

LỜI NÓI ĐẦU

Trong xu thế phát triển chung của thế giới, sự phát triển của nền kinh tế luôn đi kèm với sự phát triển cơ sở hạ tầng GTVT. Hay nói cách khác, GTVT luôn luôn là ngành phải đi trước một bước. Đối với một nước có nền kinh tế đang trên đà phát triển như nước ta, việc phát triển cơ sở hạ tầng GTVT hơn lúc nào hết có một ý nghĩa vô cùng to lớn. Những cây cầu mới xây, những tuyến đường mới mở không những hoàn thiện thêm mạng lưới giao thông quốc gia tạo nền tảng vững chắc cho giao lưu, thông thương giữa các vùng miền mà còn thu hút vốn đầu tư nước ngoài góp phần đẩy nhanh tiến trình công nghiệp hóa hiện đại hóa đất nước.

Nhận thức được điều đó, sau 4 năm học tập và nghiên cứu về chuyên ngành “Thiết kế cầu” tại bộ môn “Xây dựng cầu đường” của trường đại học dân lập Hải Phòng, em đã có được những kiến thức cơ bản và những kinh nghiệm thực tế quý báu về chuyên ngành thiết kế cầu đường. Kết quả học tập qua quá trình 4 năm học đã phần nào được phản ánh trong đồ án tốt nghiệp mà em xin trình bày ở dưới đây.

Để có được kết quả ngày hôm nay, em xin chân thành cảm ơn các thầy cô giáo thuộc bộ môn Xây Dựng trường ĐHDL Hải Phòng, đã giúp đỡ em trong suốt 4 năm học qua. Đồng thời em xin chân thành cảm ơn các thầy, cô giáo trong bộ môn Xây Dựng của trường ĐH Xây Dựng Hà Nội và trường ĐHDL HP đặc biệt là các thầy:

Th.S Phạm Văn Thái.

Th.S Trần Anh Tuấn

Th. S Bùi Ngọc Dung

Th.S Phạm Văn Toàn

đã trực tiếp hướng dẫn em hoàn thành đồ án tốt nghiệp này.

Do thời gian và kinh nghiệm còn hạn chế, đồ án của em không tránh khỏi có những sai sót. Rất mong được sự thông cảm và giúp đỡ của các thầy cô.

Hải Phòng, ngày tháng năm 2010

Sinh viên

Uông Ngọc Anh

PHẦN I

GIỚI THIỆU CHUNG

I- GIỚI THIỆU VỀ SÔNG KIÊN GIANG VÀ GTVT KHU VỰC NGHIÊN CỨU XÂY DỰNG CẦU.

1 - GIỚI THIỆU VỀ SÔNG KIÊN GIANG:

Sông Kiên Giang là một nhánh của sông Nhật Lệ. Sông Kiên Giang chảy qua huyện Lệ Thủy, tỉnh Quảng Bình. Sông dài 58 km. Đây là dòng sông của điệu Hò khoan Lệ Thủy, hàng năm vào ngày 2 tháng 9 có hội đua thuyền nổi tiếng. Đây là con sông đã chứng kiến sự sinh ra và lớn lên của những nhân vật nổi tiếng như Lê Thành hầu Nguyễn Hữu Cảnh, Đại tướng Võ Nguyên Giáp và Tổng thống Việt Nam Cộng hoà Ngô Đình Diệm. Hầu hết các con sông ở Việt Nam đều chảy theo hướng đông nam, riêng con sông này chảy theo hướng đông bắc nên còn được gọi là nghịch hà. Trước đây, hàng năm con sông này gây lũ lụt cho vùng đồng bằng xung quanh do sông dốc, ngắn. Sau khi có đập An Mã ngăn ở thượng nguồn, nạn lũ lụt đã được khống chế. Tuyến Đường sắt Bắc Nam cắt qua con sông này tại Cầu Mỹ Trạch. Trong thời kỳ Đông Dương thuộc Pháp, cầu Mỹ Trạch là nơi chứng kiến Thảm sát Mỹ Trạch đẫm máu, nơi dân làng Mỹ Trạch bị quân Pháp đưa ra cầu xử bắn, nơi đây ngày nay vẫn còn "Bia cấm hờn" ghi lại tội ác này.



Sông Kiên Giang đoạn đi qua thị trấn kiến Giang

Là hợp lưu của nhiều nguồn sông suối phát nguyên từ vùng núi phía Tây-Nam huyện Lệ Thủy đổ về phường Luật Sơn (xã Trường Thủy, Lệ Thủy) chảy theo hướng Nam Bắc. Từ đây, sông chảy theo hướng Tây Nam-Đông Bắc, về đến ngã ba Thượng Phong, sông chảy theo hướng Đông Nam-Tây Bắc, đến đoạn ngã ba PHú Thọ (An

Thủy Lệ Thủy), sông đón nhận thêm nước của sông Cẩm Ly (chảy từ hướng Tây đổ về), tiếp tục chảy theo hướng trên, băng qua cánh đồng trũng huyện Lệ Thủy (đoạn này sông rất hẹp). Sắp hết đoạn đồng trũng huyện Lệ Thủy đổ vào địa phận huyện Quảng Ninh, sông được mở rộng và chảy băng qua phá Hạc Hải (có chiều dài gần 2km²) về đến xã Duy Ninh (Quảng Ninh), sông tiếp tục chảy ngược về hướng Tây đến ngã ba Trần Xá thì hợp lưu với sông Long Đại đổ nước vào sông Nhật Lệ.

2 - Hiện trạng giao thông đường bộ trong khu vực:

Mạng lưới giao thông đường bộ và đường thủy tương đối lớn, phân bố hợp lý có trục quốc lộ chính là quốc lộ 1A và nhiều tuyến tỉnh lộ, huyện lộ nối trục này. Tuy nhiên chất lượng còn kém.

Quốc lộ 1A: Là trục quan trọng nhất qua địa phận tỉnh đóng vai trò hàng đầu trong giao lưu liên tỉnh, nội tỉnh. Trên tuyến có một số đoạn bị ngập trong mùa mưa và một số đoạn bị ùn tắc cục bộ.

Hệ thống tỉnh lộ và huyện lộ cùng với các trục quốc lộ tạo thành mạng lưới giao thông, phân bố hợp lý, các tuyến vùng núi thường chạy song song với địa hình tự nhiên xuyên qua các khu vực dân cư và khu công nghiệp.

II- CÁC ĐỊNH HƯỚNG KINH TẾ XÃ HỘI. DỰ BÁO NHU CẦU VẬN TẢI - SỰ CẦN THIẾT PHẢI ĐẦU TƯ

1-Những định hướng phát triển kinh tế – xã hội:

Do là một tỉnh chủ yếu sản xuất nông nghiệp nên tuy có khủng hoảng kinh tế trong thời gian qua nhưng đời sống người dân nhất là vùng nông thôn không bị ảnh hưởng nhiều. Tuy nhiên do tình hình giá cả tiêu dùng đứng ở mức cao, trong điều kiện trên 70% dân cư của tỉnh sống nghề nông nghiệp có thu nhập tuy tăng nhưng vẫn ở mức trung bình, vì vậy đời sống vẫn bị ảnh hưởng đáng kể. Đối với những hộ nghèo và cận nghèo càng chịu ảnh hưởng lớn hơn vì chi tiêu dùng của những hộ này thường chiếm 80% - 90% là để mua lương thực, thực phẩm. Đây là vấn đề đòi hỏi chính quyền và đoàn thể các cấp cần đặc biệt quan tâm trong việc thực hiện chính sách xã hội, triển khai các dự án cho vay hay tạo việc làm và chương trình xóa đói giảm nghèo.

Đồ với công tác xóa đói giảm nghèo, hiện tại sở Lao Động và Thương Binh xã hội đã tổng hợp xong phiếu điều tra, kết quả cho thấy tỷ lệ hộ nghèo còn 5.72%, tỷ lệ hộ cận nghèo là 13.28%.

Do đó hướng phát triển cho tỉnh thành một trung tâm kinh tế, thương mại, du lịch của toàn khu vực, đầu mối giao thông quan trọng về đường bộ đường thủy... cụ thể:

- Về công nghiệp:

Coi trọng đầu tư chiều sâu, ưu tiên phát triển quy mô vừa và nhỏ với công nghiệp tiên tiến hiện đại. Đồng thời xây dựng nhiều khu công nghiệp mới, tập trung, liên kết liên doanh với nước ngoài để phát triển công nghiệp xuất khẩu, hướng vào các ngành công nghiệp chế biến nông lâm hải sản chế biến gia công xuất khẩu. Sản xuất hàng tiêu dùng, vật liệu xây dựng.

Quy hoạch các khu công nghiệp kỹ thuật cao với các ngành công nghiệp sạch để không ảnh hưởng tới cảnh quan du lịch của khu vực...

- Về du lịch:

Nghành dịch vụ du lịch giữ vai trò quan trọng có tiềm năng lớn là ngành mũi nhọn trong nền kinh tế của tỉnh. Phần đầu GDP năm 2010 đạt 1600 tỷ đồng và mức tăng trưởng bình quân hàng năm đạt 12%. Đầu tư xây dựng các khu du lịch mới...

- Về nông lâm, ngư nghiệp và phát triển nông thôn:

Phần đầu giá trị GDP của ngành nông lâm ngư nghiệp năm 2010 đạt 300 tỷ đồng, phát triển nền nông nghiệp sạch theo hướng đa dạng hoá, xây dựng vùng cây công nghiệp, tái tạo và bảo vệ khoanh nuôi rừng khai thác hợp lý nguồn tài nguyên thiên nhiên, lấy khai thác xuất khẩu làm mũi nhọn.

2 - Định hướng phát triển giao thông - dự báo nhu cầu vận tải:

Trên cơ sở những định hướng quy hoạch phát triển vùng trọng điểm vùng Đồng Tháp Mười đồng thời với việc hình thành các xa lộ Bắc-Nam, cần thiết phải xây dựng hệ thống cơ sở hạ tầng kỹ thuật vùng mà đặc biệt là mạng lưới giao thông vận tải.

Với sự phát triển của một chuỗi các khu công nghiệp kéo dài dự báo trong những năm tới nhu cầu vận tải sẽ tăng mạnh, ngoài ra còn phải xét tới dự án đường xuyên Á sẽ được xây dựng vào những năm tiếp theo, lượng hàng hoá thông qua sẽ rất lớn.

3 - Sự cần thiết phải đầu tư xây dựng:

Như các nội dung đã phân tích trên, việc xây dựng cầu qua sông Kiên Giang có ý nghĩa to lớn về mặt kinh tế, xã hội chính trị, văn hoá du lịch, an ninh quốc phòng với tỉnh Quảng Bình nói riêng và cả nước nói chung.

Việc đầu tư xây dựng cầu là cần thiết vì các lý do sau đây:

Đồng bộ với việc xây dựng xa lộ Bắc-Nam theo chủ trương của nhà nước phù hợp với nguyện vọng chính đáng của nhân dân cả nước và địa phương có đường xa lộ đi qua.

Đảm bảo giao thông thông suốt trên toàn tuyến xa lộ Bắc-Nam.

Thu hút bớt phương tiện vận tải, giảm bớt lưu lượng xe và ách tắc trên quốc lộ 1A nhất là về mùa lũ.

Đáp ứng nhu cầu phát triển giao thông vận tải góp phần phát huy tốt tiềm năng sẵn có, phục vụ chiến lược quy hoạch phát triển kinh tế xã hội tỉnh trong tương lai.

Việc đầu tư xây dựng tuyến đường trong đó có cầu qua sông Kiên Giang cùng với hệ thống các đường quốc lộ tỉnh lộ khác tạo nên mạng lưới giao thông vận tải liên hoàn giữa các miền, nối các khu trung tâm kinh tế, chính trị, công nghiệp, văn hoá góp phần chuyển dịch cơ cấu lao động, dân cư, sử dụng hết đất đai, đưa công nghiệp lên miền núi, phát triển vốn rừng... từng bước xây dựng nền kinh tế HDH, CNH, củng cố an ninh quốc phòng và tăng cường hợp tác quốc tế.

III - ĐẶC ĐIỂM ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN TẠI VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU

1- Đặc điểm địa chất:

a. Địa chất thuỷ văn:

Địa chất thuỷ văn gồm hai nguồn nước chính:

Nước mặt: Gồm nước ao hồ, nước sông. Lượng nước mặt thay đổi theo mùa, mùa mưa nước lớn, mùa khô lượng nước giảm. nước mặt rất phong phú về trữ lượng.

