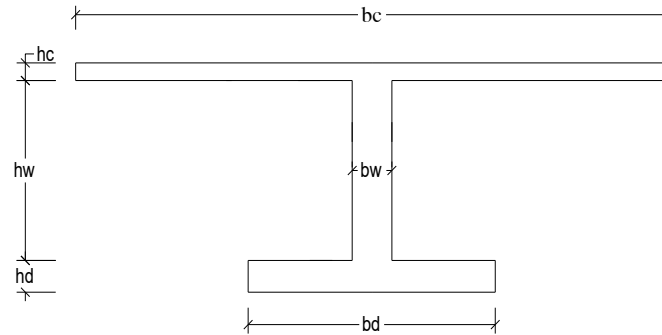
XIII.4 BẢNG TÍNH TOÁN LỰA CHỌN L- ỢNG CỐT THÉP DƯỠ

Tiế t	K/c m	M _{max} KNm	M _{min} KNm	Z m	Z _{cap} m	f _e Mpa	A _{psmax} m ²	A _{psmin} m ²	CT tính toán		CT chọn	
									Max	Min	ma	mi
1	0	0.00	0.00	1.530	1.66	133	0.00	0.00	0.000	0.000	6	
2	12	37620.62	9510.02	1.530	1.66	133	0.01	0.00	7.716	1.451	8	
3	14	39218.05	8389.55	1.530	1.66	133	0.01	0.00	7.981	1.280	8	
4	18	34739.89	-13.41	1.557	1.66	133	0.01	0.00	7.002	-0.002	8	2
5	22	25373.22	-	1.637	1.71	133	0.01	-	4.863	-1.671	6	4
6	26	9974.06	-	1.772	1.82	133	0.00	-	1.767	-3.734	2	6
7	30	-	-	1.960	1.98	133	-	-	-1.693	-6.099		8
8	33	-	-	2.136	2.14	133	-	-	-4.293	-7.962		10
9	36	-	-	2.342	2.33	133	-	-	-6.841	-9.781		12
10	39	-	-	2.579	2.54	133	-	-	-9.195	-		14
11	42	-	-	2.846	2.79	133	-	-	-	-		16
12	46.75	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
13	48	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
13	48	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
14	49.25	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
15	54	-	-	2.846	2.79	133	-	-	-	-		16
16	57	-	-	2.579	2.54	133	-	-	-9.972	-		14
17	60	-	-	2.342	2.33	133	-	-	-8.005	-9.625		12
18	63	-	-	2.136	2.14	133	-	-	-5.917	-7.832		10
19	66	-	-	1.960	1.98	133	-	-	-3.750	-6.060		8
20	70	-3400.47	-	1.772	1.82	133	-	-	-0.602	-4.074		6
21	74	12319.68	-	1.637	1.71	133	0.00	-	2.361	-2.527	4	4
22	78	22283.35	-9160.35	1.557	1.66	133	0.01	-	4.491	-1.397	6	2
23	82	26538.43	-5377.77	1.530	2.75	133	0.01	-	5.443	-0.496	6	2
24	84	26538.43	-5377.77	1.530	1.66	133	0.01	-	5.443	-0.820	6	2
25	88	22283.35	-9160.35	1.557	1.66	133	0.01	-	4.491	-1.397	6	2
26	92	12319.68	-	1.637	1.71	133	0.00	-	2.361	-2.527	4	4
27	96	-3400.47	-	1.772	1.82	133	-	-	-0.602	-4.074		6
28	100	-	-	1.960	1.98	133	-	-	-3.750	-6.060		8
29	103	-	-	2.136	2.14	133	-	-	-5.917	-7.832		10
30	106	-	-	2.342	2.33	133	-	-	-8.005	-9.625		12
31	109	-	-	2.579	2.54	133	-	-	-9.972	-		14
32	112	-	-	2.846	2.79	133	-	-	-	-		16
33	116.7	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
34	118	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
34	118	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
35	119.2	-	-	3.330	3.24	133	-	-	-	-		18
36	124	-	-	2.846	2.79	133	-	-	-	-		16
37	127	-	-	2.579	2.54	133	-	-	-9.195	-		14
38	130	-	-	2.342	2.33	133	-	-	-6.841	-9.781		12
39	133	-	-	2.136	2.14	133	-	-	-4.293	-7.962		10
40	136	-	-	1.960	1.98	133	-	-	-1.693	-6.099		8
41	140	9974.06	-	1.772	1.82	133	0.00	-	1.767	-3.734	2	6
42	144	25373.22	-	1.637	1.71	133	0.01	-	4.863	-1.671	6	4
43	148	34739.89	-13.41	1.557	1.66	133	0.01	0.00	7.002	-0.002	8	2
44	152	39218.05	8389.55	1.530	2.75	133	0.01	0.00	7.981	0.774	8	
45	154	37620.62	9510.02	1.530	2.75	133	0.01	0.00	7.716	0.877	8	
46	116	0.00	0.00	1.530	2.75	133	0.00	0.00	0.000	0.000	6	

XIII.5 IV.4.5 TÍNH ĐẶC TR- NG 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 tr- ng hình học của mặt cắt.

Kích th- ớc quy đổi từ tiết diện hộp sang tiết diện T tại tiết diện kiểm toán



Tiết diện	K/c từ gối	bc	hc	bw	h _w	b _d	h _d	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
3	14	11.5	0.383	0.901	1.317	5.99	0.3	2
12	46.75	11.5	0.383	0.902	2.817	5.19	0.8	4
23	82	11.5	0.383	0.901	1.317	5.99	0.3	2

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.

- ❖ Nhằm phản ánh sát thực các giai đoạn làm việc của tiết diện ta xác định các đặc tr- ng hình học của tiết diện trong giai đoạn có lỗ (giai đoạn mới căng cáp ch- a phun vữa) và giai đoạn khai thác (đã phun vữa và có thép - st).

* Toàn bộ tiết diện làm việc kể cả cốt thép F_T.

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$F_{td} = F_0 + n_T \cdot F_T$$

n_T: Hệ số quy đổi từ thép ra bê tông.

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

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

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

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

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

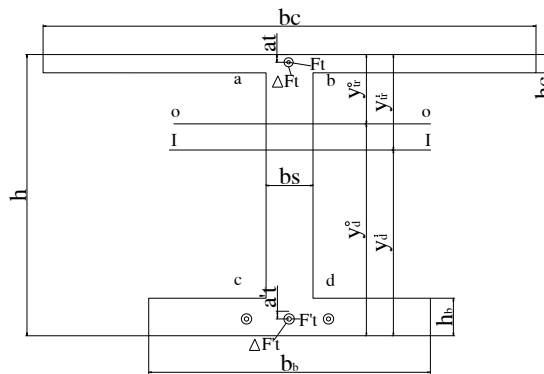
$$S_{a-b}^{I-I} = b_c*h_c*(y_t^I - \frac{h_c}{2}) + n*F_t*(y_t^I - a_t) \quad ; \quad S_{c-d}^{I-I} = b_d*h_d*(y_d^I - \frac{h_d}{2}) + n*F_d*(y_d^I - a_d)$$

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

Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luôn cáp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- b_c : Bề rộng bản cánh trên.
- h_c : Chiều cao bản cánh trên.
- b : Chiều dày s- ờn dầm.
- h_b : Chiều cao s- ờn dầm.
- b_d : Bề rộng bản đáy.
- h_d : Chiều cao bản đáy.
- h : Chiều cao tiết diện.
- a_t : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía trên tới mép trên tiết diện.
- a_d : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía d- ới tới mép d- ới tiết diện.
- F_d : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía d- ới .
- F_t : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía trên .
- n : Hệ số chuyển đổi vật liệu $n = 5.34$
- S_x : Mômen tĩnh của tiết diện giảm yếu đối với đáy tiết diện.
- F_{td} : Diện tích tiết diện tính đổi.
- S_0 : Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục 0 – 0.
- C : Khoảng cách giữa trục 0-0 và trục I-I.
- y_d^I và y_t^I : Khoảng cách từ trục chính I-I tới mép d- ới và trên tiết diện
- J_{td} : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- y_{a-b}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ a-b
- S_{a-b}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ a-b đối với trục I-I
- y_{c-d}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ c-d
- S_{c-d}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ c-d đối với trục I-I
- e^{I-I} : Độ lệch tâm của lực N_d đối với trục I-I

Bảng tính đặc tr- ng hình học các tiết diện



	Tiết diện		
	TD3	TD12	TD23
Bc	11.500	11.500	11.500
Hc	0.383	0.383	0.383
B	0.901	0.902	0.901
Hb	1.317	2.817	1.317
Bb	6.000	5.200	6.000
Hd	0.300	0.800	0.300
H	2.000	4.000	2.000
At	0.000	0.150	0.150
Ad	0.150	0.000	0.150
ΔFt	0.000	0.162	0.018
ΔFd	0.072	0.000	0.054
Fd	0.019	0.000	0.014
Ft	0.000	0.053	0.006
n	5.510	5.510	5.510
Ftd	7.391	11.105	7.391
Fo	7.319	10.944	7.319
Sx	9.362	23.427	9.332
Yt	0.721	1.859	0.725
Yd	1.279	2.141	1.275
Jo	3.798	26.351	3.815
Ya-b(0-0)	0.338	1.476	0.342
Sa-b(0-0)	2.332	7.069	2.340
Yc-d(0-0)	0.979	1.341	0.975
Sc-d(0-0)	1.951	7.241	1.964
E(0-0)+	1.129	0.000	1.125
E(0-0)-	0.000	1.709	0.575
Fqd	7.424	11.235	7.430
So	-0.118	0.498	-0.070
C	-0.016	0.044	-0.009
Yt(1-1)	0.705	1.904	0.716
Yd(1-1)	1.295	2.096	1.284
Jqd	3.938	27.270	3.928
Ya-b(1-1)	0.322	1.521	0.333
Sa-b(1-1)	2.261	8.052	2.327
Yc-d(1-1)	0.995	1.296	0.984
Sc-d(1-1)	2.061	7.668	2.079
E(1-1)+	1.145	0.000	1.134
E(1-1)-	0.000	1.754	0.566

IV.4.6 TÍNH MẤT MÁT ỨNG SUẤT TR- ỚC

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 có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

Trong đó:

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

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

Tiết diện	Bó thép	μ	K	f_{pj}	x	a	Δf_{pF}
			(1/mm)	MPa	(mm)	(rad)	MPa
3	C2-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	6650	0.105	40.32
	C2-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	10650	0.105	43.74
	C2-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	10650	0.105	43.74
	C2-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	14650	0.105	47.16
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						
12	C1-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	4750	0.000	4.19
	C1-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	7804	0.244	85.83
	C1-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	10804	0.244	88.31
	C1-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	13858	0.244	90.83
	C1-05-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	16858	0.244	93.30
	C1-06-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	20868	0.244	96.59
	C1-07-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	24878	0.244	99.88
	C1-08-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	28888	0.244	103.15
	C1-09-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	32898	0.244	106.42
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						
23	C3-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	2280	0.000	2.01
	C4-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	6650	0.105	40.32
	C4-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	10650	0.105	43.74
	C4-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	10650	0.105	43.74
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						

Mất mát do thiết bị neo

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

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

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)

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

Tiết diện	Bó thép	L	ΔL	E	Δf_{pA}
		(mm)	(mm)	MPa	MPa
3	C2-01-2	15300	12	197000	154.51
	C2-02-2	24670	12	197000	95.82
	C2-03-2	24670	12	197000	95.82
	C2-04-2	28670	12	197000	82.46
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				107.15
12	C1-01-2	12000	6	197000	98.50
	C1-02-2	18108	12	197000	130.55
	C1-03-2	24108	12	197000	98.06
	C1-04-2	30216	12	197000	78.24
	C1-05-2	36216	12	197000	65.28
	C1-06-2	44236	12	197000	53.44
	C1-07-2	52256	12	197000	45.24
	C1-08-2	60276	12	197000	39.22
	C1-09-2	68296	12	197000	34.61
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				71.46
23	C3-01-2	6560	6	197000	180.18
	C4-01-2	15300	12	197000	154.51
	C4-02-2	23300	12	197000	101.46
	C4-03-2	23300	12	197000	101.46
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				134.40

Mất mát do co ngắn đàn hồi

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

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

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

Trong đó:

- N : Số l- ợng các bó thép ứng suất tr- ớc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- $F=(0.7f_{pu}- \Delta f_{pl}- \Delta f_{pa})A_{ps}$: lực nén trong bê tông do ứng suất tr- ớc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A, I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực(MPa)=197000(MPa)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)
 $E_{ci}=0.043 \gamma_c \sqrt[1.5]{f'_{ci}}=0.043 \times 2400 \times \sqrt[1.5]{0.9 \times 50}=33915$ (MPa)
- A_{ps} : Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr- ớc.
- M_{DC1} : Mômen do trọng l- ợng bản thân kết cấu

Tiết diện	Bó căng tr- ớc	Bó căng sau	N	F_i	M_{DC}	e	y	A_x	I_x	Δf_{cgp}	Δf_{pES}	$\sum \Delta f_{pES}$
				(KN)	(KN.m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	C2-02-2	3	5,479.26	11190.44	1.129	1.279	7.319	3.798	-1.25	2.30	4.02
		C2-03-2	2	5,479.26	11190.44	1.129	1.279	7.319	3.798	-1.25	1.72	
		C2-04-2	1	5,479.26	11190.44	1.129	1.279	7.319	3.798	-1.25	0.00	
	C2-02-2	C2-03-2	2	5,479.26	11190.44	1.129	1.279	7.319	3.798	-1.25	1.72	1.72
		C2-04-2	1	5,479.26	11190.44	1.129	1.279	7.319	3.798	-1.25	0.00	
	C2-03-2	C2-04-2	1	5,479.26	11190.44	1.129	1.279	7.319	3.798	-1.25	0.00	0.00
				Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					1.91			
12	C1-01-2	C1-02-2	8	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	14.31	121.59
		C1-03-2	7	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	20.86	
		C1-04-2	6	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	20.29	
		C1-05-2	5	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	19.47	
		C1-06-2	4	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	18.26	
		C1-07-2	3	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	16.23	
		C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17	
	C1-02-2	C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00	107.28
		C1-03-2	7	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	20.86	
		C1-04-2	6	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	20.29	
		C1-05-2	5	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	19.47	
		C1-06-2	4	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	18.26	
		C1-07-2	3	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	16.23	
		C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17	
C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00			

23	C1-03-2	C1-04-2	6	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	20.29	86.41	
		C1-05-2	5	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	19.47		
		C1-06-2	4	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	18.26		
		C1-07-2	3	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	16.23		
		C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17		
		C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00		
	C1-04-2	C1-05-2	5	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	19.47	66.13	
		C1-06-2	4	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	18.26		
		C1-07-2	3	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	16.23		
		C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17		
		C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00		
	C1-05-2	C1-06-2	4	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	18.26	46.66	
		C1-07-2	3	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	16.23		
		C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17		
		C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00		
	C1-06-2	C1-07-2	3	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	16.23	28.40	
		C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17		
		C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00		
	C1-07-2	C1-08-2	2	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	12.17	12.17	
		C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00		
	C1-08-2	C1-09-2	1	7,171.23	-113856.53	1.709	1.859	10.944	26.351	-8.84	0.00	0.00	
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									58.58			
	23	C4-01-2	C4-02-2	3	5,403.28	-1650.06	1.125	1.275	7.319	3.815	-3.02	5.54	9.70
			C4-03-2	2	5,403.28	-1650.06	1.125	1.275	7.319	3.815	-3.02	4.16	
C3-01-2			1	5,403.28	-1650.06	0.575	0.725	7.319	3.815	-1.46	0.00		
C4-02-2		C4-03-2	2	5,403.28	-1650.06	1.125	1.275	7.319	3.815	-3.02	4.16	4.16	
		C3-01-2	1	5,403.28	-1650.06	0.575	0.725	7.319	3.815	-1.46	0.00		
C4-03-2		C3-01-2	1	5,403.28	-1650.06	0.575	0.725	7.319	3.815	-1.46	0.00	0.00	
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									4.62				

Mất mát do co ngót

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

Đối với cấu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ MPa}$ (5.9.5.4.2-2)

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

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} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Δf_{cdp} : Thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất tr- ớc do tải trọng th- ờng xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện các lực ứng suất tr- ớc, đ- ợc tính cùng các mặt cắt tính f_{cgp} (MPa).