Nước ngầm: Chủ yếu trong tầng cát, động thái, thành phần hoá học phụ thuộc vào điều kiện khí tượng thuỷ văn.

Kết quả tính toán thuỷ văn cầu như sau:

- Mức nước lũ thiết kế: $MNCN = +13.7 \text{ m}$

- Mức nước thông thuyền: $MNTT = 4.0 \text{ m}$

- Mức nước thấp nhất: $MNTN = +1.0 \text{ m}$

- Khổ thông thuyền: $B = 50 \text{ m}$, $H = 6.0 \text{ m}$

b. Điều kiện địa chất công trình:

Kết quả khoan thăm dò địa chất ở vị trí xây dựng cầu cho thấy cấu tạo địa tầng ở đây như sau:

- Lớp 1: Cát cuội sỏi
- Lớp 2: Sét dẻo cứng
- Lớp 3: Đá vôi ít nứt nẻ

.Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1 (Km 0)	Hố khoan 2 (Km 0+80)	Hố khoan 3 (Km 0+160)	Hố khoan 4 (Km 0+250)
Lớp 1: Cát cuội sỏi	9.5	8.5	8.0	1.0
Lớp 2: Sét dẻo cứng	8.4	7.5	7.8	8.6
Lớp 3: Đá vôi ít nứt nẻ	-	-	-	-

2 - Đặc điểm khí tượng:

Khí hậu mang tính chất chung của khí hậu nước ta là nhiệt đới gió mùa và mang tính chất riêng của khí hậu vùng Nam bộ và Tây Nguyên, mùa mưa bắt đầu từ tháng giữa tháng 8 đến tháng 2 năm sau còn lại là mùa khô.

Nhiệt độ tăng dần từ Bắc vào Nam, tháng nóng nhất là tháng 5-7 nhiệt độ có thể tới 40°C , tháng thấp nhất là tháng 2 vào khoảng 10.2°C , nhìn chung nhiệt độ trung bình là 25°C .

IV- CÁC PHƯƠNG ÁN VƯỢT SÔNG VÀ GIẢI PHÁP KỸ THUẬT

1- Quy trình thiết kế

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

2 - Các thông số kỹ thuật cơ bản

➤ Quy mô xây dựng: Cầu thiết kế cầu qua sông.

Tải trọng thiết kế:

+ Hoạt tải : Đoàn xe HL93.

+ Tải trọng người đi: 300 kg/m^2 (3kN/m^2).

Khổ cầu: $9 + 2 \times 1.0 \text{ m}$. Trong đó:

+ Phần xe chạy: 9m

+ Phân bộ hành: $2 \times 1,0 = 2\text{m}$.

Khở thông thuyền: Sông thông thuyền là sông cấp IV có khở thông thuyền $H = 6\text{m}$ và $L_{tt} = 50\text{m}$.

3- Phương án kết cấu

Việc lựa chọn phương án kết cấu phải dựa trên các nguyên tắc sau:

- Công trình thiết kế vĩnh cửu, có kết cấu thanh thoát, phù hợp với quy mô của tuyến vận tải và điều kiện địa hình, địa chất khu vực.
- Đảm bảo sự an toàn cho khai thác đường thủy trên sông với quy mô sông thông thuyền cấp IV.
- Dạng kết cấu phải có tính khả thi, phù hợp với trình độ thi công trong nước.
- Giá thành xây dựng hợp lý.
- Căn cứ vào các nguyên tắc trên có 2 phương án kết cấu sau được lựa chọn để nghiên cứu so sánh.

3.1 Phương án 1: Cầu BTCT DU'L liên tục 3 nhịp cộng dầm dẫn, thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.

Sơ đồ nhịp: $33 \times 3 + 48 + 80 + 48$ (m).

- Chiều dài toàn cầu tính đến đầu I mố: $L_{tc} = 33 \times 3 + 48 + 48 + 80 + 5 \times 1.6 + 2 \times 1 = 285\text{ m}$.
- Kết cấu phần dưới:

+ Mố: Mố nặng chữ U móng cọc khoan nhồi $\Phi 1.2\text{ m}$.

+ Trụ đặc, BTCT trên nền móng cọc khoan nhồi $\Phi 1.2\text{ m}$.

3.2 Phương án 2: Cầu dàn thép Sơ đồ nhịp: $68 \times 4(\text{m})$

- Chiều dài toàn cầu tính đến đầu I mố: $L_{tc} = 68 \times 4 = 272(\text{m})$.

+ Mố: Mố nặng chữ U móng cọc khoan nhồi $\Phi 1.2\text{ m}$.

+ Trụ: BTCT trên nền móng cọc khoan nhồi $\Phi 1.2\text{ m}$.

PHẦN II

THIẾT KẾ SƠ BỘ

Ch- ơng I: THIẾT KẾ SƠ BỘ PAI CẦU DẦM 3 NHỊP LIÊN TỤC ĐÚC HẰNG + DẦM DẪN

A.CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THUỶ VĂN

I. Thủy văn:

Mực n- ớc cao nhất	MNCN = +13.7 m
Mực n- ớc thông thuyền	MNTT = + 4 m
Mực n- ớc thấp nhất	MNTN = + 1 m
Khẩu độ thoát n- ớc	$\Sigma L_0 = 230$ m
L- u l- ợng	Q

II. Điều kiện địa chất :

Theo số liệu thiết kế có 4 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1 Km 0	Hố khoan 2 Km 0+80	Hố khoan 3 Km 0+160	Hố khoan 4 Km 0+250
Lớp 1: Cát cuội sỏi	9.5	8.5	8	10
Lớp 2: Sét dẻo cứng	8.4	7.5	7.8	8.6
Lớp 3: Đá vôi ít nứt nẻ	-	-	-	-

B. CÁC THÔNG SỐ PHƯƠNG ÁN CẦU

I. 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 II là: B = 50m, H = 6m

Khổ cầu: B= 9.0 +2x1 m

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/cm²

II. Ph- ơng án dự kiến:

1. Lựa chọn ph- ơng án móng .

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

Ph- ơng án móng cọc khoan nhồi (do kết cấu tầng địa chất dùng cọc ma sát).

a.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- ởng 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.
- Đ- ợc sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng v- ợt qua các ch- ớng 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- ưởng 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.

b. 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 lấy lợi, đặc biệt là sử dụng vữa sét.

Chọn giả định cọc khoan nhồi cho tất cả các ph- ơng án với các yếu tố kỹ thuật chính nh- sau:

Đ- ờng kính cọc: $D = 1200\text{mm}$.

Chiều dài cọc tại mố là 16.5m.

Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 14.3m.

2. Lựa chọn kết cấu phần trên.

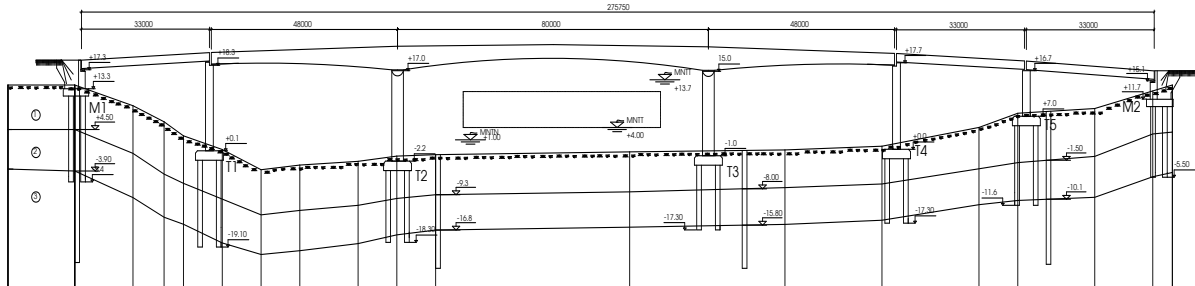
GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH– Lớp CĐ1001

Sơ đồ kết cấu: 33 + 48 + 80 + 48 + 33 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 dầm là 275 m.

Sơ đồ cầu



Trong đó dầm liên tục 3 nhịp ở giữa và dầm dẫn ở hai đầu cầu.

Chiều cao dầm:

- Tại vị trí trụ đ- ợc chọn theo $H_i = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) l_{nhịp}$, trong đó $l_1 = 48$ m, $l_2 = 80$ m chiều dài nhịp giữa.

Vậy ta lấy $H_1 = (5.3 \div 4.0) \text{ m} \Rightarrow$ Vậy chọn $H = 5$ m

- Tại vị trí giữa nhịp đ- ợc chọn theo công thức kinh nghiệm

$$h = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{60} \right) l_{nhịp} \text{ và } h \geq 1.8 \text{ m} \Rightarrow \text{Chọn } h = 2 \text{ m}$$

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

- Phần mặt cầu cong đều theo đ- ờng tròn bán kính $R = 5000 \text{ m}$.

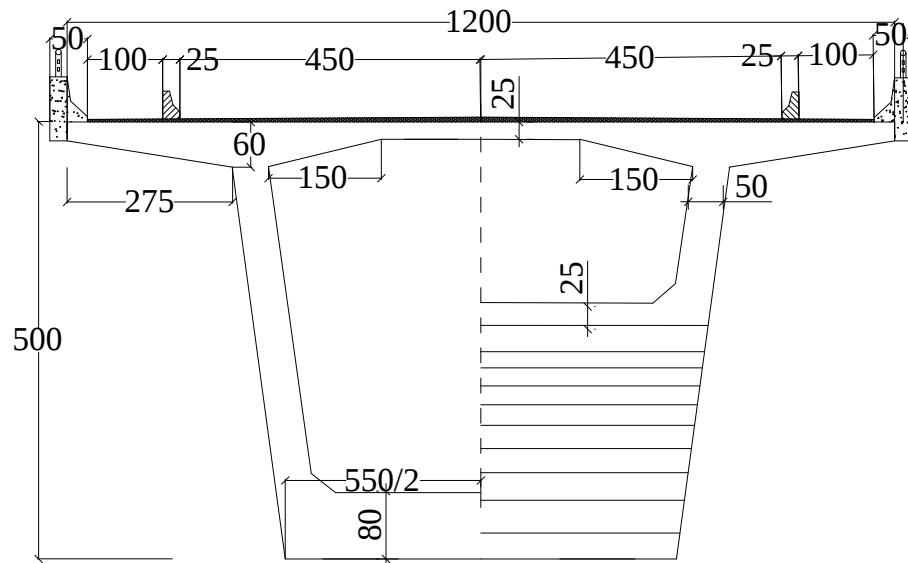
- Chiều cao dầm dẫn $H_d = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) L_{nhịp}$. Với chiều dài nhịp là $L = 33$ m, chọn chiều cao dầm dẫn .

$H_d = 1.6$ m, mặt cắt ngang cầu có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là $s = 2.4 \text{ m}$

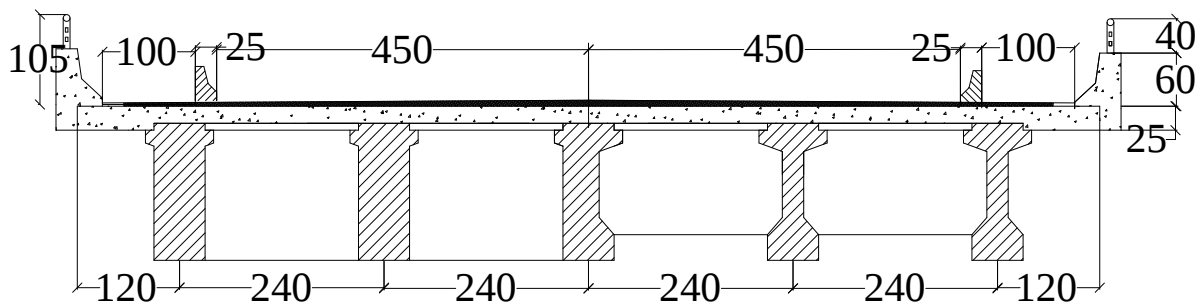
Lựa chọn mặt cắt ngang:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng, tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 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: tại gối: 50 cm

- 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 nh- mặt mặt đáy nh- ng $H=0.8$ m, $h=0.25$ m



Hình 1 : mặt cắt ngang dầm cầu phân đúc hẫng.