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{M_{ds} \cdot e}{I_{td}} - \frac{M_{da} \cdot e}{I_{td}}$$

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)
- M_{DC} : mô men do tĩnh tải ở giai đoạn thi công (KN.m)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Tiết diện	Bó thép	Fi	e	Ms	$M_{DW} + M_{DC2}$	A_x	I_x	Δf_{cdp}	Δf_{cgp}	Δf_{pCR}
		(KN)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(m^2)	(m^4)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3	C2-01-2	5,473.879	1.145	11190.44	3995.40	7.424	3.938	1.16	0.69	0.20
	C2-02-2	5,473.879	1.145	11190.44	3995.40	7.424	3.938	1.16	0.69	0.20
	C2-03-2	5,473.879	1.145	11190.44	3995.40	7.424	3.938	1.16	0.69	0.20
	C2-04-2	5,473.879	1.145	11190.44	3995.40	7.424	3.938	1.16	0.69	0.20
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								0.20	
12	C1-01-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-02-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-03-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-04-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-05-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-06-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-07-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-08-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
	C1-09-2	6,389.047	1.754	-113856.53	-18213.20	11.235	27.270	-1.17	-8.61	95.13
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								95.13		
23	C3-01-2	6,647.487	0.566	-1650.06	5289.80	7.430	3.928	0.76	-1.67	14.75
	C4-01-2	6,647.487	1.134	-1650.06	5289.80	7.430	3.928	1.53	-3.55	31.89
	C4-02-2	6,647.487	1.134	-1650.06	5289.80	7.430	3.928	1.53	-3.55	31.89
	C4-03-2	6,647.487	1.134	-1650.06	5289.80	7.430	3.928	1.53	-3.55	31.89
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								27.61	

Mất mát do chùng dãn cốt thép

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

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

(5.9.5.4.4c-2)

ở đây:

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

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	40.32	1.357	25	0.20	36.10
	C2-02-2	43.74	1.018	25	0.20	35.83
	C2-03-2	43.74	1.018	25	0.20	35.83
	C2-04-2	47.16	0	25	0.20	35.64
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					35.85
12	C1-01-2	4.19	121.586	25	95.13	19.22
	C1-02-2	85.83	14.307	25	95.13	24.75
	C1-03-2	88.31	20.865	25	95.13	23.74
	C1-04-2	90.83	20.285	25	95.13	23.58
	C1-05-2	93.30	19.474	25	95.13	23.46
	C1-06-2	96.59	18.257	25	95.13	23.31
	C1-07-2	99.88	16.228	25	95.13	23.26
	C1-08-2	103.15	12.171	25	95.13	23.45
	C1-09-2	106.42	0.000	25	95.13	24.61
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					23.26
23	C3-01-2	2.01	0.000	25	14.75	38.83
	C4-01-2	40.32	9.697	25	31.89	33.19
	C4-02-2	43.74	5.541	25	31.89	33.38
	C4-03-2	43.74	4.156	25	31.89	33.55
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					34.74

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

Tiết diệ n	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pS}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	$\Delta f_{tức\ thời}$	$\Delta f_{lâu\ dài}$	Δf_{pT}
		Mpa	Mpa	Mpa	Ma	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01- 2	40.32	154.5 1	1.36	25	0.20	36.1 0	196.1 9	61.29	257.4 8
	C2-02- 2	43.74	95.82	1.02	25	0.20	35.8 3	140.5 9	61.03	201.6 1
	C2-03- 2	43.74	95.82	1.02	25	0.20	35.8 3	140.5 9	61.03	201.6 1
	C2-04- 2	47.16	82.46	0.00	25	0.20	35.6 4	129.6 1	60.84	190.4 5
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								151.7 4	61.05
12	C1-01- 2	4.19	98.50	121.5 9	25	95.1 3	19.2 2	224.2 8	139.3 6	363.6 4
	C1-02- 2	85.83	5	130.5 14.31	25	95.1 3	24.7 5	230.6 9	144.8 8	375.5 7
	C1-03- 2	88.31	98.06	20.86	25	95.1 3	23.7 4	207.2 3	143.8 7	351.1 1
	C1-04- 2	90.83	78.24	20.29	25	95.1 3	23.5 8	189.3 5	143.7 2	333.0 7
	C1-05- 2	93.30	65.28	19.47	25	95.1 3	23.4 6	178.0 5	143.5 9	321.6 4
	C1-06- 2	96.59	53.44	18.26	25	95.1 3	23.3 1	168.2 9	143.4 4	311.7 3
	C1-07- 2	99.88	45.24	16.23	25	95.1 3	23.2 6	161.3 4	143.3 9	304.7 3
	C1-08- 2	103.1 5	39.22	12.17	25	95.1 3	23.4 5	154.5 4	143.5 8	298.1 2

	C1-09- 2	106.4 2				95.1 3	24.6 1	141.0 3	144.7 5	285.7 8
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							183.8 7	143.4 0	327.2 6
23	C3-01- 2	2.01 8	180.1 8	0.00 25		14.7 5	38.8 3	182.2 0	78.59	260.7 8
	C4-01- 2	40.32 1	154.5 1	9.70 25		31.8 9	33.1 9	204.5 3	90.09	294.6 1
	C4-02- 2	43.74 6	101.4 6	5.54 25		31.8 9	33.3 8	150.7 4	90.28	241.0 2
	C4-03- 2	43.74 6	101.4 6	4.16 25		31.8 9	33.5 5	149.3 6	90.44	239.8 0
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							171.7 1	87.35	259.0 6

Lực căng và mô men do cáp ứng suất tr- ớc

Tiết diện	Bó thép	Mất mát max				Mất mát min			
		Δf_{pT}	$F_{\text{từng bó}}$	$e_{\text{từng bó}}$	$M_{\text{từng bó}}$	$\Delta f_{\text{lực thời}}$	$F_{\text{từng bó}}$	$e_{\text{từng bó}}$	$M_{\text{từng bó}}$
		Mpa	KN	(m)	(KNm)	Mpa	KN	(m)	KN
3	C2-01-2	257.48	2,574.50	1.145	2,947.98	196.19	2,720.37	1.145	3,115.02
	C2-02-2	201.61	2,707.46	1.145	3,100.23	140.59	2,852.70	1.145	3,266.55
	C2-03-2	201.61	2,707.46	1.145	3,100.23	140.59	2,852.70	1.145	3,266.55
	C2-04-2	190.45	2,734.01	1.145	3,130.64	129.61	2,878.81	1.145	3,296.45
Tổng		10,723.43		12,279.09		11,304.59		12,944.56	
12	C1-01-2	363.64	2,868.16	1.754	5,029.71	224.28	3,277.87	1.754	5,748.19
	C1-02-2	375.57	2,833.07	1.754	4,968.17	230.69	3,259.03	1.754	5,715.14
	C1-03-2	351.11	2,904.99	1.754	5,094.30	207.23	3,327.98	1.754	5,836.07
	C1-04-2	333.07	2,958.03	1.754	5,187.31	189.35	3,380.56	1.754	5,928.26
	C1-05-2	321.64	2,991.63	1.754	5,246.23	178.05	3,413.79	1.754	5,986.54
	C1-06-2	311.73	3,020.76	1.754	5,297.32	168.29	3,442.48	1.754	6,036.85
	C1-07-2	304.73	3,041.34	1.754	5,333.40	161.34	3,462.90	1.754	6,072.66
	C1-08-2	298.12	3,060.77	1.754	5,367.47	154.54	3,482.89	1.754	6,107.73
Tổng		26,775.81		46,955.00		30,570.11		53,608.82	
23	C3-01-2	260.78	3,170.54	0.566	1,793.43	78.59	3,706.20	0.566	2,096.43

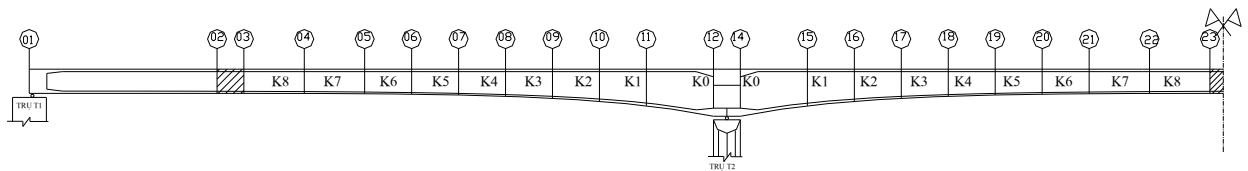
	C4-01-2	294.61	2,486.12	1.134	2,820.11	90.09	2,972.89	1.134	3,372.28
	C4-02-2	241.02	2,613.66	1.134	2,964.80	90.28	2,972.43	1.134	3,371.77
	C4-03-2	239.80	2,616.56	1.134	2,968.09	90.44	2,972.04	1.134	3,371.32
Tổng			10,886.89		10,546.43		12,623.56		12,211.79

XIII.6 IV.4.7 KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN

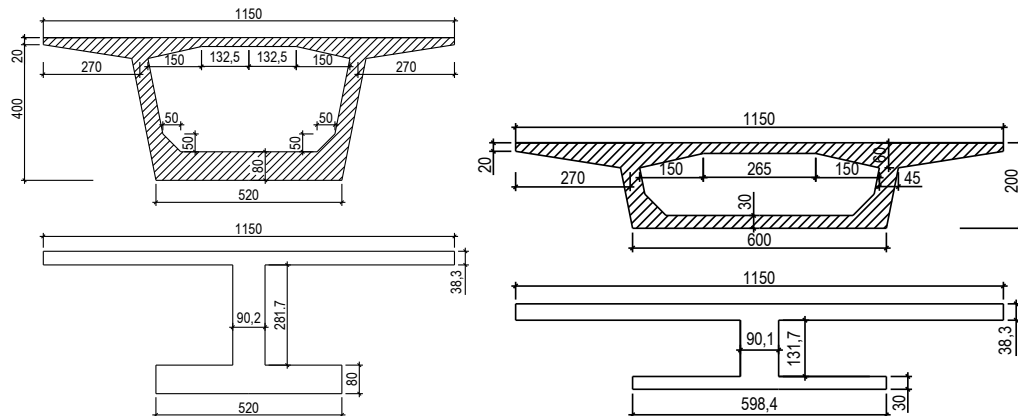
XIV. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải đ- ợc kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc tr- ng: 3,12,23.

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



Mặt cắt quy đổi tiết diện tại gối và giữa nhịp



IV.7.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]

Đối với kết cấu bê tông cốt thép - st trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Lúc 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 $f'_{ci} = 0.9f'_c = 45\text{Mpa}$.

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

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

Trong đó:

- F : Lực căng của cáp - st tại tiết diện tính toán sau khi trừ đi mất mát tức thời (KN)
- e : Khoảng cách từ trọng tâm các bó cáp đến trục trung hoà tiết diện (m)
- $y_{t,b}$: khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ trên và d- ới của tiết diện. (m)
- A, I : diện tích(m^2), mômen quán tính(m^4) của tiết diện có trừ lỗ.

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất tr- ớc hoàn toàn [5.9.4.2]

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

$$-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5\text{ Mpa}$$

- ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355\text{ Mpa}$$

IV.4.7.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông phần tiết diện giữa nhịp và HL biên

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép :

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677\text{ (Mpa)}$$

b.Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27\text{ (MPa)}$$

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{-F_t^2 e_t + F_b^2 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \geq -0.45 f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d- ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \leq 0.5 \sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

IV.4.7.1.2 Kiểm tra đối với các tiết diện sắt trạ

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \geq -0.6 f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

b.Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \leq 0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ (MPa)}$$

2. Giai đoạn khai thác:

c. Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2}{A_{t0}} - \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

d. Thớ d- ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \geq 0.45f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ớc phía d- ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M_{bt} = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen d- ơng âm)
- A_0 = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_0 = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ớc phía d- ới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ d- ới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'_c = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày

Kết quả kiểm toán nh- sau:

KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi căng kéo cốt thép

Tiết diện	F_t	F_b	A	I	e_t	e_b	M_{bt}	Y_b	Y_t	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KN	KN	m ²	m ⁴	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
3	0.00	21900.90	7.319	3.798	0.000	1.129	11190.44	1.279	0.721	-0.42	-11.5	Đạt
12	59171.60	0.00	10.944	26.351	1.709	0.000	113856.53	2.141	1.859	-14.51	0.81	Đạt
23	7655.76	18592.56	7.319	3.815	0.575	1.125	1650.06	1.275	0.725	-0.76	-9.86	Đạt

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

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

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi khai thác

Tiết diện	F_t	F_b	A	I_g	I_c	e_t	e_b	M_{bt}
	KN	KN	m ²	m ⁴	m ⁴	m	m	KNm
3	0.00	20738.58	7.32	3.80	3.94	0.00	1.13	11190.44
12	51583.00	0.00	10.94	26.35	27.27	1.71	0.00	113856.53
23	6122.35	7519.29	7.32	3.82	3.93	0.58	1.12	1650.06
Tiết diện	$M_{HT}+M_{TT2}$	Y_{b1}	Y_{t1}	Y_{b2}	Y_{t2}	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
3	15147.50	1.28	0.72	1.30	0.70	-2.35	-1.97	Đạt
12	18213.20	2.14	1.86	2.10	1.90	0.25	-10.22	Đạt
23	17309.90	1.27	0.73	1.28	0.72	-4.39	-0.48	Đạt

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

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

IV.4.7.2 KIỂM TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN C- ỜNG ĐỘ I

- Kiểm toán theo các nội dung sau:
 - + Kiểm tra sức kháng uốn tính toán.
 - + Kiểm tra giới hạn cốt thép.
 - + Kiểm tra sức kháng cắt tính toán.
- Kiểm toán cho một số tiết diện sau:
 - + Tiết diện 3 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d- ơng lớn.
 - + Tiết diện 13 trên đỉnh trụ.
 - + Tiết diện 23 gần giữa nhịp có mômen d- ơng lớn.