Hình 2 : mặt cắt ngang cầu phân nhịp dẫn

Cấu tạo mặt cầu:

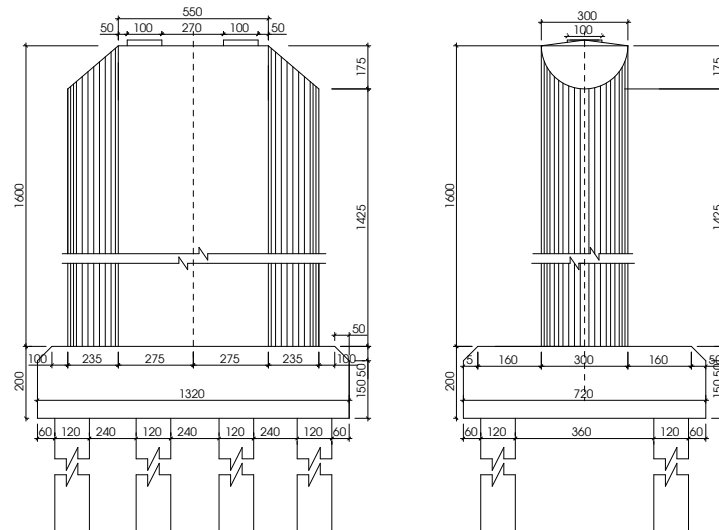
- Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng cong bán kính 5000m
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:
 - + Lớp bê tông atfan: 5cm;
 - + Lớp bảo vệ : 4cm;
 - + Lớp phòng n- ớc : 1cm;
 - + Đệm xi măng : 1cm;
 - + Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

3.Lựa chọn kết cấu phân d- ới

Cấu tạo trụ:

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG
GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN
SVTH: UÔNG NGỌC ANH– Lớp CĐ1001

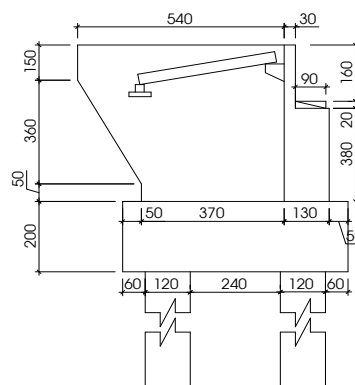
- Thân trụ rộng 3 m theo phương dọc cầu và 6 m theo phương ngang cầu và được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R = 1.5 \text{ m}$.
- Bệ móng cao 2m, rộng 8.5 m theo phương ngang cầu, 7.5 m theo phương dọc cầu và đặt dưới lớp đất phủ (dự đoán là đường xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát cuội sỏi, chiều dài cọc giả thiết là 20m.



Hình 3: Cấu tạo trụ cầu đúc hằng

Cấu tạo móng:

- Dạng móng có tầng cánh ngang- dọc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0 m, dài 11 m được đặt dưới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120 cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, chiều dài cọc là 16.5m



Hình 4 : Cấu tạo móng cầu

C. Biện pháp thi công:

1.Thi công móng cầu.

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim mố.

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng mố.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dựng giàn khoan .
- 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 thép, đổ bê tông cọc.
- Thi công t- ờng tự cho các cọc tiếp theo.

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

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

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

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

B- ớc 5 : Hoàn thiện mố.

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

2.Thi công trụ .

B- ớc 1 : 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 cầu.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dựng giàn khoan.

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.

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài.
- Sõ và 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 thân trụ.

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông thân trụ.

B- ớc 6: Hoàn thiện trụ.

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn.
- Giải phóng lòng sông.

3.Thi công kết cấu nhịp.

B- ớc 1 : Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ và thi công phần nhịp dẫn hai đầu cầu bằng lao kéo dọc

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Lắp dựng giá 3 chân để lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu
- 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 DUL 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.

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

B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu.

Hoàn thiện cầu: thi công lan can, đ- ờng bộ hành, cột điện vv...

D. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI L- ỢNG CÔNG TÁC VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU T-

I. Các căn cứ lập tổng mức đầu t- :

- Căn cứ vào hồ sơ báo cáo nghiên cứu khả thi cầu Sông H- ơng do Trung tâm T- vấn lập tháng 2 năm 2009
- Căn cứ vào quyết định số 1242/1998/QĐ-BXD ngày 25 tháng 11 năm 1998 của Bộ xây dựng về việc ban hành “Định mức dự toán xây dựng cơ bản”
- Căn cứ vào Quyết định số 1260/1998/QĐ-BXD ngày 28/11/1998 của Bộ xây dựng về việc ban hành “Bảng dự toán ca máy và thiết bị xây dựng”.
- Căn cứ Thông t- số 03/2001/TT-BXD ngày 13 tháng 2 năm 2001 h- ớng dẫn điều chỉnh dự toán công trình xây dựng cơ bản. Căn cứ vào quyết định số 15/200/QĐ-BXD ngày 20/04/2001 của Bộ tr- ờng Bộ xây dựng về việc ban hành Định mức chi phí T- vấn đầu t- và Xây dựng.

- Căn cứ vào quyết định số 12/200/QĐ-BXD ngày 20/07/2001 của Bộ trưởng Bộ xây dựng về việc ban hành Định mức chi phí thiết kế công trình xây dựng.

II. Tình toán ph- ơng án cầu liên tục.

1. Tính tải g_1 và g_2 .

- Khối lượng các lớp phủ mặt cầu, lấy $g_{md} = 0.35 \text{ T/m}^2$
- Khối lượng của gờ chắn, tính như sau:

$$V = 2 \times (0.2 + 0.25) \times \frac{0.3}{2} \times 1 = 0.135 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

$$g_{gc} = 0.135 \times 2.5 = 0.338 \text{ T/m}$$

⇒ Khối lượng tính tải g_2

$$g_2 = 0.338 + 0.35 \times 12.5 = 4.763 \text{ T/m}$$

- Hợp lực tính toán được theo công thức:

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

Trong đó:

Q_i = tải trọng tiêu chuẩn

γ_i = hệ số tải trọng

$\eta_i = 1$ hệ số điều chỉnh

hệ số tải trọng được lấy như sau:

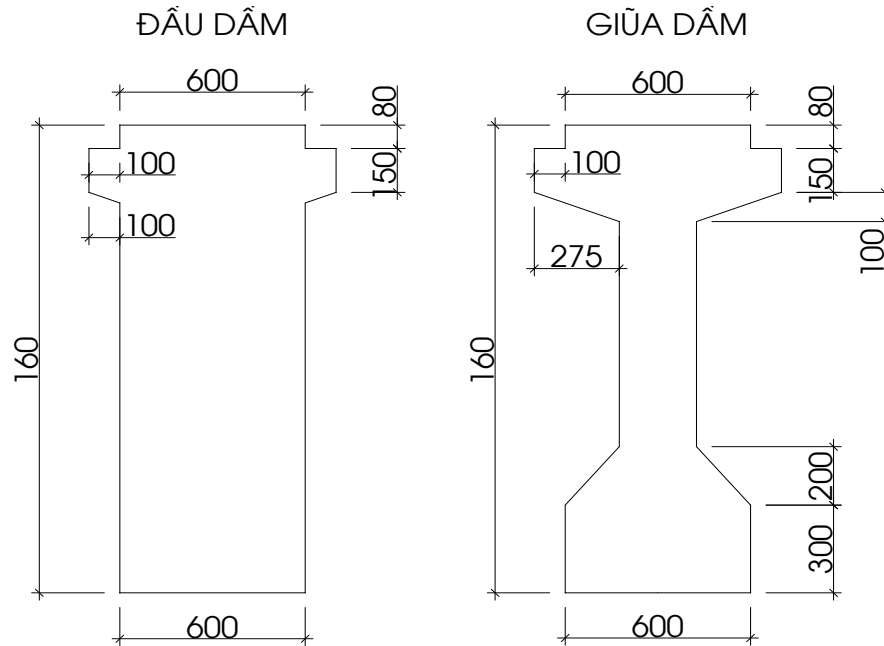
Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng thường xuyên		
DC: cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.9
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải: Hệ số làn $m=1$, hệ số xung kích $(1+IM)=1.25$	1.75	1.0

2 Tính tải

- Gồm trọng lượng bản thân móng và trọng lượng kết cấu nhịp.

a. Trọng lượng kết cấu nhịp dẫn:

- Do trọng lượng bản thân đầm dúc trước:



$$F_{l/2} = 1.6 \times 0.25 + 2 \times 0.175 \times 0.3 + 2 \times 0.5 \times 0.175 \times 0.2 + 2 \times 0.24 \times 0.287 = 0.68 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$F_{goi} = 0.6 \times 1.6 + 2 \times 0.1 \times 0.17 = 0.994 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Thể tích của dầm dẫn:

$$V_{dd} =$$

$$2F_{goi} \times 2 + 2 \left(\frac{F_{goi} + F_{l/2}}{2} \right) + 27F_{l/2} = 2 \times 0.994 \times 2 + 2 \times \left(\frac{0.994 + 0.68}{2} \right) + 27 \times 0.68 = 24.01 \text{ m}^3$$

Vậy thể tích của toàn bộ dầm dẫn cầu là: $V_{dd} = 24.01 \times 20 = 480.2 \text{ (m}^3\text{)}$

$$g_{dch} = \frac{\left[F_{l/2} \times 3 - 6 + 2 \times F_{goi} \times 2 + 2 \times \frac{F_{l/2} + F_{goi}}{2} \times 1 \right] \gamma_c}{L}$$

$$= \frac{\left[0.68 \times 3 - 6 + 2 \times 0.994 \times 2 + 2 \times \frac{0.68 + 0.994}{2} \times 1 \right] 2.5}{33} = 1.819 \text{ (T/m)}$$

- Do tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$V_{ban+td} = 12 \times 0.2 + 5 \times 0.08 \times 1.8 = 3.12 \text{ m}^3/\text{m}$$

Trọng lượng tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$g_{ban+td} = \frac{3.12 \times 2.5}{12} = 0.65 \text{ T/m}$$

- Do dầm ngang :

$$g_n = (H - H_b - 0.25) \times (s - b_w) \times \left(\frac{b_w}{L_1} \right) \times \gamma_c$$

Trong đó:

$$L_1 = \frac{L}{n} = \frac{33}{5} = 6.6 \text{ (m)}$$

L1: Khoảng cách giữa 2 dầm ngang.

L : chiều dài dầm chủ.

n : số dầm ngang.

$$\Rightarrow g_n = (1.8 - 0.2 - 0.25) \times (2.4 - 0.25) \times \left(\frac{0.25}{6.6} \right) \times 2.5 = 0.275 \text{ (T/m)}$$

Thể tích của dầm ngang:

$$V_{dn} = (1.8 - 0.2 - 0.25) \times (2.4 - 0.25) \times \left(\frac{0.25}{6.6} \right) = 0.109 \text{ m}^3$$

- Khối lượng lan can, sơ bộ lấy:

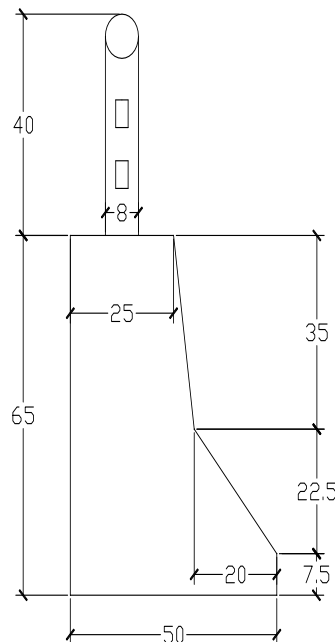
Thể tích của lan can:

$$\begin{aligned} V_{lc} &= 0.25 \times 0.65 + 0.5 \times 0.35 \times 0.05 + 0.05 \times 0.225 + 0.5 \times 0.2 \times 0.225 + 0.25 \times 0.075 \\ &= 0.224 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Trọng lượng của lan can: $g_{blc} = V_{lc} \times 2.5 = 0.224 \times 2.5 = 0.56 \text{ T/m}$

Lấy sơ bộ khối lượng của tay vịn trên lan can là : 0.01 T/m

Vậy khối lượng của lan can là: $g_{lc} = 0.56 + 0.01 = 0.57 \text{ T/m}$



Vây thể tích bê tông của lan can và gờ chắn xe:

$$V = 0.135 \times 2 \times 332.5 + 0.224 \times 2 \times 332.5 = 238.735 (\text{m}^3)$$

Thể tích của gờ chắn bánh là:

$$V = 2 \times \left[\frac{0.25 + 0.3}{2} \times 0.35 + \frac{0.075 + 0.3}{2} \times 0.2 \right] \times 1 = 0.2675 (\text{m}^3/\text{m})$$

Trọng lượng của gờ chắn bánh là : $g_{cx} = 0.2675 \times 2.5 = 0.669 \text{ T/m}$.