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

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		Q_{\max} (KN)	Q_{\min} (KN)	M_{\max} (KN.m)	M_{\min} (KN.m)
1	3	1658.55	-455.13	39,218.05	8,389.55
2	12	14219.17	10282.92	-148,268.96	-203,375.66
3	23	821.52	-1453.28	26,538.43	-5,377.77

IV.4.7.2.1 Sức kháng uốn.

ông thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

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

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

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

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

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b_w \bar{\beta}_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

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

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

$$a = c \beta_1$$

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

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

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

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

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

$$(5.7.3.1.1-2)$$

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

$$d_p = h - a_T (a'_T)$$

Trong đó:

h: Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

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

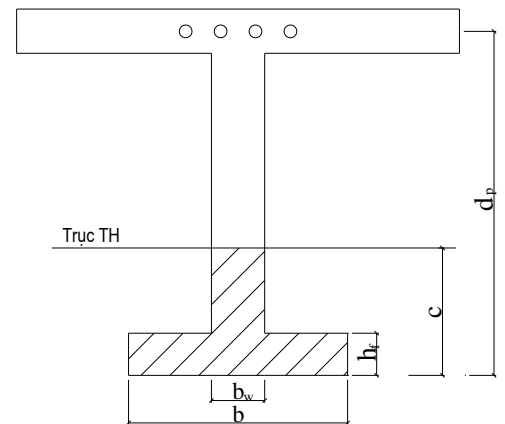
- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

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

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 \beta_1 f'_c b_w \bar{h}_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

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

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



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

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén

- b : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kết quả tính toán kiểm tra nh- sau

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	A_{ps} (m^2)	d_p (m)	b_w (m)	b (m)	h_f (m)	c (m)	f_{ps} (KN/m^2)	a (m)	M_n (KNm)	M_u (KNm)	$M_n > M_u$
3	0.01904	1.85	0.901	11.5	0.383	0.103	1831.02	0.071	41114.01	39218.05	Đạt
12	0.05292	3.85	0.902	5.2	0.8	0.614	1776.92	0.425	222317.89	203375.66	Đạt
23	0.02016	1.7	0.901	11.5	0.383	0.109	1826.68	0.075	39790.84	26538.43	Đạt

IV.4.7.2.2 Kiểm tra hàm l- ượng thép DƯL

Kiểm tra l- ượng thép tối đa theo công thức :

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

Trong đó :

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- d_e : Khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

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

Tiết diện	d_e	c	c/d_e	Duyệt
	(m)	(m)		
3	1.85	0.103	0.06	Đạt
12	3.85	0.614	0.16	Đạt
23	1.7	0.109	0.06	Đạt

b. Kiểm tra hàm l- ợng thép tối thiểu :

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

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

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

(5.4.2.6)

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

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

- f_r : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông $f'_c = 50 \text{ (MPa)} = 50000 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

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

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (KN/m²)

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

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

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

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

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

$$\phi M_n \geq 1.33M_u$$

(3.4.1.1)

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

KIỂM TRA HÀM LƯỢNG CỐT THÉP

Tiết diện	A (m^2)	I (m^4)	y_d (m)	y_t (m)	f_r (KN/m ²)	f_d (KN/m ²)	f_{pe} (KN/m ²)	M_{cr} (KNm)	$1.2M_{cr}$ (KNm)	$1.33M_u$ (KNm)
3	7.42	3.94	11190.44	1.295	0.705	1.145	4.454	3680.36	-1782.49	-30490.88
12	11.24	27.27	113856.53	2.096	1.904	1.754	4.454	8752.78	-2104.65	-155469.13
23	7.43	3.93	1650.06	1.284	0.716	1.134	4.454	539.59	-1861.65	-13153.61

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n	$1.2M_{cr}$	$1.33M_u$	Duyệt
	KNm	KNm	KNm	
3	41114.01	36589.05	52160.00	Đạt
12	222317.89	186562.95	270489.63	Đạt
23	39790.84	15784.34	42461.48	Đạt

IV.4.7.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 19, 46) và các tiết diện (8, 10) tại trụ nhỏ do đó có thể bỏ qua kiểm toán sức kháng cắt ta tiến hành kiểm toán cho tiết diện 32 có lực cắt lớn nhất.

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH c- ờng độ 1

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

V_n : sức kháng cắt danh định đ- ợc xác định theo quy định (điều 5.8.3.3)

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

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

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

Trong đó:

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

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

s : Cự li cốt thép đai (mm), đ- ợc 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 đ- ợc qui định trong điều 5.8.3.4

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

Khi tính, giả thiết tr- ớc góc θ , sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ợc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ợc, nếu không thì giả thiết lại.

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

A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2)

$$A_v (\text{min}) = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

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

❖ Tính V_p

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

Trong đó:

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

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

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

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

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

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

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

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

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

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (m)	$0.72h$ (m)	$d_e - 0.5a$ (m)	d_v (m)	b_v (m)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$	V_p
3	1.67	1.44	1.81	1.81	0.901	20433.95	664.68	0
12	3.47	2.88	3.64	3.64	0.902	41010.02	1333.98	0
23	1.53	1.44	1.66	1.66	0.901	18721.95	608.99	0

Xác định θ và β .

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

ứng suất cắt trong bê tông :

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

trong đó :

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

Do Q_{\max}

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (m)	d_v (m)	ϕ	v (KN)	$\frac{v}{f'_c}$
3	1658.55	0.901	1.81	0.9	1127.31	0.023
12	14219.17	0.902	3.64	0.9	4815.61	0.096
23	821.52	0.901	1.66	0.9	609.45	0.012

Do Q_{\min}

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (m)	d_v (m)	ϕ	v (KN)	$\frac{v}{f'_c}$
3	455.13	0.901	1.81	0.9	309.35	0.006
12	10282.92	0.902	3.64	0.9	3482.52	0.070
23	1453.28	0.901	1.66	0.9	1078.11	0.022

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

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

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cầu kiện (m^2)
- M_u : Mô men tính toán (N-mm)
- N_u : Lực dọc trục tính toán (N)
- V_u : Lực cắt tính toán (N)
- E_s : Môđun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Môđun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)

- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

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

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

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = f_{pj} - \frac{1}{n} \sum \Delta f_{pT}$$

- f_{pc} : ứng suất nén tại trọng tâm tiết diện

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (m²)

- A: diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ọc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ớc góc $\theta = 27^\circ = 27 \cdot 3.14 / 180 = 0.471$ (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ọc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ọc, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

- Xác định f_{po}

Do Q_{max}

Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f_{pc} (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
3	21446.87	7.319	2.93	1126.41	197000	35750	1142.56
12	53551.62	10.944	4.89	1011.94	197000	35750	1038.90
23	21773.78	7.319	2.97	1080.14	197000	35750	1096.54

Do Q_{min}

Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f_{pc} (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
3	22609.19	7.319	3.09	1187.46	197000	35750	1204.48
12	61140.23	10.944	5.59	1155.33	197000	35750	1186.12
23	25247.12	7.319	3.45	1167.49	197000	35750	1186.50

Xác định ε_x

Do Q_{max}

Tiết diện	M_u (kNm)	d_v (m)	V_u (kN)	θ (rad)	A_{ps} (m ²)	f_{po} (Mpa)	ε_x
3	78436.10	1.81	1658.55	0.785	0.03808	1142.56	0.0001
12	406751.32	3.64	14219.17	0.785	0.10584	1038.90	0.0004
23	53076.85	1.66	821.52	0.785	0.04032	1096.54	-0.0015

Do Q_{min}

Tiết diện	M_u (KNm)	d_v (m)	V_u (KN)	θ (rad)	A_{ps} (m ²)	f_{po} (Mpa)	ε_x
3	78436.10	1.81	455.13	0.785	0.03808	1204.48	-0.0003
12	406751.32	3.64	10282.92	0.785	0.10584	1186.12	-0.0004
23	53076.85	1.66	1453.28	0.785	0.04032	1186.50	-0.0019

Xác định β và θ

Do Q_{max}

ε_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
0.0001	0.0225	4.7	27
0.0004	0.0963	2.4	29
-0.0015	0.0122	7	20

Do Q_{min}

ε_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-0.0003	0.0062	7	27
-0.0004	0.0697	7.1	27
-0.0019	0.0216	7	27.5

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 20$ có 2 lớp trên một s- ờn có diện tích $A_v=628 \text{ mm}^2$, cự ly giữa các thanh thép ngang là $s=200 \text{ mm}$

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s .

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

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Do Q_{\max}

Tiết diện	A_v m ²	f_y MPa	d_v m	b_v m	α rad	θ rad	s m	V_s KN
3	0.0006284	1674	1.81	0.901	1.57	0.471	0.2	18736.53
12	0.0006284	1674	3.64	0.902	1.57	0.506	0.2	34528.25
23	0.0006284	1674	1.66	0.901	1.57	0.349	0.2	24029.12

Do Q_{\min}

Tiết diện	A_v m ²	f_y Mpa	d_v m	b_v m	a rad	θ rad	s m	V_s KN
3	0.0006284	1674	1.81	0.901	1.57	0.471	0.2	18736.53
12	0.0006284	1674	3.64	0.902	1.57	0.471	0.2	37561.70
23	0.0006284	1674	1.66	0.901	1.57	0.480	0.2	16802.78

d. Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

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

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	664.68	18736.53	19401.22	20433.95	19401.22	17461.09	1658.55	Đạt
12	1333.98	34528.25	35862.24	41010.02	35862.24	32276.01	14219.17	Đạt
23	608.99	24029.12	24638.11	18721.95	18721.95	16849.76	821.52	Đạt

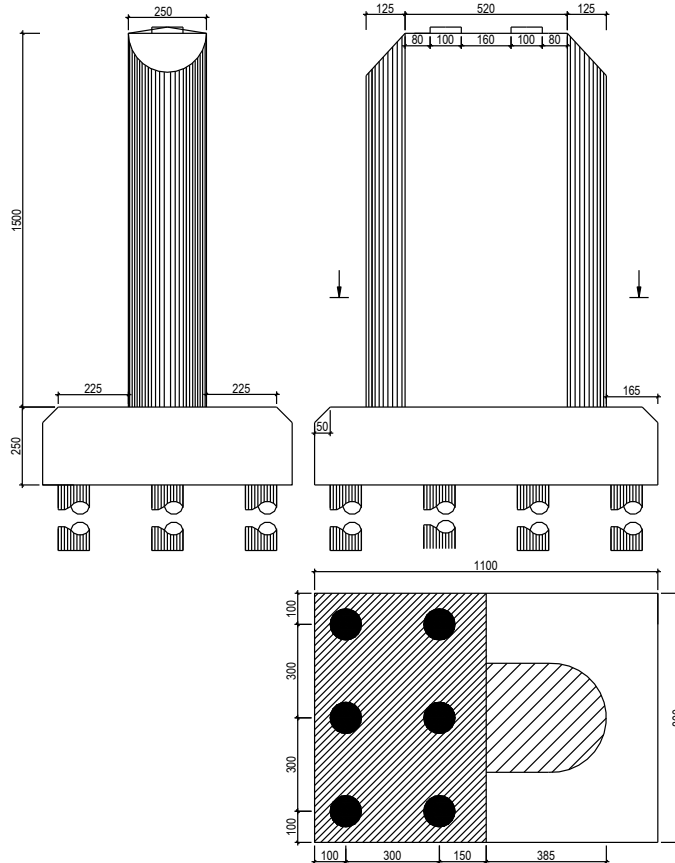
Do Q_{min}

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	664.68	18736.53	19401.22	20433.95	19401.22	17461.09	455.13	Đạt
12	1333.98	37561.70	38895.68	41010.02	38895.68	35006.11	10282.92	Đạt
23	608.99	16802.78	17411.77	18721.95	17411.77	15670.59	1453.28	Đạt

XV.

XVI. V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

XVI.1 V.1 KÍCH TH- ỚC HÌNH HỌC CỦA TRỤ.



XVI.2 V.2 TẢI TRỌNG VÀ CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG.

1. Số liệu tính toán :

Bê tông trụ 300#, $f'c = 30$ Mpa.

Thép CIII, $f_y = 400$ Mpa.

Đ- ờng kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Cao độ đỉnh trụ:	+9.45 m
Cao độ đỉnh móng :	-5.55 m
Cao độ đáy móng :	-7.75
Mực n- ớc cao nhất :	+7.8 m
Mực n- ớc thấp nhất :	+2.0 m
Mực n- ớc thông thuyền :	+3.0 m

2. Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phân tính toán trụ cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu phân trên	DC1
Tải trọng lớp phủ mặt cầu	DW
Tải trọng lan can	DB
Tải trọng bản thân trụ	DC
Tải trọng hoạt tải xe thiết kế	LL
Tải trọng bộ hành	PL
Lực xung kích	IM
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n- ớc	WA

Tổ hợp tải trọng

Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

TTGH	Hệ số tải trọng γ_i						
	γ_{DC}	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
C- ờng độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

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

XVI.3.1 1) Tĩnh tải:

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

a) *Tĩnh tải phần 1:*

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

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

$$N_{DC1} = 15387.64 \text{ KN}$$

b) *Tĩnh tải phần 2:*

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

$$N_{DW} = 2051.57 \text{ KN}$$

$$N_{DB} = 795.76 \text{ KN}$$

c) *Tĩnh tải bản thân trụ DC:*

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

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

Trong đó:

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

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m ³)	Trọng l- ọng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bộ móng	Tại đáy Bộ móng
1	Bộ trụ	215.25	5166	5166	5166
2	Thân trụ	196.23	4709.52	4709.52	4709.52
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.82	18.82	18.82
<i>Tổng cộng DC</i>		412.26	9894.34	4728.34	9894.34

2) Hoạt tải

a) Theo ph- ơng dọc cầu

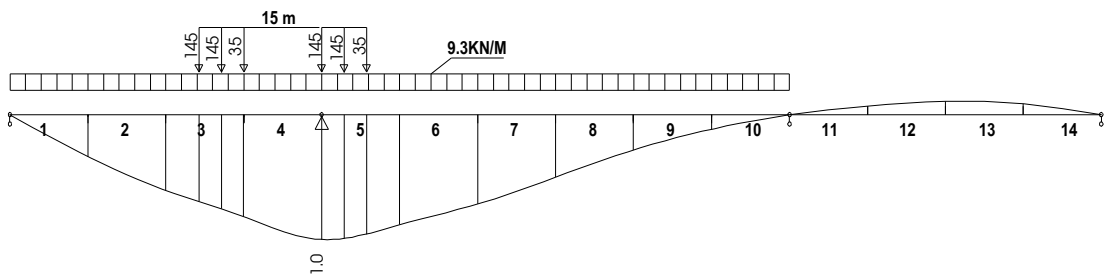
Hoạt tải tác dụng lên trụ

Gồm :

- Tải trọng ng- ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1 = 0.3 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

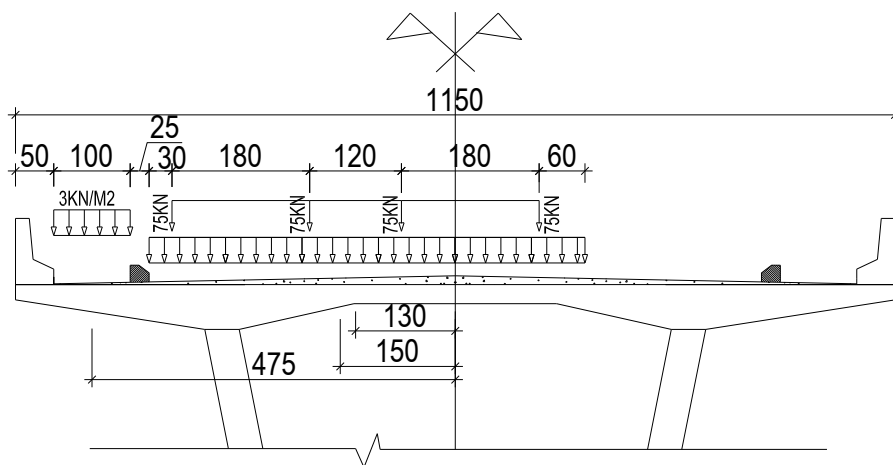
Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối mà ta đang xét.

- + Số làn thiết kến = 2
- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ :..... $N_{LL} = 2645.62 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng- ời :..... $N_{lan} = 447.99 \text{ KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 3093.61 \text{ KN}$



Sơ đồ xếp xe HL93 theo ph- ơng dọc cầu

b) Theo ph- ơng ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.3 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 1.5 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

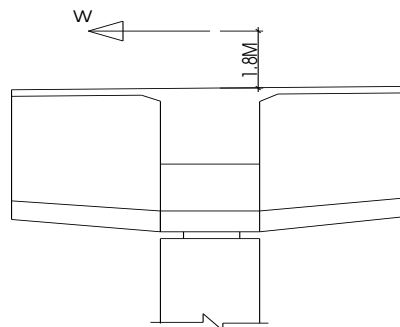
$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.3 + 3.1 \times 5.7 \times 1.5}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.31 \text{ m.}$$

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

XVI.3.2 3) Tải trọng hãm xe(BR):

- Đ- ọc lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh h- ờng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.
- Lực hãm đ- ọc lấy bằng 25% trọng l- ợng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn đ- ọc đặt trong tất cả các làn thiết kế đ- ọc chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này đ- ọc coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đ- ờng 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải đ- ọc chất tải đồng thời đối với cầu và coi nh- đi cùng một chiều trong t- ờng lai.
- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2.

Do dọc cầu xếp 2 xe tải 3 trục nên ta có:



$$BR = 0.25 \times \sum P_i$$

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 đ- ờng : $h_{BR} = 1.8\text{m}$
- Kết quả tính toán nh- sau:

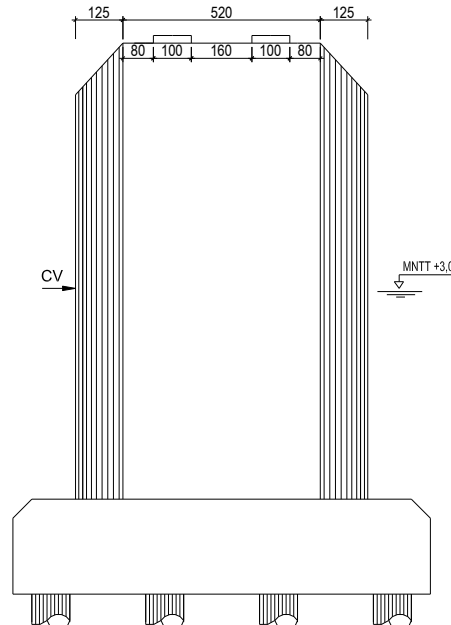
Chiều cao mặt đ- ờng so với chân trụ và đáy móng : 15 m và 17.5 m.

Lực ngang gây ra do hãm xe : $H_d = 0.25 \times (35 + 145 + 145) \times 2 \times 0.9 = 146.25 \text{ KN}$

Mô men do hãm xe gây ra tại chân trụ : $Md1 = 146.25 \times (15+1.8) = 2457 \text{ KN}$

Mô men do hãm xe gây ra tại đáy móng : $Md2 = 146.25 \times (17.5+1.8) = 2822.63 \text{ KN}$

XVI.3.3 4) Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ- ờng sông : cấp IV
- 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 200DWT
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1): $V = 2.5 + V_s = 2.5 + 1.4 = 3.9 \text{ m/s}$.

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế đ- ọc coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phân d- ối ở mức n- ớc cao trung bình hằng năm. Giá trị của lực này theo ph- ơng thẳng góc với trụ lấy 100% P_s , với ph- ơng ngang trụ lấy 50% P_s . Trong đó , P_s tính bằng công thức :

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

trong đó :

- P_s : là lực va tĩnh t- ơng đ- ơng (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)
- Khoảng cách từ điểm va tàu đến mặt cắt tiết diện chân trụ : $3 + 5.55 = 8.55 \text{ m}$
- Khoảng cách từ điểm va tàu đến mặt cắt tiết diện bệ móng : $3 + 7.75 = 10.75 \text{ m}$
- Lực va tàu theo ph- ơng dọc cầu thẳng góc với trụ : $H_y = P_s = 6618.52 \text{ KN}$
- Lực va tàu theo ph- ơng ngang cầu : $H_x = 0.5 \times P_s = 3309.26 \text{ KN}$.

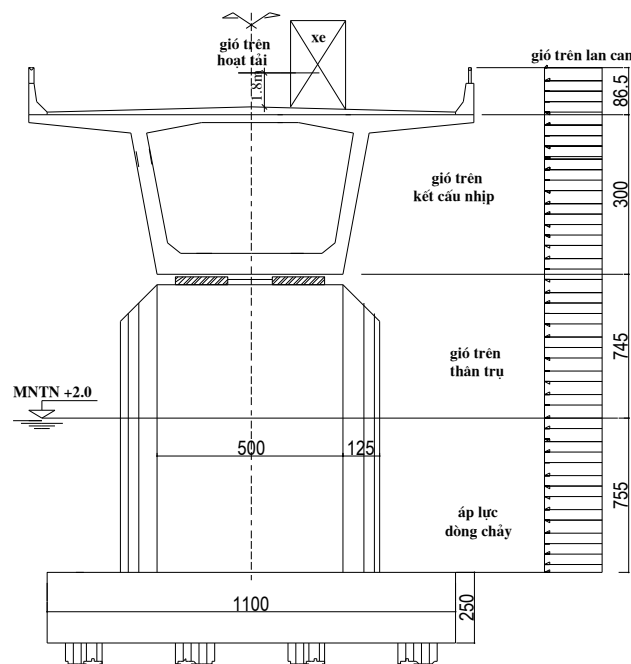
- Mô men do va thẳng tại tiết diện chân trụ : $M_y = 8.55 \times 6618.52 = 56588.34 \text{ KN}$
- Mô men do va ngang tại tiết diện chân trụ: $M_x = 8.55 \times 3309.26 = 28294.17 \text{ KN}$
- Mô men do va thẳng tại tiết diện đáy móng : $M_y = 10.75 \times 8106 = 87139 \text{ KN}$
- Mô men do va ngang tại tiết diện đáy móng : $M_x = 10.75 \times 4053 = 43569.74 \text{ KN}$

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	8.55	10.75
H_y	6618.52	8106
H_x	3309.26	4053
M_y	56588.34	87139.48
M_x	28294.17	43569.74

XVI.3.4

XVI.3.5 5) Tải trọng gió (WL, WS)

❖ Tính với mức n- ớc thấp nhất



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải đ- ợc xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S$$

Trong đó:

V_B : Vùng tính gió theo TCVN 2737 – 1995 là vùng III \rightarrow tốc độ gió lấy $V_B = 53$ m/s

S : Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra $S = 1.09$, với khu vực mặt thoáng n- ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n- ớc là 10 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

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

➤ **Tải trọng gió theo ph- ơng ngang cầu:**

Tải trọng gió đ- ợc đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức :

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

Trong đó :

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo ph- ơng trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2). Trong đồ án , diện tích tính gió là phần lan can, hai bên cánh hẫng, diện tích trụ lớn nhất lộ trên mặt n- ớc.
- C_d : Hệ số cản, tra theo hình 3.8.1.2.1.1 có tính chiết giảm cho phần kết cấu s- ờn nghiêng 10^0 theo quy định của phần chú giải. $C_d = 1.296$
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d} = \frac{11.5}{4.865} = 2.364$

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)=11.5 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm) = 4+0.865=4.865 m

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

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

$$\Rightarrow A_{lc} = (48 + 70) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 51.035 (m^2)$$

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

h_1, h_2 - Chiều cao bình quân của nhịp 48 (m) và 70 (m)

$$h_1 = (4 + 2) / 2 = 3 (m) ; h_2 = 3 (m)$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (48 + 70) \cdot 3 \cdot 0.5 = 177 (m^2)$$

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

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng ngang cầu(quy đổi về hình HCN) $B=5.69$ m

$$A_{trụ} = 7.45 * 5.69 = 42.391 \text{ (m}^2\text{)}$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	C_d	$1.8 * A_t$	$0.0006 * V^2 * A_t * C_d$	P_Δ	Z_1	Z_2
	m^2		KN	KN	KN	m	M
Kết cấu nhịp	177	1.296	318.60	459.34	146345.72	19	21.5
Lan can	51.035	1.296	91.86	132.44	12166.61	19.865	22.365
Thân trụ	42.391	1	76.30	84.88	6477.03	15	17.5

➤ **Tải trọng gió theo ph- ơng dọc cầu:**

Theo quy trình, trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên mố, trụ mà kết cấu phần trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc. Tuy nhiên trong tr- ờng hợp này, cầu thiết kế không thuộc các dạng trên nên không xét tới tải trọng gió dọc.

➤ **Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)**

Theo quy định của điều 3.8.1.3 của quy trình 22TCN 272-05, khi xét tổ hợp tải trọng c- ờng độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.5 KN/m, tác dụng theo h- ớng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đ- ờng. Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75KN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đ- ờng.

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

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

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

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

6) Tải trọng n- ớc:

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

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của n- ớc

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

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{01}	239.10	m^3
Áp lực đẩy nổi	WA_1	2390.99	KN
Tính tại mặt cắt đáy bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{02}	278.50	m^3
Áp lực đẩy nổi	WA_2	2785.01	KN

XVI.4

XVI.5 V.4 TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ:

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngâm 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 nh- 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 (KN)	M_y (KNm)	N_y (KN)	Z_1 (KN)	M_x (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	4728.34						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	16183.40						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2051.57						
4	Hoạt tải LL+WL	3093.61					1.31	4052.63
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	447.99						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	224.00					4.75	1063.98
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	20.80	1170.00	112.50	20.80	2340.00
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					132.44	19.87	2630.98
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					459.34	19.00	8727.46
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					84.88	15.00	1273.27
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	16.80	2457.00			
8	Lực va tàu CV		3309.26	8.55	56588.34	6618.52	8.55	56588.34
9	áp lực đẩy nổi WA	-2390.99						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N	N _x	M _y (KNm)	N _y (KN)	M _x (KNm)
	(KN)	(KN)			
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	35,414.83	255.94	4,299.75	0	7,092.10
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	35,022.83	255.94	4,299.75	0	8,954.06
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	24,113.92	163.13	2,808.00	236.75	8,544.14
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)	23,889.93	163.13	2,808.00	236.75	9,608.12

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 (KN)	M_y (KNm)	N_y (KN)	Z_1 (KN)	M_x (KNm)
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	9894.34						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	16183.40						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2051.57						
4	Hoạt tải LL+WL	3093.61					1.31	4052.63
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	447.99						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	224.00					4.75	2127.95
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	23.30	1310.63	112.50	23.30	2621.25
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					132.44	22.37	2962.09
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					459.34	21.50	9875.81
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					84.88	17.50	1485.48
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe dọc cầu BR		146.25	19.30	2822.63			
8	Lực va tàu CV		3309.26	11.05	36567.32	6618.52	11.05	73134.64
9	áp lực đẩy nổi WA	-2390.99						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tổ hợp	N	N _x	M _Y (KNm)	N _Y (KN)	M _X (KNm)
	(KN)	(KN)			
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	41872.33	255.94	4939.59	0.00	7092.10
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	41480.33	255.94	4939.59	0.00	10816.02
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	29279.92	163.13	3215.81	0.00	9136.02
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)	29055.93	163.13	3215.81	0.00	11263.97

XVI.6

XVI.7 V.4 KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN TRỤ NGUY HIỂM VỚI CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG

1. Vật liệu sử dụng:

Bê tông 300#, $f'_c = 30$ Mpa.

Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400$ Mpa.

Đ- ờng kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

XVI.7.1 2.Chọn mặt cắt tính toán

Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ

Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

XVI.7.2 3. Kiểm tra tiết diện

V.4.1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

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

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

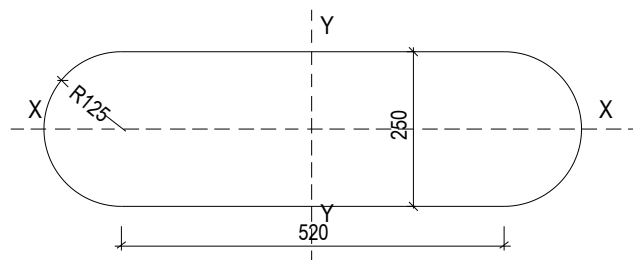
trong đó :

K = hệ số độ dài hữu hiệu

l_u = chiều dài không có thanh giằng (m)

r = bán kính quán tính (m)

Mặt cắt ngang trụ T3 như sau:



$$A = 17.91 \text{ m}^2$$

$$I_x = 8.69 \text{ m}^4$$

$$I_y = 77.94 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{8.69}{17.91}} = 0.697 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{77.94}{17.91}} = 2.086 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow K=0.5$$

L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 15 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{0.5 \times 15}{2.086} = 3.595 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương x.

Theo phương y ta cũng coi trụ như một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{0.5 \times 15}{0.697} = 10.76 < 22$$

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

V.4.2 Giả thiết cốt thép trụ.