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp: Bê tông alpha: 5cm;

Lớp bảo vệ: 4cm;

Lớp phòng nước: 1cm

Đệm xi măng : 1cm

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 1.2 cm

Trên 1m^2 của kết cấu mặt đường và phân bố hành lang lấy sơ bộ : $g = 0.35 \text{ T/m}^2$

$$\Rightarrow g_{lp} = 0.35 \times 12.5 = 4.375 \text{ T/m}$$

b. Tính trọng lượng phần nhịp liên tục.

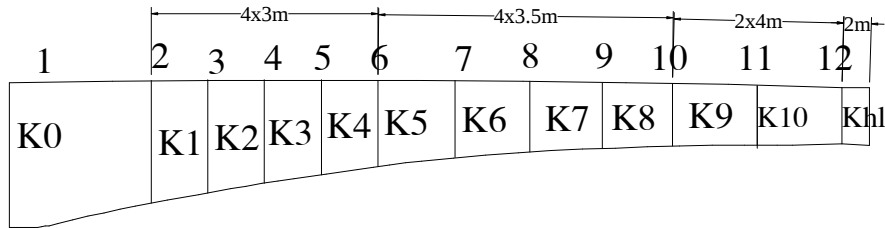
❖ Phân đốt dầm thi công

- Chọn chiều dài đốt K_0 đúc trên đỉnh trụ có chiều dài là 10 m.
- Chia đoạn thi công thành 9 đốt có chiều dài mỗi đốt như sau:
 - Chiều dài các đốt K_1, K_2, K_3, K_4 có chiều dài là 3 m
 - Chiều dài các đốt K_5, K_6, K_7, K_8 có chiều dài là 3.5 m.
 - Chiều dài các đốt K_9, K_{10} có chiều dài là 4 m.
- Chiều dài đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên là 2 m.
- Chiều dài đốt thi công trên giàn giáo là 7 m.

❖ Xác định phương trình thay đổi cao độ đáy dầm.

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo phương trình parabol , đỉnh đường parabol tại mặt cắt giữa nhịp.
- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành .
- Phương trình có dạng:

$$y = \left(\frac{H-h}{L^2} \right) x^2 + h$$



Sơ đồ phân chia đúc đốt dầm

Xác định phương trình thay đổi cao độ đáy dầm

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo phương trình parabol, đỉnh đường parabol tại mặt cắt giữa nhịp.
- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành.
- Phương trình có dạng:

$$Y_1 = \frac{(H_p - h_m)}{L^2} \cdot x^2 + h_m$$

Trong đó:

$H_p = 5m$; $h_m = 2.5 m$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hằng $L = 37.5$.

Thay số ta có:

$$Y_1 = \frac{(5 - 2.5)}{37.5^2} \cdot x^2 + 2.5 = 0.00177x^2 + 2.5$$

Xác định phương trình thay đổi chiều dày đáy dầm

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x được tính

theo công thức sau:

$$Y_2 = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

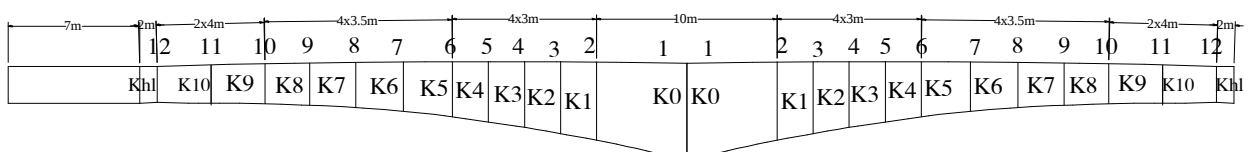
Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp = 0.8 và 0.25 m.

L_x : Chiều dày phần cánh hằng.

Thay số vào ta có phương trình bậc nhất:

$$Y_2 = 0.25 + \frac{0.55}{37.5} x L_x = 0.25 + 0.0146 L_x$$



Bảng tính toán xác định thể tích các khối đúc hằng

TD	L _{đốt} (m)	H _{dầm}	H _{bản}	B _{bản}	F(m ²)	F(trung bình)
1	0	5	0.8	5.5	12.927	
2	5	4.54	0.746	5.62	12.314	12.62
3	3	4.2	0.7	5.71	11.824	12.069
4	3	3.88	0.65	5.8	11.327	11.575
5	3	3.6	0.615	5.88	10.928	11.127
6	3	3.35	0.57	5.94	10.493	10.71
7	3.5	3.1	0.52	6.01	10.032	10.262
8	3.5	2.89	0.469	6.07	9.595	9.813
9	3.5	2.73	0.41	6.11	9.152	9.373
10	3.5	2.6	0.36	6.15	8.781	8.966
11	4	2.52	0.3	6.17	8.398	8.589
12	4	2.5	0.25	6.17	8.12	8.259
13	2	2.5	0.25	6.17	8.12	8.12

Bảng tính toán các kích thước cơ bản của mặt cắt dầm chủ

STT	F _{lđốt} (m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích (m ³)
K _O /2	12.62	5	63.1
K1	12.069	3	36.207
K2	11.575	3	34.725
K3	11.127	3	33.381
K4	10.71	3	32.13
K5	10.262	3.5	35.917
K6	9.813	3.5	34.345
K7	9.373	3.5	32.805
K8	8.966	3.5	31.381
K9	8.589	4	34.356
K10	8.259	4	33.036
HL/2	8.12	1	8.12

Tổng: 409.953 (m³).

❖ Thể tích bê tông 1/2 phân nhịp đúc hẫng là:

$$V_{lt} = 409.953 \text{ m}^3$$

Thể tích của toàn bộ phần đúc hẫng: $V_{dh} = 409.953 \times 4 = 1639.812 \text{ (m}^3\text{)}.$

Thể tích của phân nhịp cầu đúc hẫng đúc trên giàn giáo:

$$V_{dg} = 7 \times 8.12 \times 2 = 113.68 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Thể tích của đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên:

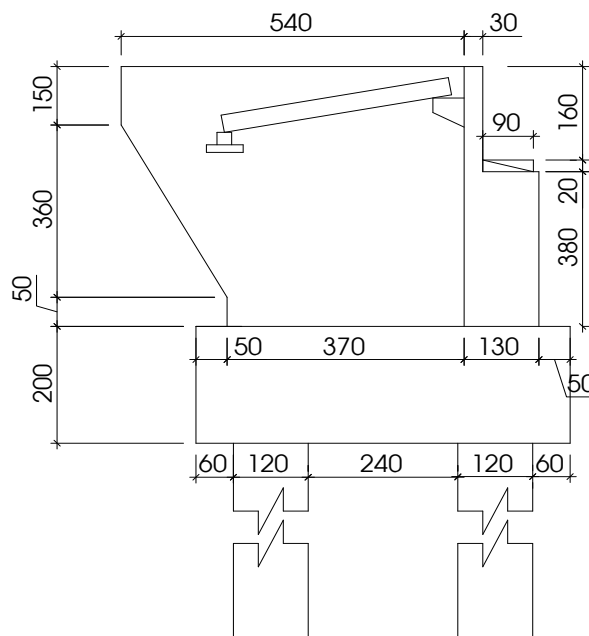
$$V_{hl} = 2 \times 3 \times 8.12 = 48.72 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Tổng thể tích phân nhịp liên tục: $V_{lt} = 1639.812 + 113.68 + 48.72 = 1802.212 \text{ (m}^3\text{)}.$

Khối lượng phân cầu liên tục : $G_{lt} = \frac{1802.212 \times 2.5}{48 + 80 + 48} = 25.07 \text{ (T/m)}.$

3. Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu

a. Móng móng M_1 :



Chiều dày tường cánh : $d = 0.5 \text{ m}$, diện tích tường cánh (hai cánh):

$$2F_{tc} = 2.(3.0 \times 4.4 + 5.4 \times 1.5 + 2.4 \times 4.4 \times 1/2) = 53.16 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Thể tích tường cánh:

$$V_{tc} = 2 F_{tc} \times 0.5 = 53.16 \times 0.5 = 26.58 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích thân móng:

$$V_{th} = 10 \times 1.5 \times 4.20 + 0.3 \times 1.7 \times 10 = 68.10 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ móng:

$$V_b = 2.0 \times 11.0 \times 6.0 = 132 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 = 0.20 \text{ (m}^3\text{)}.$$

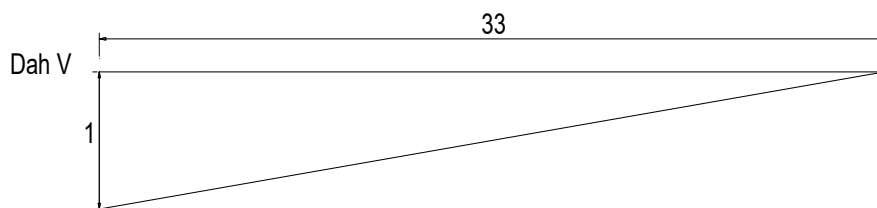
=> Khối lượng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = (V_{tc} + V_{th} + V_b + V_{dt}) = (26.58 + 68.10 + 132 + 0.20) = 226.88 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$G_{mố} = 226.88 \times 2.4 = 544.512 \text{ (T)}.$$

- **Xác định tải trọng tác dụng lên mố:**

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



- **Tĩnh tải:**

+ Phản lực do kết cấu nhịp+do tải trọng bản thân

$$DC = P_{mố} + (6 \times g_{dầm} + g_{bmc} + g_{lan\ can} + g_{dn} + g_{gờ\ chân}) \times \omega$$

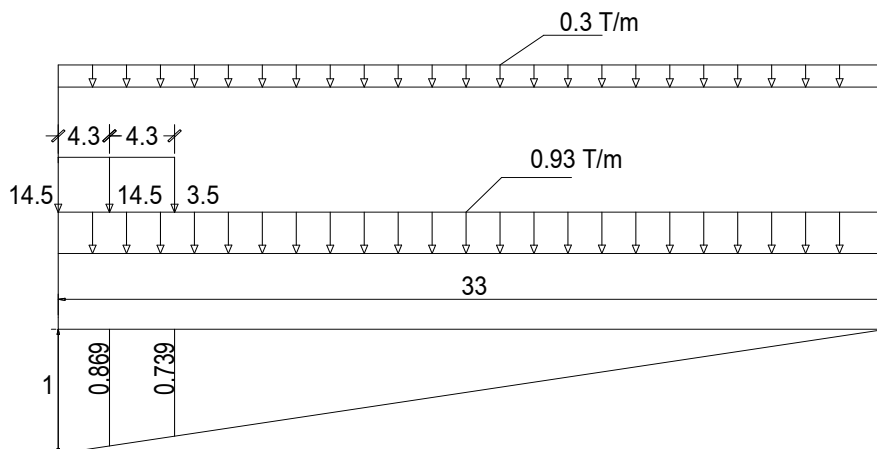
$$= 544.512 + (6 \times 1.831 + 0.65 + 1.14 + 0.302 + 0.595) \times 0.5 \times 33 = 770.11 \text{ T}$$

+ Phản lực do lớp phủ và lan can.

$$DW = g_{lớp\ phủ} \times \omega = 3.675 \times 0.5 \times 33 = 60.638 \text{ T}$$

- **Hoạt tải:**

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn .



$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng-ời} \times \omega$$

Trong đó :

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

IM:lực xung kích của xe, khi tính mô trư 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_{lan} , $P_{ng-ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng- ời.