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

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

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 17910000 = 268650 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph- ơng ta chọn đ- ờng kính cốt thép là $\phi 22$

$$\text{Số l- ợng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{22^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{268650}{22^2 \times \frac{3.14}{4}} = 176.77 \text{ thanh}$$

Vậy bố trí 180 thanh cốt thép D22

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 5cm

Bố trí cốt thép chịu lực theo 2 hàng

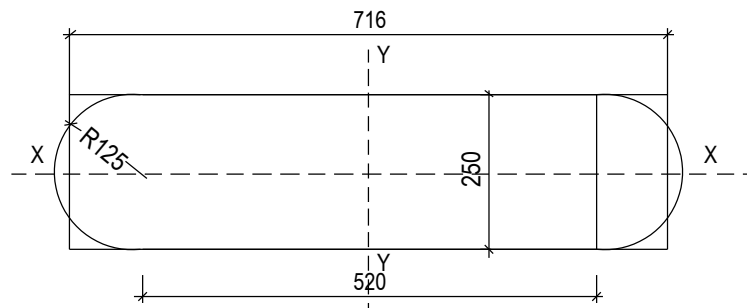
Chọn cốt đai có đ- ờng kính $\phi 16 @ 200$.

V.4.3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép đến biên ngoài

a. Quy đổi tiết diện tính toán.

Tiết diện trụ đ- ợc vát cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi tiết diện về hình chữ nhật (chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực) để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết

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



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

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

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 50mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 77 mm (50 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đ- ờng kính cốt đai, 11 mm bán kính cốt chủ).

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

$$\gamma_x = \frac{2500 - 2 \times 77}{2500} = 0.9384$$

$$\gamma_y = \frac{7160 - 2 \times 77}{7160} = 0.978$$

V.5 Kiểm toán trụ theo TTGHSD

Đối với mặt cắt đỉnh bộ móng trong trạng thái giới hạn sử dụng ta cần kiểm tra điều kiện ứng

suất và nứt trong bê tông tại các đỉnh góc của tiết diện chữ nhật quy đổi. Vì cấu kiện trong tr- ờng hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông đ- ợc lấy nh- sau:

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

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

Công thức kiểm tra :

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

Trong đó:

N, M_n, M_d : lần l- ợt là lực dọc, mômen theo ph- ơng ngang cầu, dọc cầu tại vị trí mặt cắt tính toán với tổ hợp tải trọng theo TTGH sử dụng.

A, I_x, I_y lần l- ợt là diện tích, mômen quán tính theo ph- ơng x, mômen quán tính theo ph- ơng y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng d- ưới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

ST	X	Y	A	I_x	I_y	N	M_x	M_y	f	$0.4f_c$	Kết
----	---	---	---	-------	-------	---	-------	-------	---	----------	-----

T	m	m	m ²	m ⁴	m ⁴	KN	KNm	KNm	KN/m ²	KN/m ²	Luậ n
1	3.5	1.2	17.9	8.6	77.9	24,113.	8,544.	2,808.	2,704.	12,00	Đạt
	8	5	1	9	4	92	14	00	39	0	
2	3.5	1.2	17.9	8.6	77.9	23,889.	9,608.	2,808.	2,844.	12,00	Đạt
	8	5	1	9	4	93	12	00	93	0	

V.6 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

c.Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \varphi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Trong đó :

- P_r : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
 - P_n : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
 - f'_c : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
 - A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm^2), $A_g = 17.91 \text{ m}^2$
 - A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.26865 \text{ m}^2$
 - φ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.75$
 - f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$
- $\Rightarrow P_n = 0.8 \cdot 0.85 \times 30000 [17.91 - 0.26865] + 400000 \times 0.26865 = 353792.34 \text{ KN}$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- ờng hợp	TTGHCD I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	35,414.83	265344.25	Đạt
(II)	35,022.83	265344.25	Đạt

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

Ta có : $0.1f'c Ag = 0.1 \times 30 \times 17,91 \times 1000 = 53730 \text{ KN}$

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

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

ở đây :

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

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

$$M_{rx} = \varphi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(ds - \frac{a}{2} \right)$$

T- ơng tự với M_{ry}

Trong đó:

$\varphi = 0.9$ với cấu kiện chịu uốn.

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

f_y : giới hạn chảy của thép.

A_s : bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai ph- ơng.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0.06839 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 7.16} = 0.176$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0.06839 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 2.5} = 0.505$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0.176 \times 0.85 = 0.1496$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0.505 \times 0.85 = 0.43$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 \times 0.06839 \times 400 \times 10^3 \left(2.5 - 0.127 - \frac{0.1496}{2} \right) = 56582.6 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 \times 0.06839 \times 400 \times 10^3 \left(7.16 - 0.127 - \frac{0.43}{2} \right) = 167861.9 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi ph- ơng là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các tr- - ờng hợp	N	M _x	M _y	M _{rx}	M _{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	35,414.83	7092.1	4299.75	56582.6	167861.9	0.15	Đạt
(II)	35022.83	8954.06	4299.75	56582.6	167861.9	0.18	Đạt

XVI.8 V.7 KIỂM TOÁN CỌC

Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn c- ờng độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

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

XVI.8.1 V.7.1 Xác định loại móng cọc.

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

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 3 \text{ m}$.

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

Trong đó :

- φ, γ là góc nội ma sát và trọng l- ợng đơn vị thể tích của lớp đất từ đáy đài trở lên.
- $\sum H$ là tổng tải trọng nằm ngang.
- b là bề rộng đáy đài theo ph- ơng thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

e.Theo ph- ơng trục y:

$$H_{\max} = 7407.69 \text{ KN} = 740.769 \text{ T}$$

$$b = 11 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{740.769}{1.8 \times 11}} = 3.53 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 3.53 = 2.471 \text{ m} < h = 3 \text{ m.}$$

f.Theo ph- ơng trục x:

$$H_{\max} = 3511.76 \text{ KN} = 351.176 \text{ T}$$

$$b = 8 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{351.176}{1.8 \times 8.0}} = 2.85 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 2.85 = 1.995 \text{ m} < h = 3 \text{ m.}$$

Kết luận: theo cả hai ph- ơng móng đều có thể đ- ợc tính toán nh- đối với móng cọc đài thấp.

V.7.2 Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

V.7.2.1 Tính toán sức kháng đỡ của cọc

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính $D = 1,0\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi)_i$ và lớp Sét cát pha có góc ma sát $\varphi = 30^\circ$.

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực $\phi 28$ có c- ờng độ 400MPa. đai xoắn $\phi 14$ a150.

a.Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

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

Theo 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 :

$\phi =$ 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

$f_y = 420\text{MPa}$: 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 $\phi 28$, số thanh cốt dọc cần thiết là:

$$N = 11775 / (3.14 \times 28^2 / 4) = 19.13 \text{ chọn } 20 \phi 28 \quad A_{st} = 12308.8 \text{ mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 12308.8) + 420 \times 122308.8) = 1585.6 \times 10^4 \text{ (N)}.$$

$$\text{Hay } P_v = 15856 \text{ (KN)}.$$

b. Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

Tên lớp	Trạng	ϕ_f	SPT -
Lớp 1: Cát pha sét	chặt vừa	18^0	$4 \div 10$
Lớp 2: Cát hạt trung	chặt vừa	20^0	$10 \div 30$
Lớp 3: Sét pha	đẻo cứng	30^0	$15 \div 30$

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

$$Q_r = \phi \times Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

- Q_p : Sức kháng đỡ của mũi cọc (N) $Q_p = q_p \times A_p$
- Q_s : Sức kháng đỡ của thân cọc (N) $Q_s = q_s \times A_s$
- $\phi_{qp} = 0.55$ hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc
- $\phi_{qs} = 0.65$ hệ số sức kháng đỡ của thân cọc
- q_p : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (Mpa)
- q_s : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (Mpa)
- A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)
- A_s : Diện tích của bề mặt thân cọc (mm^2)

➤ Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc q_p (Mpa) và sức kháng mũi cọc Q_p
Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – Sét pha (có $N = 30$). Theo Reese và O’Niel (1998) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N .

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

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị $q_p = 0.057 \times 30 = 1.71$ (Mpa)

$$Q_p = 1.71 \times 3.14 \times 1000^2 / 4 = 4.21 \times 10^6 \text{ (N)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc q_s (Mpa) và sức kháng thân cọc Q_s

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

Trong đó :

- S_u : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (Mpa)

$$S_u = 0.006 \times N$$

- α : hệ số dính bám (bảng 10.8.3.3.1.1)

- Lớp 3 – Sét pha $S_u = 0.006 \times 30 = 0.18$ (Mpa) $\Rightarrow \alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.18 = 0.099 \text{ (Mpa)}$$

- Trong lớp đất rời :

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

- $q_s = 0.0028 N$ với $N \leq 53$ (Mpa)
- Lớp 1 - cát pha sét, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0784$ (Mpa)
- Lớp 2 - cát hạt trung, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 30 = 0.084$ (Mpa)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	Chiều dài cọc trong lớp đất (m)	q_s (Mpa)	A^s (mm ²)	Q^s (N)
1	0	0.0784	0	0
2	3.52	0.084	11052800	928435.2
3	23.98	0.0099	75297200	7454422.8
Tổng	30			8382858

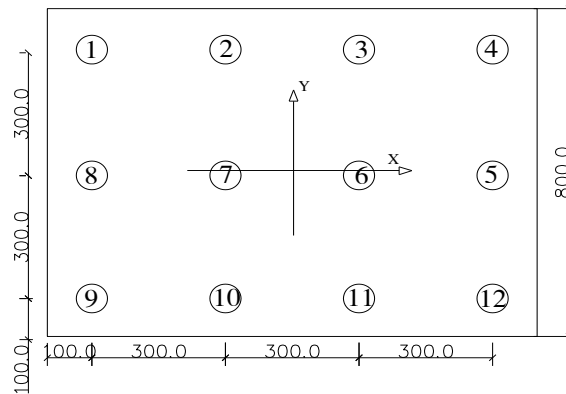
Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền Q_r

$$Q_r = 0.55 \times 4.21 \times 10^6 + 0.65 \times 8382858 = 7764357.7 \text{ (N)} = 7764.36 \text{ (KN)}$$

=> Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là $[P_c] = \min(P_v; Q_r) = 7764.36 \text{ (KN)}$

V.7.2.2. Tính tải trọng tác dụng lên đầu cọc

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



Công thức kiểm tra:

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

Trong đó:

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

Tải trọng tác động lên đầu cọc đ- ợc tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

- n : số cọc, $n = 12$
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm

V.7.2.3 Kiểm toán cọc

a) Theo TTGHCD1

$$N_z=41480.33 \text{ KN}$$

$$M_x=10816.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4939.59 \text{ KN.m}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X^2_i (m ²)	Y^2_i (m ²)	P_{MAX} (KN)	Kiểm tra
1	-4.5	3.0	20.3	9.0	3743.4	Đạt
2	-1.5	3.0	2.3	9.0	3852.7	Đạt
3	1.5	3.0	2.3	9.0	3962.0	Đạt
4	4.5	3.0	20.3	9.0	4071.3	Đạt
5	4.5	0.0	20.3	0.0	3620.6	Đạt
6	1.5	0.0	2.3	0.0	3511.3	Đạt
7	-1.5	0.0	2.3	0.0	3402.1	Đạt
8	-4.5	0.0	20.3	0.0	3292.8	Đạt
9	-4.5	-3.0	20.3	9.0	2842.1	Đạt
10	-1.5	-3.0	2.3	9.0	2951.4	Đạt
11	1.5	-3.0	2.3	9.0	3060.7	Đạt
12	4.5	-3.0	20.3	9.0	3170.0	Đạt

b) Theo TTGHSD

$$N_z = 29279.92\text{KN}$$

$$M_x = 11263.97\text{KN.m}$$

$$M_y = 3215.81\text{KN.m}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X^2_i (m ²)	Y^2_i (m ²)	P_{MAX} (KN)	Kiểm tra
1	-4.5	3.0	20.3	9.0	2802.6	Đạt
2	-1.5	3.0	2.3	9.0	2873.8	Đạt
3	1.5	3.0	2.3	9.0	2944.9	Đạt
4	4.5	3.0	20.3	9.0	3016.0	Đạt
5	4.5	0.0	20.3	0.0	2546.7	Đạt
6	1.5	0.0	2.3	0.0	2475.6	Đạt
7	-1.5	0.0	2.3	0.0	2404.4	Đạt
8	-4.5	0.0	20.3	0.0	2333.3	Đạt
9	-4.5	-3.0	20.3	9.0	1863.9	Đạt
10	-1.5	-3.0	2.3	9.0	1935.1	Đạt
11	1.5	-3.0	2.3	9.0	2006.2	Đạt
12	4.5	-3.0	20.3	9.0	2077.4	Đạt

Phần ii : thiết kế kỹ thuật

CH- ỜNG I: Giới thiệu chung về ph- ơng án thiết kế	- 120 -
CH- ỜNG II: Tính chất vật liệu và tải trọng thiết kế	- 122 -
II .1 VẬT LIỆU:	- 122 -
ii.1.1 Bê tông:.....	- 122 -
ii.1.2 Thép th- ờng (A5.5.3)	- 123 -
ii.1.3 Thép ứng suất tr- ớc.....	- 123 -
XVII. II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2).....	- 123 -
ii.2.1 Xe tải thiết kế	- 124 -
ii.2.2Xe hai trục thiết kế	- 124 -
ii.2.3 Tải trọng làn thiết kế	- 124 -
CH- ỜNG III: Tính toán bản mặt cầu.....	- 125 -
III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU	- 125 -
iii.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu	- 125 -
iii.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu	- 125 -
III.2 PH- ỜNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC	- 126 -
III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:.....	- 126 -
III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC.....	- 127 -
iii.2.2.1 Tính toán bản mút thừa	- 127 -
iii.2.2.2 Tính toán hiệu ứng lực cho nhịp giản đơn.....	- 130 -
iii.3 Tổ hợp nội lực	- 133 -
III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU	- 136 -
iii.4 .1 Tính toán diện tích cốt thép	- 136 -
iii.4 .2 Tính toán mất mát ứng suất tr- ớc	- 138 -
III.5 KIỂM TRA TIẾT DIỆN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN	- 145 -
iii.5 .1 Trạng thái giới hạn sử dụng.....	- 145 -
iii.5 .2 Trạng thái giới hạn c- ờng độ 1	- 148 -
CH- ỜNG IV: Thiết Kế kết cấu Dầm Chủ	- 156 -
IV. LỰA CHỌN KÍCH TH- ỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TR- NG HÌNH HỌC	- 156 -
iv.1 kích th- ớc kết cấu và mặt cắt ngang dầm	- 156 -
iv.1.4. Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện	- 159 -

IV.2. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM.....	- 161 -
iv.2 .1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp	- 161 -
iv.2 .2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp	- 161 -
IV.3 TỔ HỢP NỘI LỰC	- 194 -
IV.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP	- 1 -
iv.4.1 Bê tông mác c50.	- 1 -
iv.4.2 Chọn cáp	- 2 -
iv.4.3 Cốt thép th- ờng	- 2 -
iv.4.4 Tính toán cốt thép DƯL	- 4 -
iv.4.5 Tính đặc tr- ng hình học các giai đoạn	- 5 -
iv.4.6 Tính mất mát ứng suất tr- ớc	- 8 -
iv.4.7 Kiểm toán tiết diện	- 17 -
V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU	- 33 -
V.1 Kích th- ớc hình học của trụ.....	- 33 -
V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.	- 34 -
1. Số liệu tính toán :	- 34 -
Cao độ đỉnh trụ:	- 34 -
V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ	- 35 -
V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:	- 42 -
V.4 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng	- 46 -
V.7 Kiểm toán cọc	- 52 -

XVIII.

PHẦN III
THIẾT KẾ THI CÔNG

I. YÊU CẦU THIẾT KẾ

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T3 cho đến móng.

Các số liệu tính toán nh- sau:

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát thô sạn
- Lớp 2: Sét cát nâu
- Lớp 3: Cuội sỏi+cát
- Lớp 4: Đá vôi xám

II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:

II.1 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
- Dựng 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 bịt 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

II.2 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 DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ c- ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 4: Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

B- ớc 5 : Thi công nhịp đơn giản(thi công dầm bằng xe lao chuyên dụng)

- Đ- a xe vào vị trí, 2 chân trên bờ và 1 chân trên trụ.
- Vận chuyển dầm ra vị trí.
- Móc dầm vào xe tr- ợt,vận chuyển dọc ra nhịp,sàng ngang và hạ dầm xuống đúng vị trí.

II.3 CÔNG TÁC HOÀN THIỆN

- Đổ bê tông bản mặt cầu phân nhịp T...
- Thi công lan can, gờ chắn.
- Rải lớp phủ mặt cầu
- Lắp hệ thống chiếu sáng, hệ thống biển báo.
- Thu dọn công tr- ờng, và đ- a vào sử dụng.

III. THI CÔNG MÓNG.

Móng cọc khoan nhồi đ- ờng kính cọc 1 m, tựa trên nền sét pha. Toàn cầu có 2 móng (M0, M0') và 7 trụ (T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7).

Các thông số móng cọc

	M0	T1	T2	T3	T4	T5	T6	T7	M1
Số l- ợng cọc trong móng (cọc)	6	6	6	6	12	12	6	6	6
Đ- ờng kính thân cọc(m)	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Chiều cao bệ cọc (m)	2	2	2	2	2.5	2.5	2	2	2
Cao độ đỉnh bệ cọc(m)	3.9	3.48	3.1	2.69	-5.55	-5.55	3.98	4.61	4.93
Cao độ đáy bệ cọc(m)	1.9	1.48	1.1	0.69	-8.05	-8.05	1.98	2.61	2.93
Cao độ mũi cọc dự kiến (m)	-18.1	-28.52	-28.9	-29.31	-38.05	-38.05	-28.02	-27.39	-17.07
Chiều dài cọc dự kiến (m)	20	30	30	30	30	30	30	30	20
Cự li cọc theo ph- ong dọc cầu (m)	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Cự li cọc theo ph- ong ngang cầu (m)	3	3	3	3	3	3	3	3	3

III.1. Công tác chuẩn bị

Cần chuẩn bị đầy đủ vật t- , trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thủy văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ l- ỡng và nhiều giải pháp ứng phó kịp thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh h- ờng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nh- thiết kế. Chuẩn bị ống đổ bê tông d- ới n- ớc.

Thiết kế cấp phối bê tông, thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với c- ờng độ và điều kiện đổ bê tông d- ới n- ớc.

Dự kiến khả năng và ph- ong pháp cung cấp bê tông t- ời liên tục cho thi công đổ bê tông d- ới n- ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất lượng cọc khoan sau này.

XVIII.1.1 III.2 Công tác khoan tạo lỗ

XVIII.1.1.1 III.2.1 Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đ- ờng chuẩn toạ độ đ- ợc xác định tại hiện tr- ờng.

Sai số cho phép của lỗ cọc không đ- ợc vượt quá các giá trị sau:

Sai số đ- ờng kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan : ± 10 cm

XVIII.1.1.2 III.2.2 Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

ống vách phải đ- ợc chế tạo nh- thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. ống vách phải đảm bảo kín n- ớc ,đủ độ cứng.Tr- ớc khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định h- ớng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

ống vách có thể đ- ợc hạ bằng ph- ơng pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

XVIII.1.1.3 III.2.3 Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần đ- ợc 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 n- ớc sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột n- ớc trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không đ- ợc 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 mô côi hay mặt đá không bằng phẳng phải đổ đất sét kẹp đá nhỏ đầm cho bằng phẳng

hoặc cho đổ một lớp bê tông d- ới n- ớc cốt liệu bằng đá 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 th- ờng.

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 ph- ơng pháp sử dụng dung dịch. Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực n- ớc ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực n- ớc ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực n- ớc ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông , khối l- ượng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ $1,25T/m^3$, hàm l- ượng cát $\leq 6\%$, độ nhớt ≤ 28 giây. Cần phải đảm bảo chất l- ượng 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.

XVIII.1.1.4 III.2.4 Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đ- a mùn khoan lên cho đến khi bơm ra n- ớc 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 ph- ơng pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

XVIII.1.1.5 III.2.5 Công tác đổ bê tông cọc

Đổ bê tông cọc theo ph- ơng pháp ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đ- ợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công tr- ờng phải đ- ợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d- ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khí.

+ Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không đ- ợc nhỏ hơn 1,2m và không đ- ợc 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 đ- ợc sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài , khối l- ợng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

+ Đ- ờng kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không đ- ợc lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

XVIII.1.1.6 III.2.6 Kiểm tra chất l- ợng cọc khoan nhồi

Kiểm tra bê tông phải đ- ợc thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông d- ới n- ớc.

Các mẫu bê tông phải đ- ợc lấy từ p- ễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhót và đúc mẫu kiểm tra c- ờng độ.

+ Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhận ký thi công các số liệu sau :

- + Tốc độ đổ bê tông
- + Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông .
- + Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

III.3 Thi công vòng vây cọc ván thép

Trình tự thi công cọc ván thép:

- + Đóng cọc định vị
- + Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
- + Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
- + Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Th- ờng xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III.4 Công tác đào đất bằng xói hút

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát, sét á cát nên thích hợp dùng ph- ơng pháp xói hút để đào đất nơi ng- ập n- ớc.

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 n- ớc tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía d- ới. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

III.5 Đổ bê tông bịt đáy

XVIII.1.1.7 III.5.1 Trình tự thi công:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...)

Bơm bê tông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm

Nhấc ống đổ lên phía trên

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống 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% c- ờng độ thì bơm hút n- ớc và thi công các phần khác.

XVIII.1.1.8 III.5.2 Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông:

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bê tông t- ới trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập n- ớc d- ối 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.

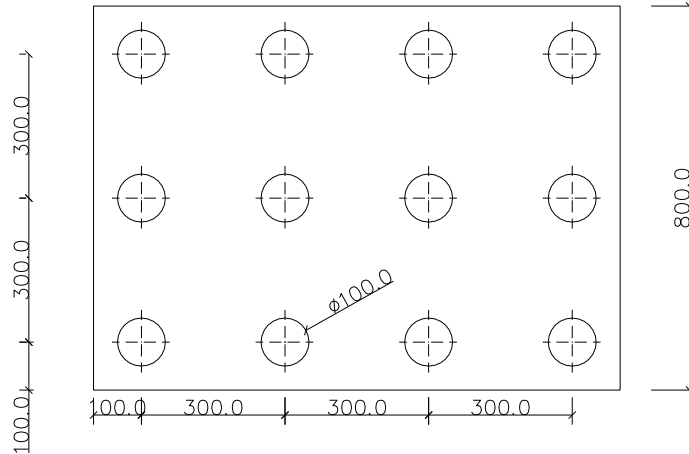
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc kỹ

XVIII.1.1.9 III.5.3 Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

a) Các số liệu tính toán:

Xác định kích th- ớc đáy hố móng.



Ta có : $L = 11 + 2 = 13 \text{ m}$

$B = 8 + 2 = 10 \text{ m}$

Gọi h_b là chiều dày lớp bê tông bọt đáy

t là chiều sâu chôn cọc ván ($t \geq 2\text{m}$)

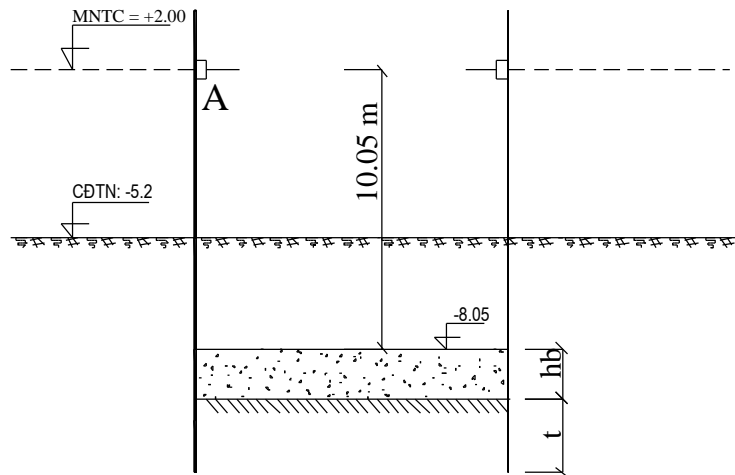
Xác định kích th- ớc vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m.

Cọc ván sử dụng là cọc ván thép .

- Cao độ đỉnh trụ:	+9.45	m
- Cao độ đáy trụ:	-5.55	m
- Cao độ đáy đài:	-8.05	m
-Cao độ mực n- ớc thi công:	+2.0	m
- Cao độ đáy sông:	-5.20	m
- Chiều rộng bệ trụ :	8	m
- Chiều dài bệ trụ :	11	m
- Chiều rộng móng	10	m
- Chiều dài móng	13	m

b) Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

a. b.1 Điều kiện tính toán



Không thể hiện cọc

áp lực đẩy nổi của n- ớc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng l- ợng của lớp bê tông bọt đáy.

$$\begin{aligned} & \alpha \cdot \Omega \cdot \gamma_b \cdot h_b + u_1 \cdot \tau_1 \cdot \bar{h}_b + k \cdot u_2 \cdot \tau_2 \cdot \bar{h}_b \cdot \bar{m} \geq \gamma_n \cdot (H + h_b) \cdot \Omega \\ \Rightarrow h_b = x = & \frac{\gamma_n \cdot H \cdot \Omega}{\alpha \cdot \Omega \cdot \gamma_b + u_1 \cdot \tau_1 + k \cdot u_2 \cdot \tau_2 \cdot \bar{m} - \Omega \gamma_n} \geq 1m \end{aligned}$$

Trong đó :

H : Chiều cao tính từ mặt n- ớc thi công đến đáy bệ móng.

$$H=10.05 \text{ m}$$

hb : Chiều dày lớp bê tông bọt đáy

m = 0,9 hệ số điều kiện làm việc.

n = 0,9 hệ số v- ợt tải.

γb : Trọng l- ợng riêng của bê tông bọt đáy γb = 2,4T/m².

γn : Trọng l- ợng riêng của n- ớc γn = 1 T/m².

u2: Chu vi cọc = 3,14 × 1.0 = 3.14 m

τ2 : Lực ma sát giữa bê tông bọt đáy và cọc .

$$\tau_2 = 4T/m^2.$$

k: Số cọc trong móng k = 12 (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 13 \times 10 = 130 \text{ m}^2 .$$

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 $= (13+10) \times 2 = 46 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1 \times 10.05 \times 130}{(0,9 \times 130 \times 2,4 + 46 \times 3 + 12 \times 3,14 \times 4) \times 0,9 - 130 \times 1} = 2.45 \text{ m} > 1 \text{ m}$$

Vậy ta chọn $h_b = 2.45 \text{ m}$

b. b.2 Kiểm tra c- ờng độ lớp bê tông bít đáy:

Xác định h_b theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn.

Ta cắt ra 1 dải có bề rộng là 1m theo chiều ngang của hố móng để kiểm tra.

Lớp bê tông bít đáy đ- ọc xem nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của t- ờng vây cọc ván.

- Nhịp dầm $l = 10 \text{ m}$

Sử dụng bê tông mác 200 có $R_u = 65 \text{ T/m}^2$.

Tải trọng tác dụng vào dầm là $q \text{ (t/m)}$

$$q = q_n - q_{bt} = \gamma_n \cdot (H + h_b) - h_b \cdot \gamma_{bt}$$

$$q = 1 \cdot (10.05 + h_b) - 2,4 \cdot h_b = 10.05 - 1,4 \cdot h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(10.05 - 1,4 \cdot h_b) \cdot 10^2}{8} = 125.63 - 17.5 \cdot h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \cdot (125.63 - 17.5 h_b)}{h_b^2} \leq 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có ph- ong trình bậc hai:

$$65 \cdot h_b^2 + 105 h_b - 540 = 0$$

Giải ra ta có: $h_b = 2.19 \text{ m} > 1 \text{ m}$

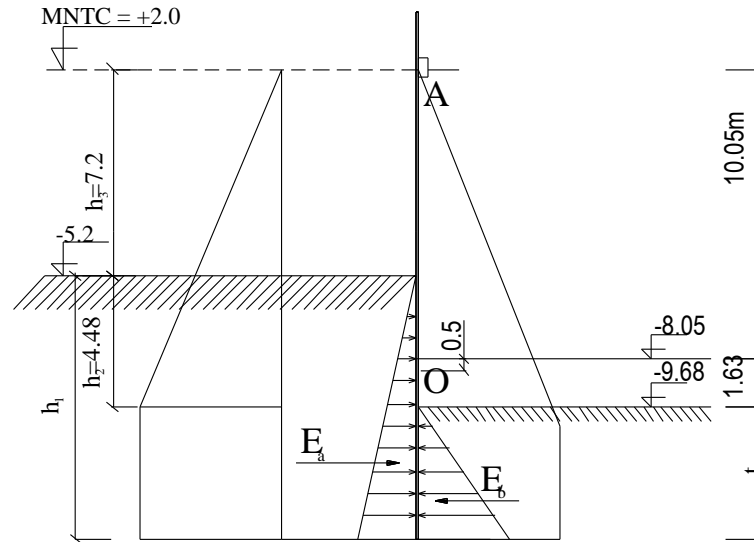
Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bít đáy $h_b = \frac{h_{btk}}{k} = \frac{2.45}{1.5} = 1.63 \text{ m}$ làm số liệu tính toán.