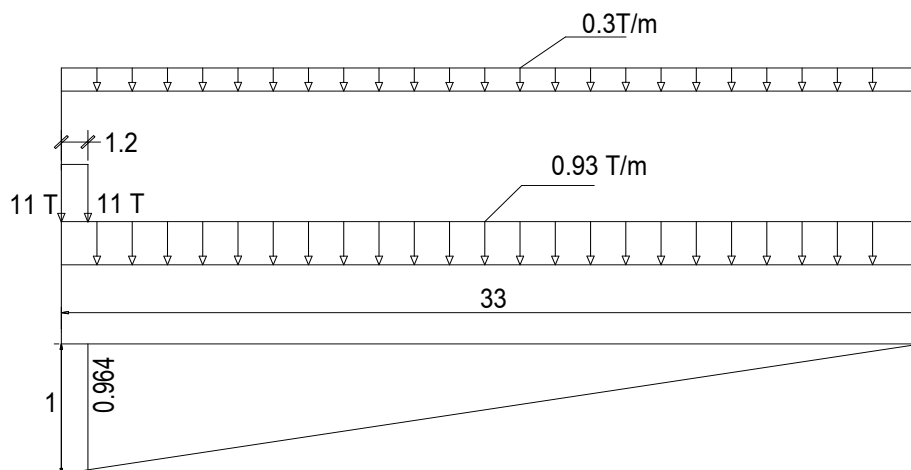
$W_{lan}=0.93 \text{ T/m}$, $P_{ng-ời}=0.45 \text{ T/m}$

$$LL_{xetải} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.869 + 3.5 \times 0.739) + 2 \times 1.25 \times 0.93 \times 16.5 = 112.58$$

(T)

$$PL = 2 \times 0.3 \times 16.5 = 9.9 \text{ T}$$

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn .



$$LL_{xe \text{ tải 2 trục+làn}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.964) + 2 \times 1.25 \times 0.93 \times 16.5 = 92.373 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 16.5 = 9.9 \text{ T}$$

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	Nguyên nhân	Trạng thái
-----	-------------	------------

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

- 26 -

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH- Lớp CĐ1001

lực					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)	770.11	60.638	112.58	9.9	1267.93

Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền

Vì các cọc ở mỏ được khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều 10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_p = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 54.2$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1200$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hố đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hố đá. $D_s = 1300$ mm.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 54.2 \times 0.312 \times 1.31 = 66.46 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_p \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3, lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 66.46 \times 3.14 \times \frac{(1200)^2}{4} = 37563.192(\text{KN}).=3756.3192 \text{ T}$$

Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m .

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/ cm}^2$.

Cốt chịu lực 18 $\Phi 25$ AIII có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/ cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT theo phương đứng nên $m_1 = 0.85$

m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công, $m_2 = 0.7$

F_b : diện tích tiết diện cọc bê tông.

R_n : cường độ chịu nén của bê tông cọc.

R_a : cường độ của thép chịu lực.

F_a : diện tích cốt thép chịu lực.

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_v &= 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(120)^2}{4} + 36 \times 132.54) \\ &= 10902.25 (\text{KN}). \end{aligned}$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là:

$$[N] = \min (P_v; Q_r) = 10902.25=1090.225 \text{ (T)}.$$

Xác định số lượng cọc trong móng:

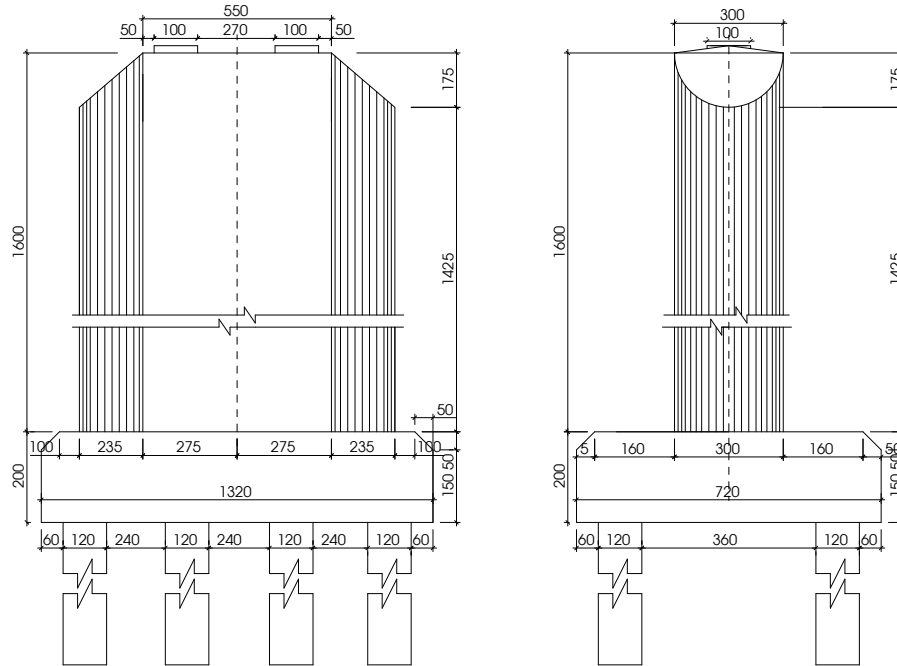
Công thức tính toán:

$$n = 2.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 2.5 \times \frac{1267.93}{1090.25} = 2.9 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 6 cọc (2.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

b. Móng trụ T_3 :

- Khối l- ợng bản thân trụ T_3 :



- Thể tích thân trụ :

$$V_{th} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1^2}{4} \times 14.25 + 0.175 \times 1/2 + 3 \times 16.00 \times 5.0 = 251.25 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ} = 2 \times 10 \times 7.5 + 1/2 \times 10 \times 7.5 = 159.375 \text{ (m}^3\text{)}.$

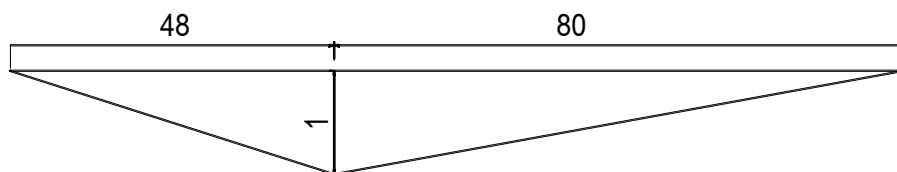
- Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.2 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Tổng thể tích trụ: $V_{trụ} = 251.25 + 159.375 + 0.2 = 410.825 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Khối lượng trụ: $G_{trụ} = 410.825 \times 2.4 = 985.98 \text{ (T)}.$

- Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:

- Đ- ờng ảnh h- ởng tải trọng tác dụng lên trụ gần đúng có dạng tam giác:



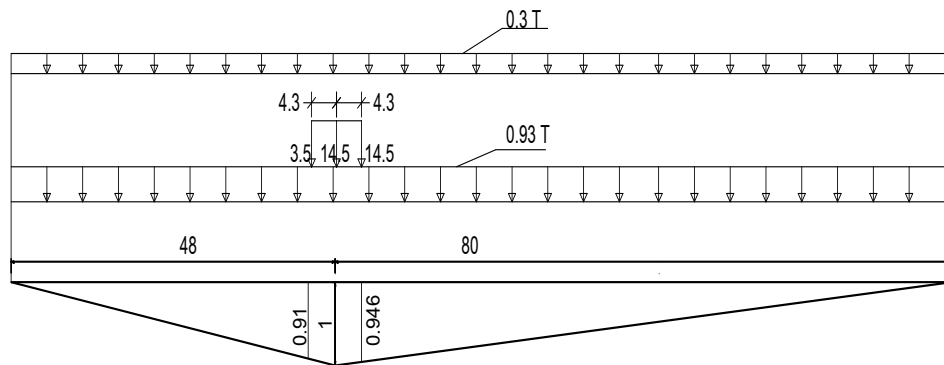
- Tính tải:

$$DC = P_{tru} + (g_{dam} + g_{lan can} + g_{gờ chắn}) \times \omega$$

$$= 985.98 + (25.07 + 1.14 + 0.669) \times 0.5 \times 128 = 2706.236 \text{ T}$$

$$DW = g_{lốpphủ} \times \omega = 3.85 \times 0.5 \times 128 = 246.4 \text{ T}$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố nh- sau
 - + Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)
 - + Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)
 - + 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng làn (A_3)
- Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+ng- ời đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng- ời} \times \omega$$

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- ởng

ω : diện tích đ- ờng ảnh h- ởng.

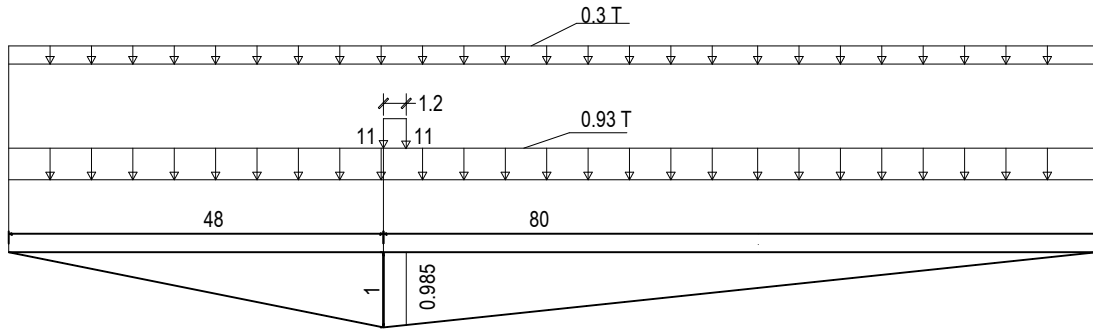
$W_{lan}, P_{ng- ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng- ời

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

$$LL_{xet\grave{a}i} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.946 + 3.5 \times 0.91) + 2 \times 1 \times 0.93 \times \frac{1}{2} \times 128 = 197.545 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times (128/2) = 38.4 \text{ T}$$

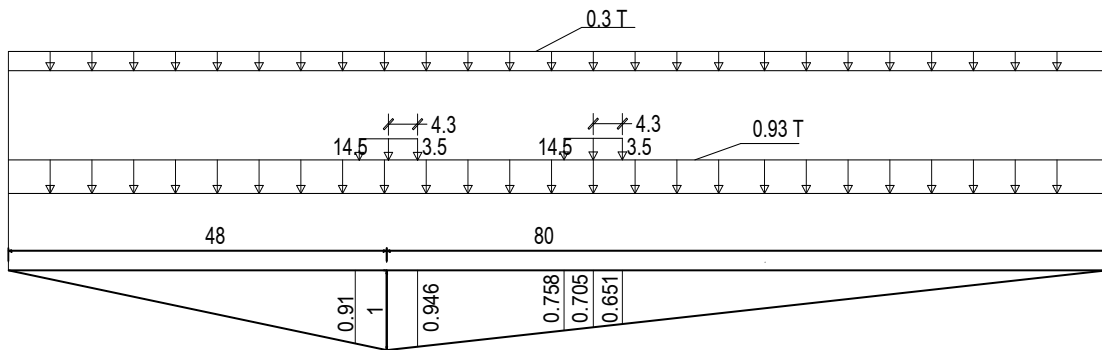
- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL_{\text{xe tải 2 trục+làn}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.985) + 2 \times 1 \times 0.93 \times \frac{128}{2} = 173.627 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times (128/2) = 38.4 \text{ T}$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_3



$$LL = 0.9x$$

$$x \left[2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.91 + 3.5 \times 0.946 + 14.5 \times 0.758 + 14.5 \times 0.705 + 3.5 \times 0.651) + 2 \times 1 \times 0.93 \times \frac{128}{2} \right]$$

$$= 156.18 \text{ (T)}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times (128/2) = 38.4 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

Vậy toàn bộ hoạt tải và tĩnh tải tính toán tác dụng lên bộ trụ 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)	2706.236	246.4	197.545	38.4	4165.29

- *Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:*

Vì các cọc ở mỏ được khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều 10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_p = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 54.2$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1200$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hố đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hố đá. $D_s = 1300$ mm.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 54.2 \times 0.312 \times 1.31 = 66.46 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_p \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3, lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 66.46 \times 3.14 \times \frac{(1200)^2}{4} = 37563.192(\text{KN}).=3756.3192 \text{ T}$$

Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m .

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/ cm}^2$.

Cốt chịu lực 18 $\Phi 25$ AIII có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/ cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT theo phương đứng nên $m_1 = 0.85$

m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công, $m_2 = 0.7$

F_b : diện tích tiết diện cọc bê tông.

R_n : cường độ chịu nén của bê tông cọc.

R_a : cường độ của thép chịu lực.

F_a : diện tích cốt thép chịu lực.