K là hệ số giảm bề dày $k = 1.5$

XVIII.1.1.10 III.5.4 Tính toán cọc ván thép:

a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Các thông số của đất:

-Trọng lượng riêng của đất: $\gamma_d = 2.7 \text{ T/m}^3$

- φ Góc ma sát: $\varphi = 30^\circ$

-áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_d h_1^2 \cdot \lambda_a = 0.5 \times 2.7 \times (4.48+t)^2 \times 1/3 = 0.45 \times (4.48+t)^2$$

- γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 2.7 - 1 = 1.7 \text{ T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \tan^2(45 - \varphi / 2) = 1/3$$

-áp lực bị động của đất:

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} t^2 \cdot \lambda_b = 0.5 \times 1.7 \times 3 \times t^2 = 2.55 t^2$$

$$\lambda_b = \tan^2(45 + \varphi / 2) = 3$$

λ_b :Hệ số áp lực áp lực bị động.

-Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta đ- ợc:

$$\Sigma M_A = Ea \left[\frac{2}{3} (t+h_2)+h_3 \right] - Eb \left(\frac{2}{3} t+ h_2+h_3 \right) = 0$$

$$0.45x(4.48+t)^2x \left[\frac{2}{3} (t+4.48) +7.2 \right] - 2.55 t^2x \left(\frac{2}{3} t+4.48+10.05 \right) = 0$$

Rút gọn ta đ- ợc ph- ơng trình bậc 3 của t có dạng:

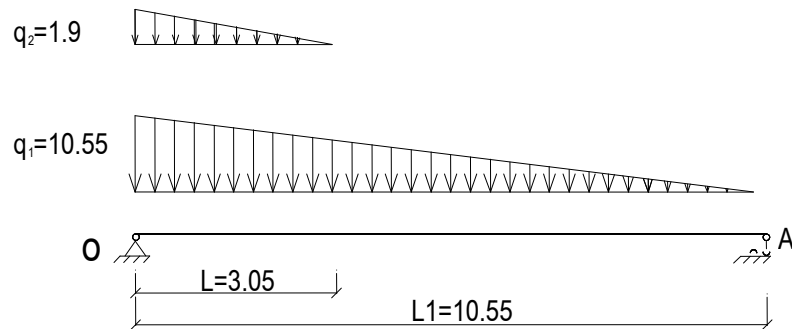
$$-1.4 t^3 -22.017 t^2 +42.813 t +78.524 = 0$$

Giải ph- ơng trình ta đ- ợc: $t = 2.75m$. Chọn $t = 2.80 m$

Vậy chiều dài cọc ván là : $L = 2.8+1.63+9.75+0.5 = 14.68m \Rightarrow$ chọn $L = 15 m$

b) tính toán c- 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 : $P_n = \gamma_n \cdot l_1 = 1 \times 10.55 = 10.55 (T/m)$

-áp lực đất chủ động : $q_d = \gamma_{dn} l \lambda_a = 1.7 \times 3.35 \times 1/3 = 1.9 (T/m)$

$\Rightarrow M_{max} = 74.22 Tm$ (dùng phần mềm Sap 2000 v10.01)

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{max}}{\sigma}$$

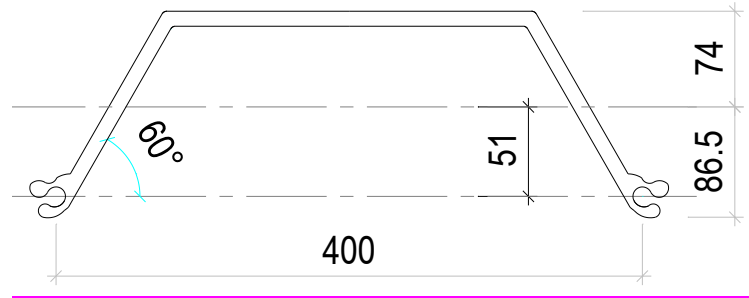
Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 1900 kg/cm^2$

$$W \geq \frac{74.22 \times 10^5}{1900} = 3906.32 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có : $W > 3096.32 \text{ cm}^3$

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là : PZ 40



III.6. Bơm hút n- ớc.

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n- ớc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n- ớc còn lại trong hố móng. Dùng hai máy bơm loại C203 hút n- ớc từ các giếng tụ tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

III.7. Thi công đài cọc.

Tr- ớc khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất l- ợng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

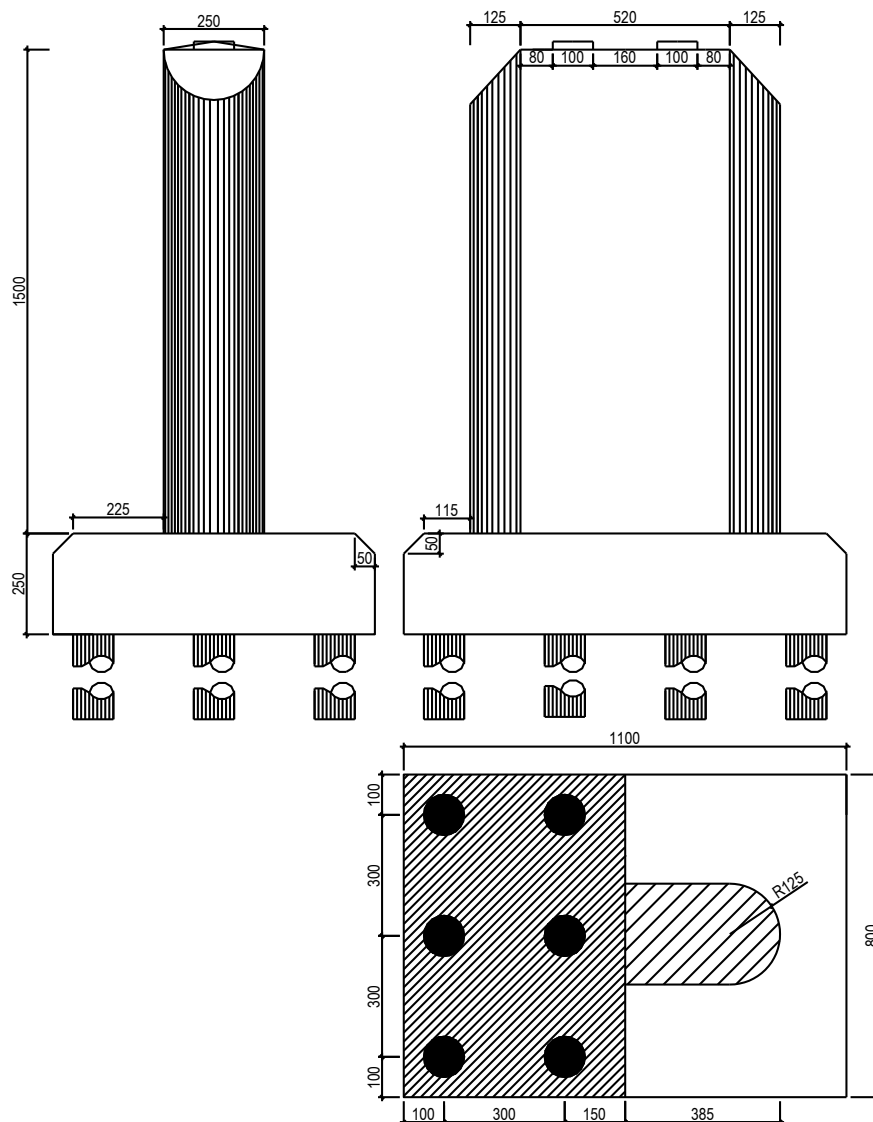
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các l- ới cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f_c thì tháo dỡ ván khuôn

IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích th- ớc cơ bản của trụ và đài nh- ều sau:



IV.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn đ- ợc chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy đ- ợc vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông đ- ợc thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m³/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng R = 0.75m.

IV.2 Trình tự thi công nh- ều sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ, lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, tr- ớc khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dày 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy bọt 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 dưỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể tưới nước, nếu trời mát tưới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể tưới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời mưa thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55% f_c cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngược với quá trình lắp dựng.

IV.3 TÍNH VÁN KHUÔN TRỤ:

XVIII.1.2 IV.3.1 TÍNH VÁN KHUÔN ĐÀI TRỤ.

a. Kiểm tra ván khuôn

- Kích thước của ván khuôn

$$L= 1 \rightarrow 2m ; h= 0.5-1.5m ; \delta = 6mm$$

- Chúng được liên kết với nhau bằng các bu lông:

- Diện tích bề móng: $F= 8*11=88 (m^2)$

- Thể tích cần đổ là: $V= 88*2.5= 220 (m^3)$

- Chọn 2 máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ $80m^3$ trong 1 giờ ($t_{đông}= 4$ giờ)

- Vậy Chiều cao đổ bê tông tưới cần $h= 2.5$ m do vậy để đổ xong $V_{bê\text{tông}}$ cần thời gian

$$\text{là: } t = \frac{V_{tt}}{V_{may}} = \frac{220}{80} = 2.75(h)$$

- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có $R= 0.75$ m

- Ta thấy $h > R \rightarrow$

- áp lực ngang của bê tông (khi không đầm) $P_b = \gamma \times R = 2,4*0.75 = 1,8 (T/m^2)$

- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của bê tông rơi tự do

$$P_{max} = (q + \gamma R) * n$$

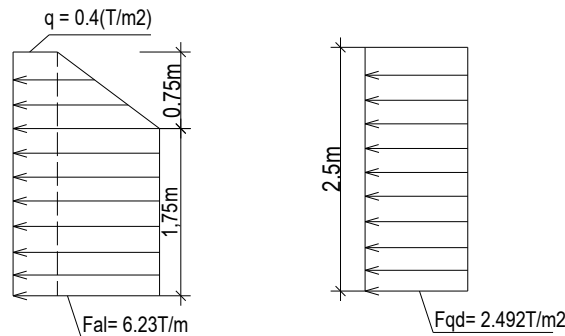
- q: lực xung động do đổ bê tông bằng ống vòi voi gây ra $q = 0,4 (T/m^2)$

- n: hệ số v- ợt tải = 1.3

Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{tc} = (q + \gamma R) * n = (0,4 + 1,8) * 1.3 = 2,86 (T/m^2)$$

- Biểu đồ áp lực bê tông:



- Diện tích áp lực:

$$F_{al} = (H-R) \cdot P_{ic} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{ic}) = (2,5 - 0,75) \times 2,86 + \frac{0,75}{2} \times (0,4 + 2,86) = 6,23 \text{ (T/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$F_{qd} = \frac{F_{al}}{h} = \frac{6,23}{2,5} = 2,492 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Chọn ván khuôn thép 50x50 cm $\delta = 6mm$

→ Tính toán ván khuôn theo bản kê 4 cạnh: $\alpha = 0,046$ (phụ thuộc tỉ số a/b)

$$M_{max} = \alpha \cdot P_{qd} \cdot a = 0,046 \times 2,492 \times 0,5 = 0,057 \text{ T.m} = 5700 \text{ kg.cm}$$

- Kiểm tra theo c- ờng độ:

Dùng thép than CT3 có $[\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5700}{3} = 1900 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{a \cdot \delta^2}{6} = \frac{50 \cdot 0,6^2}{6} = 3 \text{ (cm}^3\text{)}$$

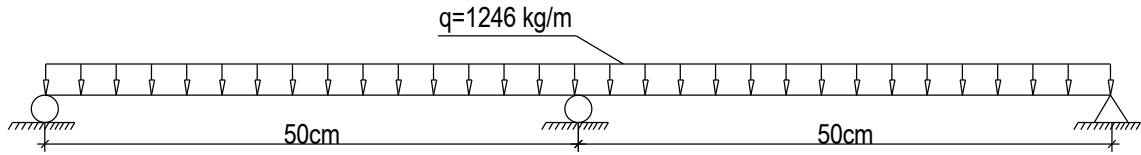
- Kiểm tra theo độ võng: $f = \alpha x \frac{P_{qd} \cdot x a^4}{EJ} = 0,046 x \frac{0,2492 \times 50^4}{2,1 \times 10^6 \times 0,9} = 0,0379 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0,2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

- b.** Tính toán s- ờn gia c- ờng: $q = p_{qd} \cdot l_{tt} = 2,492 \cdot 0,5 = 1,246 \text{ (T/m)} = 1246 \text{ kg/m}$

Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1246 \times 0.5^2}{10} = 31.15 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích thước: $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2.08 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

** Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3115}{2.08} = 1497.59 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127x EJ} = \frac{1246 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.056 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

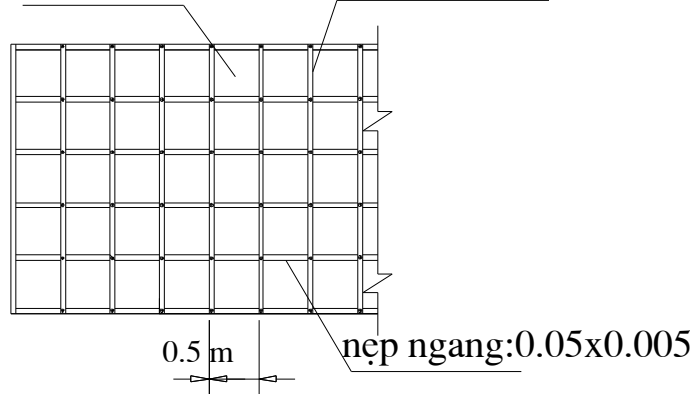
Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l = 2 \text{ (m)}$; và có s- ờn tăng c- ờng đứng và ngang là

$$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$$

Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bệ móng).

Ván khuôn thép dày 5mm nẹp đứng: 0.05×0.005



XVIII.1.3

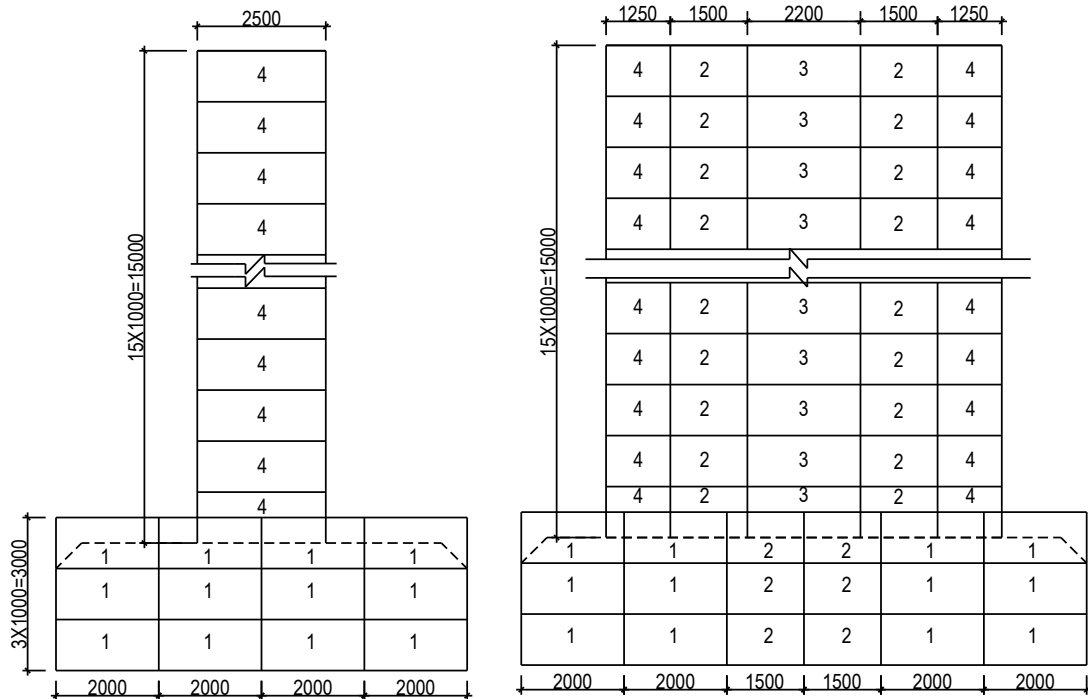
XVIII.1.4 IV.3.2 Tính ván khuôn thân trụ

2.3 Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:

a. Sơ đồ bố trí ván khuôn thân trụ :

SƠ ĐỒ CHIA VÁN KHUÔN THÂN VÀ BỆ TRỤ

TỈ LỆ : 1:100



II.5.2. Tính chiều cao đổ bê tông sau 4 giờ :

- Diện tích đổ BT : $F = 5.2 \times 2.5 + 2.5^2 / 4 \times 3.14 = 17.909 \text{ m}^2$.

- Thể tích BT cho 1 lớp dày 0,3m : 5.373 m^3 .

- - Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ $40 \text{ m}^3/\text{h}$.

trong 1 giờ ($t_{\text{đóng}} = 4 \text{ giờ}$)

- Thời gian đầm 1 lớp BT là 10' (phút).

- Thời gian đổ và đầm 1 lớp dày 30cm là : $T = \frac{5.373}{40} \times 60 + 10 = 18'$

- Sau 4h đổ được chiều dày là : $H = \frac{4 \times 60 \times 0.3}{18} = 4(m)$

b. Tính toán ván khuôn :

- Tính toán thép tấm của ván khuôn số 4.

- Tính toán thép sườn của ván khuôn số 4.

- Tính toán thanh giằng.

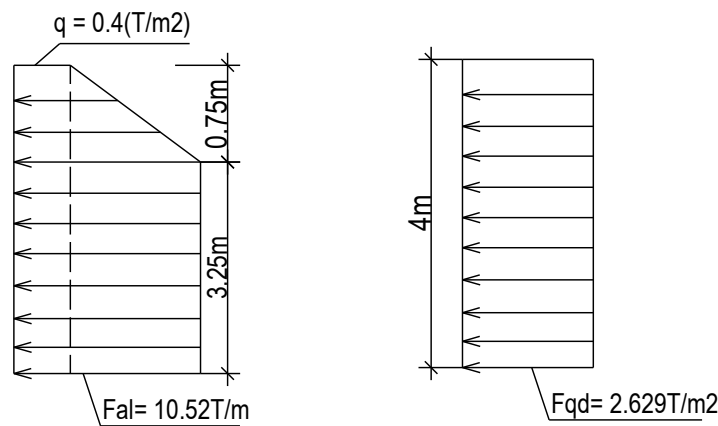
b.1) Kiểm tra khả năng chịu lực của thép tấm :

* Kiểm tra cường độ thép :

- Áp lực của lớp BT tác dụng lên ván khuôn là : $P_{tc} = (q + \gamma \times R) \times n$
 - + $q = 400 \text{ (kg/m}^2\text{)}$: lực xung động do đổ bê tông gây ra
 - + $\gamma = 2400 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$: dung trọng của bê tông.
 - + $R = 0.75 \text{ (m)}$: bán kính tác dụng của đầm dùi.
 - + n : hệ số siêu tải $n=1.3$

$$\Rightarrow P_{tc} = (400 + 2400 \times 0.75) \times 1.3 = 2860 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

- Biểu đồ áp lực :



$$+ F_{al} = (H-R) \cdot P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) =$$

$$= (4-0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (2860+400) = 10517.5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{qd} = \frac{F_{al}}{H} = \frac{10517.5}{4} = 2629.4 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

- Thép tấm của ván khuôn dày 0,6cm được tính như bản có 4 cạnh ngàm cứng với mô men uốn lớn nhất giữa nhịp tính theo công thức:

$$M = \alpha \times P_{qd} \times a^2$$

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 $a/b=1$

- Mô men uốn lớn nhất :

$$M = 0.046 \times 2629.4 \times 0.5^2 = 30.24 \text{ (Kg.m)} = 3024 \text{ (Kg.cm)}$$

- Mô men kháng uốn của tấm thép ván khuôn :

$$\frac{50}{6} \times 0.6^2 = 3 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = 1008 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = 1008 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} < R_u = 2100 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127x EJ} = \frac{2629.4x10^{-2}x50^4}{127x2.1x10^6x5.21} = 0.118\text{cm}$

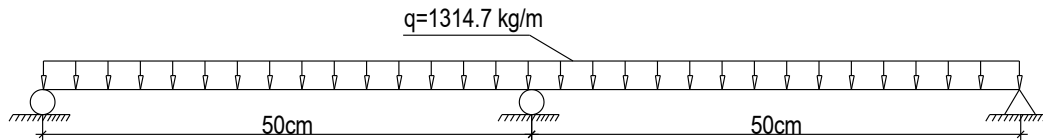
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

b.2. Tính toán s- ờn gia c- ờng:

$$q = p_{qd} * l_{tt} = 2629.4 * 0.5 = 1314.7 \text{ (kg/m)}$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{qxl^2}{10} = \frac{1314.7x0.5^2}{10} = 32.87 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích th- ớc: $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2.08 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

** Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3287}{2.08} = 1580.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

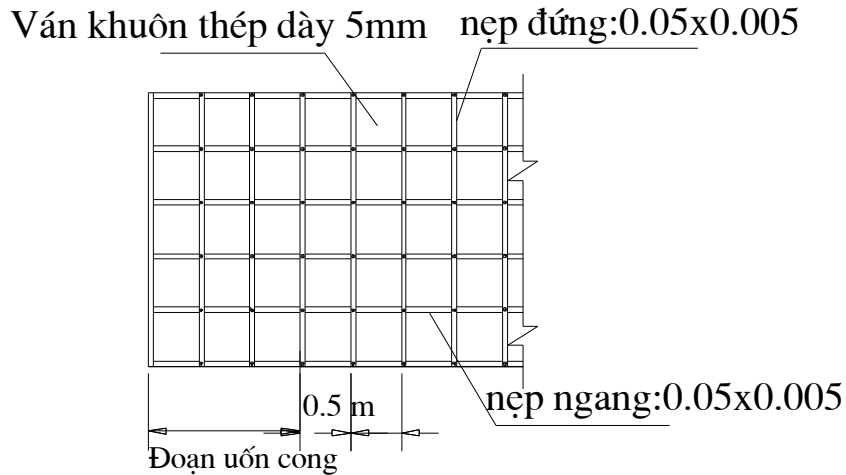
- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127x EJ} = \frac{1314.7x10^{-2}x50^4}{127x2.1x10^6x5.21} = 0.059\text{cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

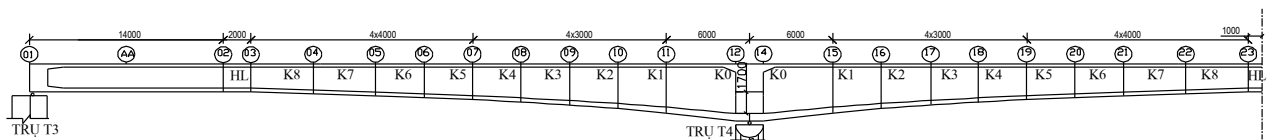
KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l = 1.6 \text{ (m)}$; và có s- ờn tăng c- ờng đứng và ngang là

$$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$$



V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Ph- ong pháp thi công: đúc hẫng cân bằng đối xứng.



V.1 NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HÃNG

Thi công hẫng là thi công kết cấu nhịp từng đốt đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm đ- ợc 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 đ- ợc tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh h- ớng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hẫng có - u điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diện có thể là hình hộp, chữ nhật...

V.2 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CÁNH HÃNG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trong quá trình thi công đúc hẫng các khối đúc trên đỉnh trụ, tải trọng tác động lên 2 bên cánh hẫng không đ- ợc đặt đối xứng gây ra sự mất ổn định, kết cấu có xu h- ớng lập quanh tim trụ theo ph- ong dọc cầu.

Chính vì thế, yêu cầu phải đảm bảo giữ ổn định cánh hẫng, chống lật cánh hẫng trong suốt quá trình thi công đ- ối với các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra.

Biện pháp thực hiện là neo tạm cánh hẫng vào thân trụ đã thi công bằng các PC bar, là thanh cốt thép c- ờng độ cao, đã đ- ợc đặt sẵn trong thân trụ. Cần phải tính toán

các neo tạm này trên cơ sở cân bằng mômen tại 1 điểm do tất cả các lực tác dụng lên cánh hẫng. Điều kiện là tổng mômen giữ do thanh neo phải lớn hơn tổng mômen lật do tải trọng gây ra.

Khi thi công đúc đúc K0 trên trụ, đồng thời thi công neo tạm cánh hẫng vào trụ. Các neo tạm đ- ợc cắt bỏ sau khi thi công hợp long.

Sơ đồ và tải trọng:

Sơ đồ tính là sơ đồ cánh hẫng đang thi công đúc đúc K8 đầu cánh hẫng bên phải, phía cánh hẫng bên kia thì ch- a di chuyển xe đúc để chuẩn bị đúc đúc K8.

Đối với tr- ờng hợp này các tải trọng tác dụng gồm có:

1. Tĩnh tải xe đúc và ván khuôn 600KN, xe đúc bên phải đặt tại khối 8, xe bên trái đặt tại khối 7

2. Trọng l- ợng bản thân cánh hẫng, trong đó cánh bên phải tăng 2%, cánh bên trái giảm 2%

3. Một khối đúc đặt lệch (khối bên phải đỡ tr- ợc)

4. Mô men tập trung ở 2 đầu mút cánh hẫng do xe đúc sinh ra 200KN.m

5. Lực tập trung do thiết bị 200KN đặt tại đầu mút cánh hẫng phải.

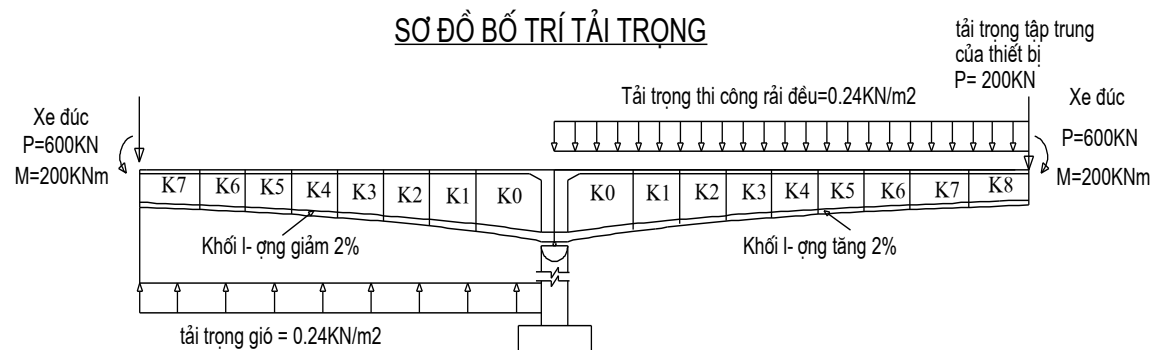
6. Tải trọng thi công rải đều tác dụng lên cánh hẫng bên phải 0.48KN/m^2 , cánh hẫng bên trái là 0.24KN/m^2 , với cầu có bề rộng mặt cầu 11.5m thì tải trọng thi công rải đều bên phải là 5.52KN/m dài cầu và bên trái là 2.76KN/m dài cầu.

7. Gió ng- ợc tác dụng lên cánh hẫng bên trái (lực nâng) $w = 0.24\text{KN/m}^2$, với cầu có bề rộng

mặt cầu 11.5 m thì tải trọng gió ng- ợc là 2.76KN/m dài cầu.

Mô hình hoá sơ đồ kết cấu trong ch- ơng trình SAP2000, và gán các tải trọng lên sơ đồ ta có kết quả sau:

$$\text{Momen gây lật} : M_{\text{lật}} = 243617.2 - 192161 = 51456.2\text{KNm}$$



Sơ đồ tính ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công.

V.3. TÍNH TOÁN THÉP NEO KHỐI ĐỈNH TRỤ

Mômen gây lật là $M_{lật} = 51456.2 \text{ KNm}$.

Nh- vậy momen chống lật sẽ phải là $M_{cl} > 51456.2 \text{ KNm}$.

Ta sẽ bố trí các thanh thép DUL đi từ d- ới trụ lên và xuyên qua dầm lên tới mặt cầu, do vậy những thanh thép này cùng với khối bê tông kê có tác dụng giữ ổn định chống lật của cánh hẫng quanh điểm mép ngoài gối tạm trong quá trình thi công, khả năng giữ ổn định của những thanh thép này là

$$M_{cl} = P_{DUL}y.$$

Trong đó :

P_{DUL} : Khả năng chịu kéo của các thanh thép DUL

Ta chọn thép DUL là loại thép tròn có đ- ờng kính danh định là 32 (Thanh $\phi 32 \text{ mm}$).

Do đó c- ờng độ chịu kéo là $f_{pu} = 1084 \text{ (MPa)}$

$$\text{Tức là: } P_{DUL} = \frac{\pi D^2}{4} \times f_{pu} = \frac{3.1416 \times 32^2}{4} \times 1084 \times 10^{-3} = 872 \text{ (KN)}$$

Ta chọn 32 thanh ở mỗi bên so với tim ngang trụ. Bố trí mỗi bên 16 thanh PC $\phi 32$ thành 2 hàng cách nhau 25cm, hàng đầu tiên cách mép trụ 15cm. Khoảng cách từ trọng tâm của các thanh neo tới mép đỉnh trụ là: $0.15 + 0.2/2 = 0.25 \text{ m}$

y : Khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải:

$$y = 2.5 - 2 \times 0.25 = 2 \text{ m}$$

Do vậy momen chống lật sẽ là $M_{CL} = 32 \times 872 \times 2 = 55808 \text{ KNm}$.

Kiểm tra điều kiện ổn định chống lật :

$$M_{CL} = 55808 > 51456.2 \text{ (KNm)} = M_{lật}$$

Vậy điều kiện ổn định đ- ợc thoả mãn.