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_v &= 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(120)^2}{4} + 36 \times 132.54) \\ &= 10902.25 \text{ (KN)}. \end{aligned}$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là:

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 10902.25 = 1090.225 \text{ (T)}.$$

Xác định số lượng cọc trong móng:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{4165.29}{1090.25} = 5.7 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 8 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

III. Lập tổng mức đầu tư

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
----	----------	--------	------------	----------------	-------------------

	Tổng mức đầu t-	đ	(A+B+C+D)		85,522,610,297
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AI		72,476,788,388
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		63,023,294,250
I	Kết cấu phần trên	đ			44,543,655,000
1	Bê tông đầm LT 3 nhịp	m ³		15,000,000	35,507,160,000
2	Bê tông đầm dẫn	m ³		15,000,000	7,203,000,000
3	Bê tông áp phan mặt cầu	m ³	182.875	2,200,000	402,325,000
4	Bê tông lan can	m ³	238.735	2,000,000	477,470,000
5	Gối đầm giản đơn	Cái	30	5,000,000	150,000,000
6	Gối đầm liên tục	Cái	8	5,000,000	40,000,000
7	Khe co giãn	khe	48	3,000,000	144,000,000
8	Lớp phòng n- ớc	m ²	3657.5	120,000	438,900,000
9	ống thoát n- ớc	ống	32	150,000	4,800,000
10	Đèn chiếu sáng	Cột	14	14,000,000	196,000,000
II	Kết cấu phần d- ới	đ			18,335,255,250
1	Bê tông mố	m ³		2,000,000	907,092,000
2	Bê tông trụ	m ³		2,000,000	3,714,348,000
3	Cốt thép mố	T	33.072	15,000,000	496,080,000
4	Cốt thép trụ	T	170.441	15,000,000	2,556,615,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	1902	5,000,000	9,510,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	1,151,120,250
III	Đờng hai đầu cầu				
1	Đắp đất	m ³	1482	62,000	91,884,000
2	Móng + mặt đ- ờng	m ²	350	150,000	52,500,000
AI	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,453,494,138
B	Chi phí khác	%	10	A	7,247,678,839
C	Tr- ợt giá	%	3	A	2,174,303,652
D	Dự phòng	%	5	A+B	3,623,839,419
Đơn giá trên 1m2 cầu		đ	Tổng mức đầu t/L		24,220,507

Ch- ơng II:

PAII -THIẾT KẾ SƠ BỘ CẦU DÀN THÉP+ DẦM DẪN BTCT

A.CÁC SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT THỦY VĂN

I. Thủy văn:

+ Mức n- ớc cao nhất MNCN = +13.7m

+ Mức n- ớc thông thuyền MNTT = + 4m

- + Mức n- ớc thấp nhất MNTN = + 1 m
+ Khẩu độ thoát n- ớc $\Sigma L_0 = 230$ m
+ L- u l- ợng Q

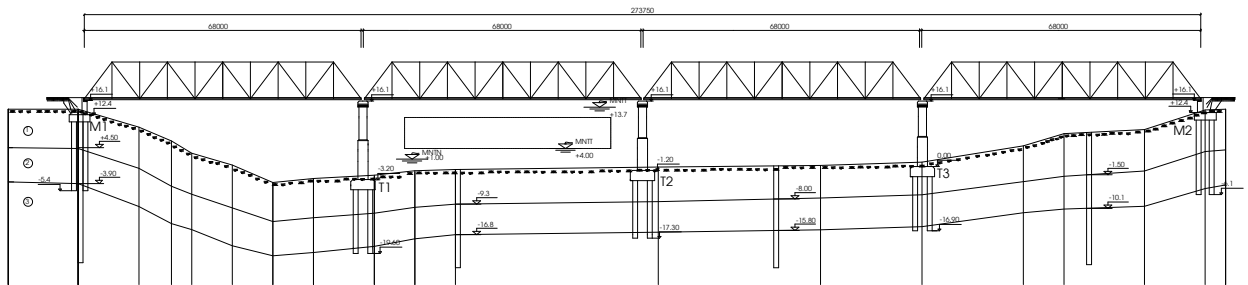
II. Điều kiện địa chất :

Theo số liệu thiết kế có 4 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1 Km 0	Hố khoan 2 Km 0+80	Hố khoan 3 Km 0+160	Hố khoan 4 Km 0+250
Lớp 1: Cát cuội sỏi	9.5	8.5	8.0	10
Lớp 2: Sét dẻo cứng	8.4	7.5	7.8	8.6
Lớp 3: Đá vôi ít nứt nẻ	-	-	-	-

B.Sơ đồ cầu và cách chọn:

Sơ đồ kết cấu: 4x68 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi dầm 2 mố là 275m



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

$$\text{biên song song: } h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhịp} = (8 \div 11.4)m$$

$$\text{và } h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$$

+ Chiều cao tĩnh không trong cầu : $H = 4.5$ m

+ Chiều cao dầm ngang: $h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12} \right) B = (1.28 \div 0.75)m \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 1.2$ m

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

+ Chiều cao cổng cầu: $h_{cc} = (0.15 \div 0.3)B = 1.35 - 2.70m$. Chọn $h_{cc} = 1.7m$

Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 4.5 + 1.2 + 0.2 + 1.7 = 7.6$ m

Với nhịp 68 m ta chia thành 10 khoang giàn, chiều dài mỗi khoang $d = 6.8m$

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

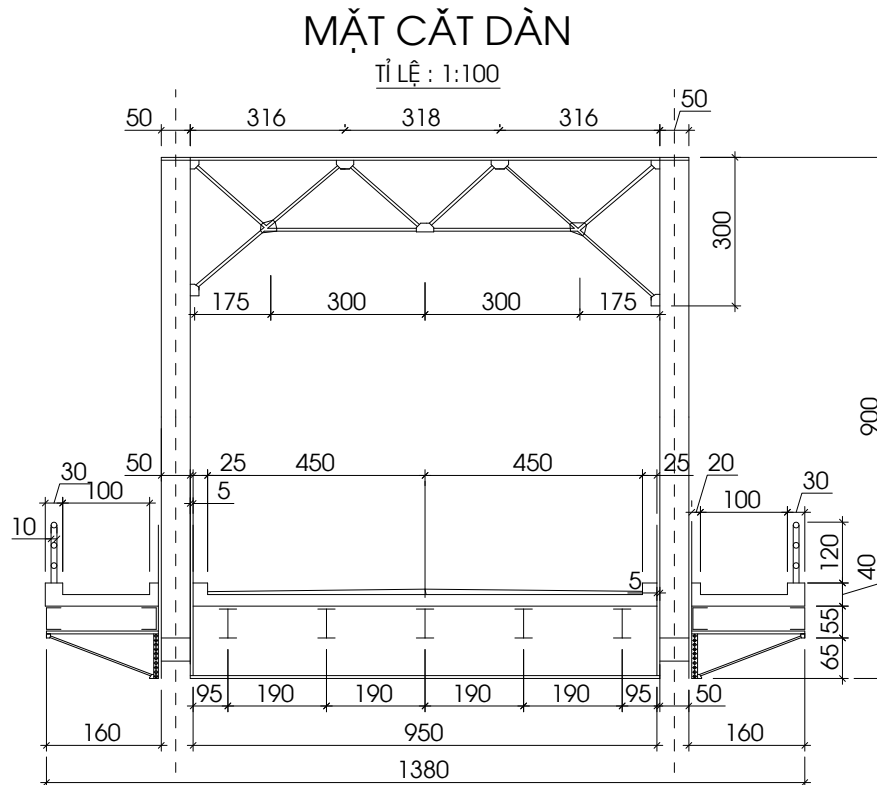
$\alpha = 45^\circ - 60^\circ$, hợp lý nhất $\alpha = 50^\circ - 55^\circ$. Chọn $h = 10 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 54^\circ$ hợp lý.

Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

- Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1.9m. Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

$$h_{dng} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = 0.8 - 0.53 \text{ m} \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 0.65 \text{ m}$$

- 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.



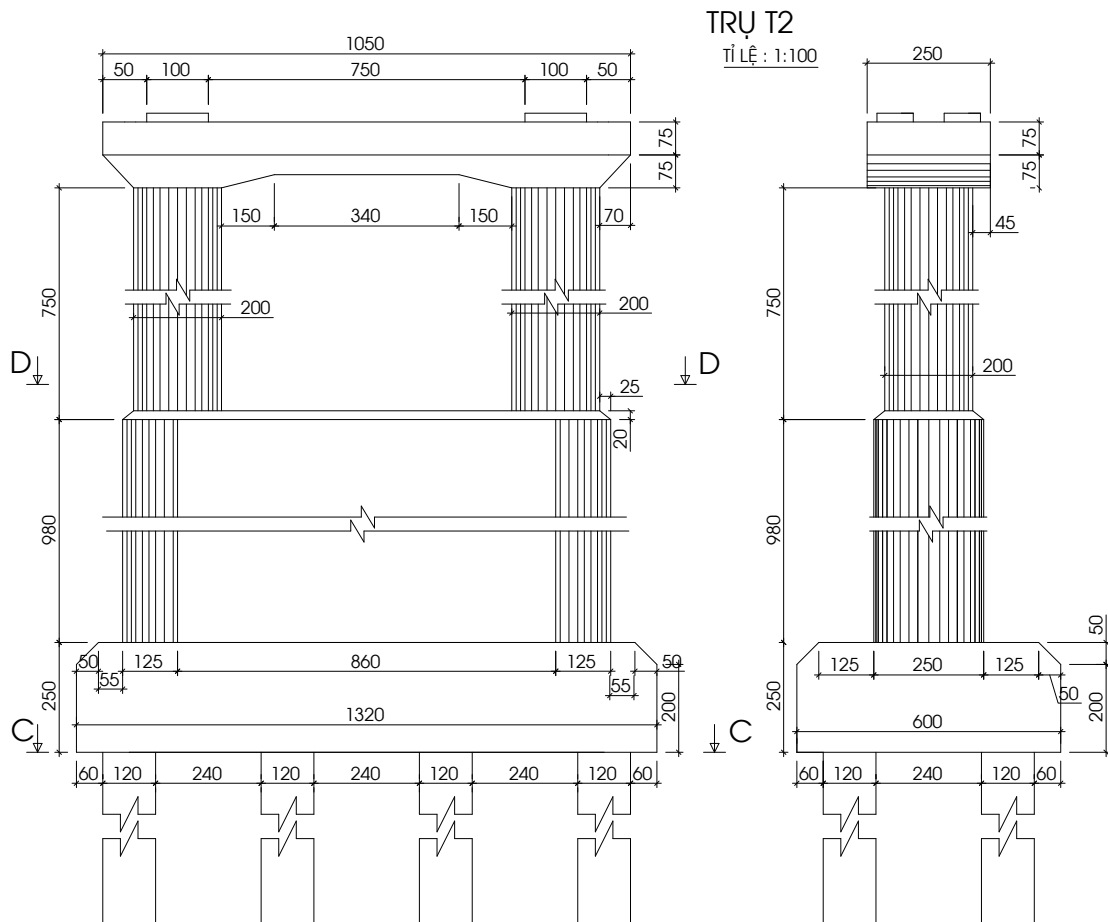
Hình 5: Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

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 - 12 cm

Cấu tạo trụ:

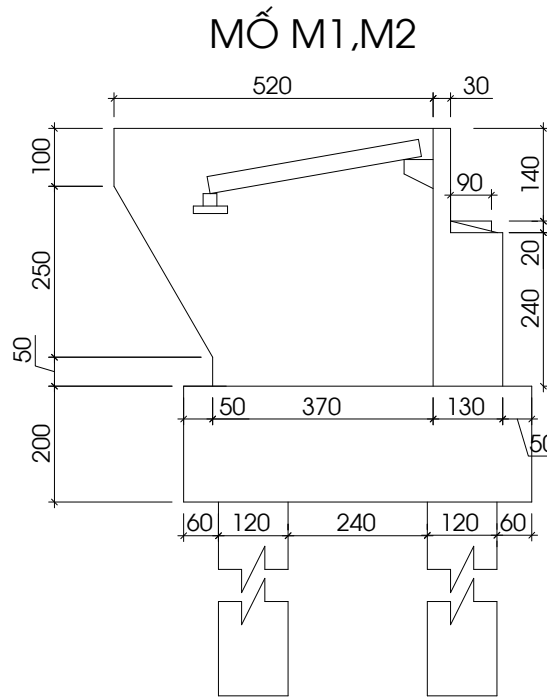
- Phần trên thân trụ gồm 2 cột trụ tròn đường kính 200cm cách nhau theo phương ngang cầu là 640 m
- Phần dưới là trụ đặc chiều dày 2.5 m, với bán kính 1.25 m ở hai bên trụ.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 13.9m theo phương ngang cầu, 6.0m theo phương dọc cầu và đặt dưới lớp đất phủ (dự đoán là đường xối chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào đá vôi ít nứt nẻ dự kiến chiều dài cọc là 14.4m.



Hình 6 : Cấu tạo trụ cầu phương án cầu dầm thép

Cấu tạo móng:

- Dạng móng có tầng cánh ng-ọc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0 m, dài 11.0 m đặt dưới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, dự kiến chiều dài cọc là 17.7m



Hình 7: Cấu tạo mố cầu dầm thép

C. Phương án thi công cầu giàn thép:

1. Thi công mố cầu.

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim mố.

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng mố.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dụng cụ khoan .
- 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 thép, đổ bê tông cọc.
- Thi công t- ờng tự cho các cọc tiếp theo.

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

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

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

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

B- ớc 5 : Hoàn thiện móng.

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

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 cầu.
- Hạ ống vách bằng búa rung thi công cọc khoan nhồi, dựng giàn khoan.

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.

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài.
- Sờ và 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 bệ 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 thân trụ.

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông thân trụ.

B- ớc 6: Hoàn thiện trụ.

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn.
- Giải phóng lòng sông.

3. Thi công kết cấu nhịp

B- ớc 1 : Giai đoạn chuẩn bị

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

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

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

B- ớc 3 : 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 thải lòng sông

D. Tính toán sơ bộ khối l- ượng công tác và lập tổng mức đầu t- .

1 .Sơ bộ khối l- ượng công tác.

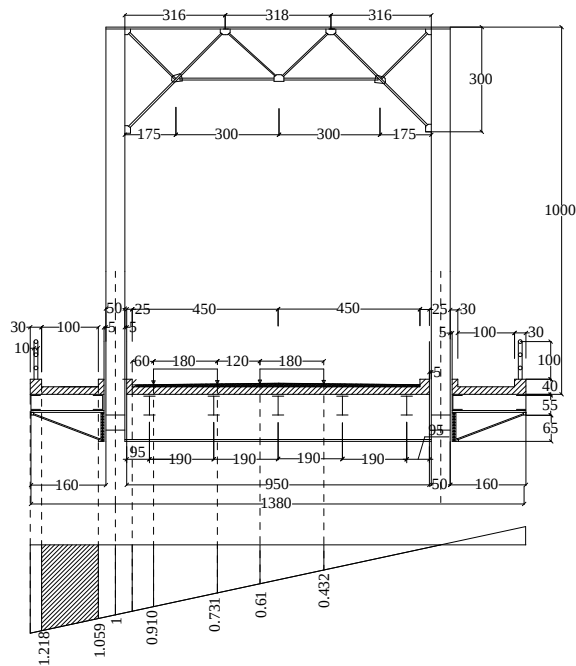
1.1 Hoạt tải HL93 và ng- ời.

Tải trọng t- ơng đ- ơng của tất cả các loại hoạt tải bao gồm ô tô HL93 và ng- ời đ- ợc tính theo công thức:

Trong đó:

- IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%
- m: hệ số làn xe; vì có 2 làn nên m=1
- mg_{tr} : hệ số phân phối ngang của xe tải
- mg_{lan} : hệ số phân phối ngang của làn
- mg_{ng} : hệ số phân phối ngang của ng-òì đi bộ
- q_{HL93} : tải trọng t-òng đ-òng của ô tô
- q_{lan} : tải trọng t-òng đ-òng của làn
- q_{ng} : tải trọng t-òng đ-òng của ng-òì.

• **Tính hệ số phân phối ngang theo phương pháp đòn bẩy:**



+ Tính hệ số phân phối ngang của xe tải:

$$mg_{lr} = 0.5 \times \sum y_i = 0.5 \times (0.91 + 0.731 + 0.61 + 0.432) = 1.34$$

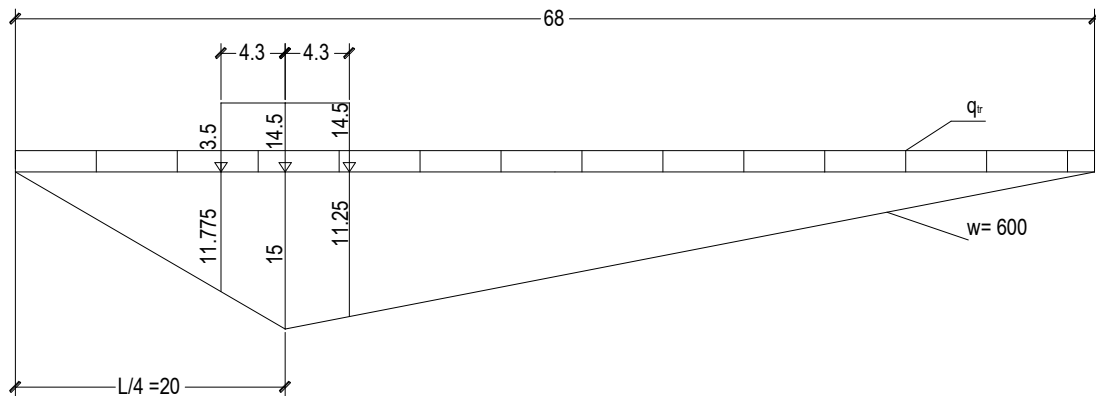
+ Tính hệ số phân phối ngang của tải trọng làn:

$$m_{g_{\text{lan}}} = m_{g_{\text{tr}}} = 1.34$$

+ Tính hệ số phân phối ngang của tải trong ng-ời:

$$m_{g_{ng}} = [(y'_2 + y'_1)/2] \times 1.0 = [(1.218 + 1.059)/2] \times 1.0 = 1.138$$

- Tính tải trọng tương đương của xe tải: q_{tr}



Ta có: $q_{tr} \times \omega = 14.5 y_1 + y_2 + 3.5 y_3$

Vậy
$$q_{tr} = \frac{14.5 y_1 + y_2 + 3.5 y_3}{\omega} = \frac{14.5 \cdot 15 + 11.25 + 3.5 \times 11.775}{600} = 0.70$$

Thay vào công thức k_0 ta có:

$$k_0 = 1 \left(1 + \frac{25}{100} \right) 0.7 \times 1.34 + 1 \times 1.34 \times 0.93 + 1.2 \times 1.138 \times 0.3 = 2.72 \text{ T/m}$$

1.2 Tính tải g_1 và g_2

- Vật liệu: Thép hợp kim thấp 10Г2СД (bề dày d- ới 32mm).
- Cường độ tính toán khi chịu lực dọc $R_0 = 2700 \text{ Kg/cm}^2$.
- Cường độ tính toán khi chịu uốn $R_u = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.
- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:
 - + Bê tông alpha: 5cm;
 - + Lớp bảo vệ: 4cm;
 - + Lớp phòng nước: 1cm;
 - + Đệm xi măng: 1cm;
 - + Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 - 12 cm

Trên 1m^2 của kết cấu mặt đường và phân bố hành lấy sơ bộ như sau: $g = 0.35 \text{ T/m}^2$

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

- Trọng lượng bản BTCT mặt cầu: $g_{mc} = 2.5 \times (0.2 \times 8.0 + 0.2 \times 3) = 5.5 \text{ T/m}$.

Trong đó thể tích của 1m dọc cầu của bản có thể tích là: $V_{bmc} = 2.2 \text{ m}^3/\text{m}$

- Trọng lượng của gờ chắn: $g_{cx} = 2 \times (0.25 + 0.3 + 0.20) \times 0.25 \times 2.5 = 0.94 \text{ T/m}$.

Trong đó thể tích của gờ chắn bánh là: $V_{gc} = 2 \times (0.25 + 0.3 + 0.20) \times 0.25 = 0.376 \text{ m}^3/\text{m}$

- Trọng l- ợng hệ dầm mặt cầu trên $1m^2$ mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là $0.1 T/m^2 \Rightarrow g_{dmc} = 0.1 \times 9.5 = 0.95 T/m$.
- Trọng l- ợng của lan can lấy sơ bộ : $g_{lc} = 0.11 T/m$.
- Trọng l- ợng của giàn xác định theo công thức N.K.Ktoreletski

$$g_d = \frac{n_h \times a \times k_0 + n_1 g_{mc} + n_2 g_{dmc} \bar{b}}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \times 1 + \alpha \bar{b} \times l} \times l$$

Trong đó:

- + l: nhịp tính toán của giàn lấy bằng 68 m.
- + n_h, n_1, n_2 : 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 $\gamma = 7.85 T/m^3$.
- + R: c- ờng độ tính toán của thép, $R = 19000 T/m^2$
- + a, b: đặc tr- ng trọng l- ợng tùy theo các loại kết cấu nhịp khác nhau.

Với nhịp giàn giản đơn $l = 68 m$ thì lấy : $a = b = 3.5$

- + α : hệ số xét đến trọng l- ợng của hệ liên kết giữa các dầm chủ; $\alpha = 0.12$
- + k_0 : tải trọng t- ợng đ- ợng của tất cả các loại hoạt tải (ô tô HL93 và ng- ời).

$$k_0 = 2.72 T/m$$

Vậy ta có trọng l- ợng của giàn là:

$$g_d = \frac{1.75 \times 3.5 \times 2.72 + 3.5 [1.25 \times 5.5 + 0.94 + 0.95 + 0.11 + 1.5 \times 4.2]}{\left\{ \frac{19000}{7.85} - 1.25 \times 1 + 0.12 \times 3.5 \times 68 \right\}} \times 68 = 2.71 T/m$$

- Trọng l- ợng của hệ liên kết là:

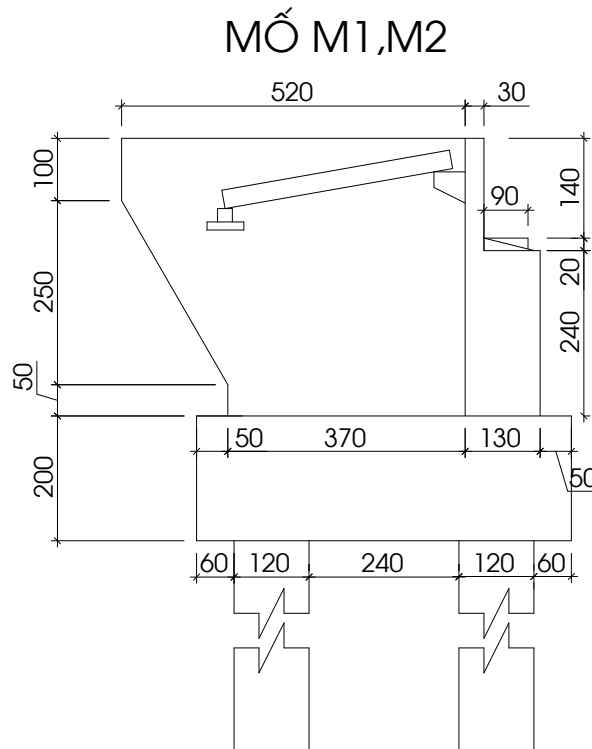
$$g_{lk} = 0.1 \times g_d = 0.1 \times 2.71 = 0.271 T/m$$

- Trọng l- ợng của 1 giàn chính là:

$$G_d = g_d + g_{lk} = 2.71 + 0.271 = 2.983 T/m$$

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

2.1 Móng mố M_1



- Thể tích tường cánh:

Chiều dày tường cánh : $d = 0,5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2.(3.0 \times 2.5 + 5.2 \times 1.5 + 1/2 \times 2.2 \times 2.5) \times 0.5 = 18.05 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = 10.0 \times 1.5 \times 2.3 + 0.3 \times 1.7 \times 10 = 39.6 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.0 \times 11.0 \times 6.0 = 132 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 = 0.2 \text{ (m}^3\text{)}.$$

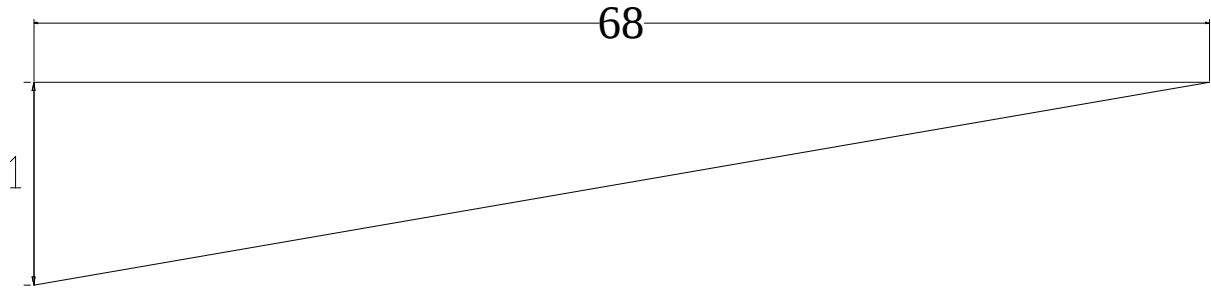
=> Khối lượng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = V_{tc} + V_{th} + V_b + V_{dt} = 18.05 + 39.6 + 132 + 0.2 = 189.85 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$G_{mố} = 189.85 \times 2.4 = 455.64 \text{ (T)}.$$

2.1.2 Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

- Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên mố:



- Tĩnh tải:

$$DC = P_{m\acute{o}} + (G_d + g_{lc} + g_{dmc} + g_{gc}) \times \omega$$

$$= 455.64 + (9.125 + 5.5 + 0.11 + 1.89) \times 1/2 \times 1 \times 68 = 1120.64 \text{ (T)}.$$

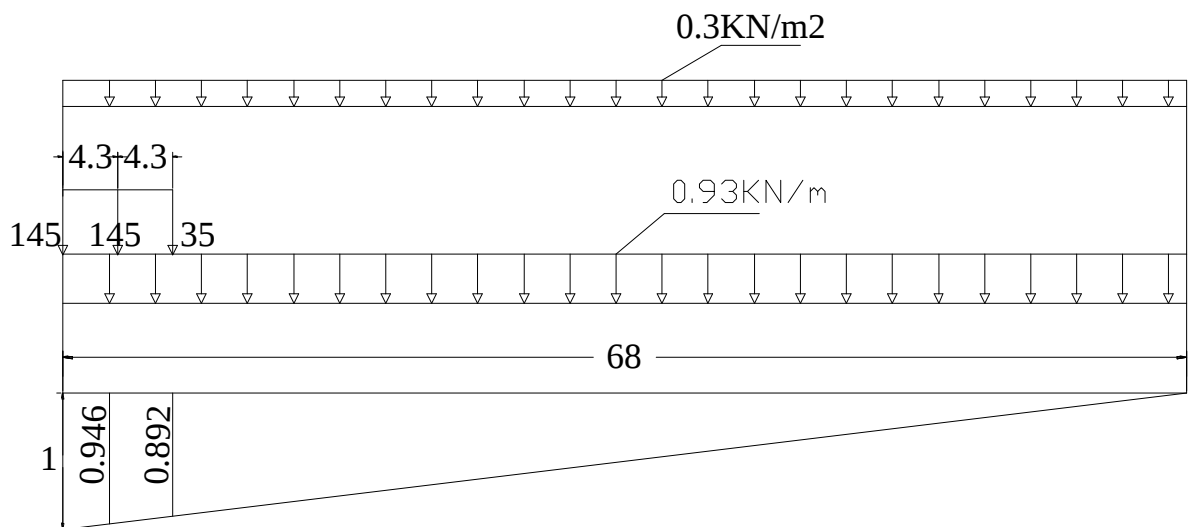
$$DW = g_{lp} \times \omega = 4.2 \times 1/2 \times 1 \times 68 = 168 \text{ (T)}.$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mô như sau:

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe $n = 2$

m : hệ số làn xe $m = 1$

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

P_i : tải trọng trục xe, y_i : tung độ đường ảnh hưởng.

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

$W_{\text{làn}}, P_{\text{ng}}$: tải trọng làn và tải trọng người.

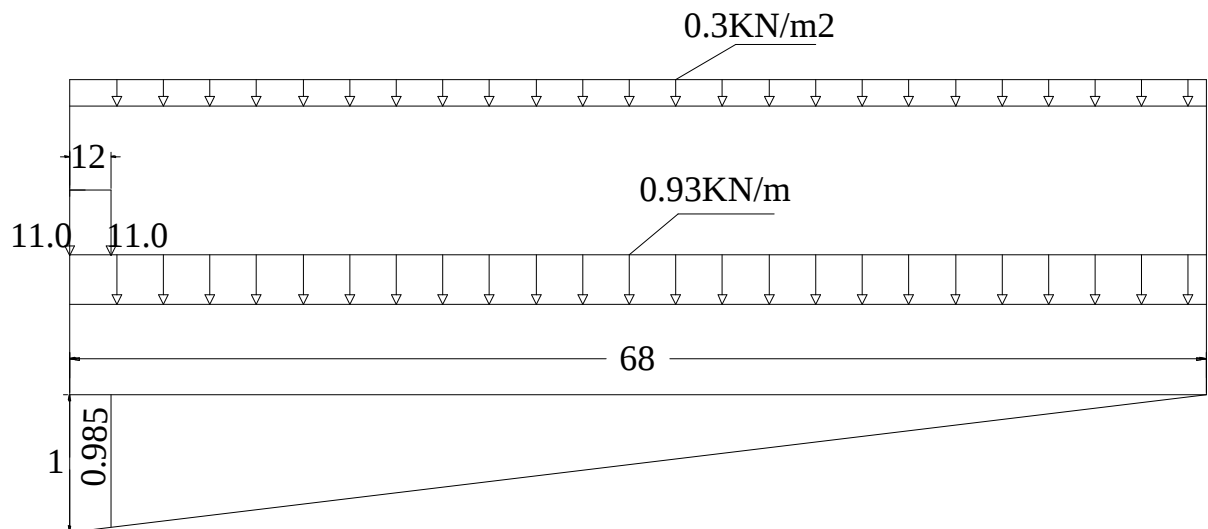
$W_{\text{làn}}=0.93 \text{ T/m}, P_{\text{ng}}=0.3 \text{ T/m}$.

$$LL^{\text{Tr}} = 2 \times 1 \times 1 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.946 + 3.5 \times 0.892) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 1 / 2 \times 1 \times 68$$

$$LL^{\text{Tr}} = 137.07 \text{ (T)}.$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 1/2 \times 1 \times 68 = 24 \text{ (T)}.$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{\text{Tad}} = 2 \times 1 \times 1 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.985) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 1 / 2 \times 1 \times 68 = 118.07 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 1/2 \times 1 \times 68 = 24 \text{ (T)}$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế là:

$$LL = \max (LL^{\text{tr}}; LL^{\text{Tad}}) = 137.07 \text{ (T)}$$

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	Cường độ I
P(kN)	1120.64	168	137.07	24	1934.67

- **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền:**

Vì các cọc ở móng được khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều 10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_P = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 54.2$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1200$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hồ đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hồ đá. $D_s = 1300$ mm.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 54.2 \times 0.312 \times 1.31 = 66.46 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_p \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3, lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 66.46 \times 3.14 \times \frac{(1200)^2}{4} = 37563.192 \text{ (KN)} = 3756.3192 \text{ T}$$

Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

- 47 -

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH– Lớp CĐ1001

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m .

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/cm}^2$.

Cốt chịu lực 18 $\Phi 25$ AIII có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT theo phương đứng nên $m_1 = 0.85$

m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công, $m_2 = 0.7$

F_b : diện tích tiết diện cọc bê tông.

R_n : cường độ chịu nén của bê tông cọc.

R_a : cường độ của thép chịu lực.

F_a : diện tích cốt thép chịu lực.

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_v &= 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(120)^2}{4} + 36 \times 132.54) \\ &= 10902.25 \text{ (KN)}. \end{aligned}$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là:

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 10902.25 = 1090.225 \text{ (T)}.$$

Xác định số l- ợng cọc trong mố:

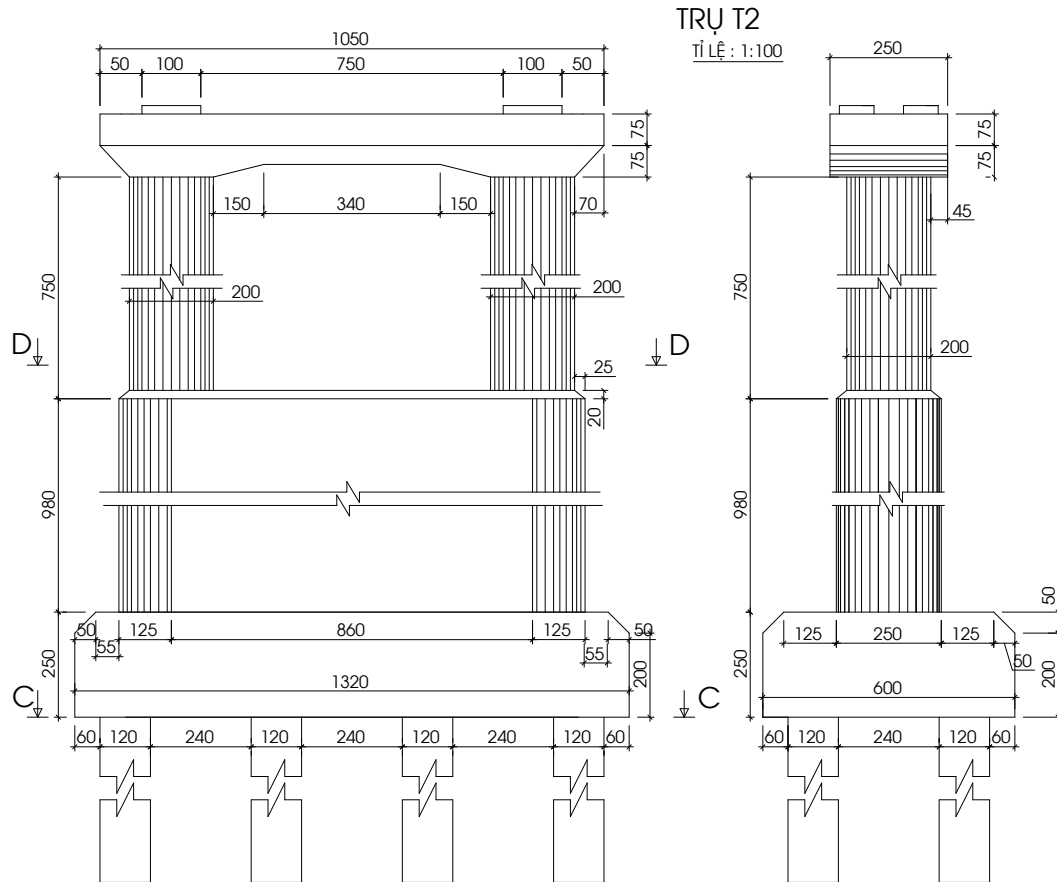
Công thức tính toán:

$$n = 2.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 2.5 \times \frac{1934.67}{1090.225} = 4.43 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 6 cọc (2.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

2.2. Móng trụ cầu:

- Khối l- ợng trụ cầu:



- Thể tích đỉnh trụ: $V_d = 12 \times 0.75 \times 2.5 + 0.6 \times 10 \times 2.5 = 37.5 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích thân trụ trên: $V_{tht} = 2 \times 3.14 \times \frac{2.0^2}{4} \times 7.5 = 47.1 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích thân trụ dưới:

$$V_{thd} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.25^2}{4} \times 9.20 + 8.4 \times 2.5 \times 9.20 = 204.48 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích phần vút :

$$V_{vút} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.25^2}{4} \times 0.2 + 8.4 \times 2.5 \times 0.2 = 4.44 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ} = 2.5 \times 13.9 \times 6 = 208.5 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 0.2 \times 0.6 \times 1 = 0.12 \text{ (m}^3\text{)}.$

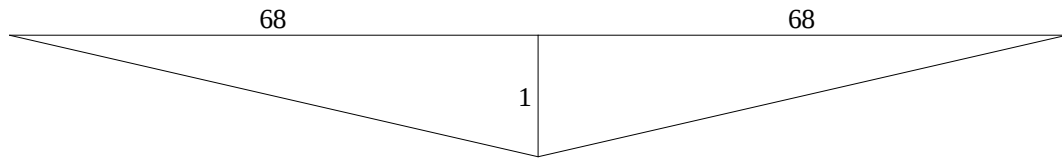
- Tổng thể tích trụ:

$$V_{trụ} = 37.5 + 47.1 + 204.8 + 4.44 + 208.5 + 0.12 = 502.46 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Khối lượng trụ: $G_{\text{trụ}} = 502.46 \times 24 = 12059.04 \text{ (kN)} = 1205.904 \text{ T}$

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

- Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên trụ:



- Tính tải:

$$DC = P_{\text{mổ}} + (G_d + g_{lc} + g_{dmc} + g_{gc}) \times \omega$$

$$= 1205.904 + (9.125 + 5.5 + 0.11 + 1.89) \times 1/2 \times 1 \times 136 = 1371.839 \text{ (T)}.$$

$$DW = g_{lp} \times \omega = 2 \times 4.28 \times 1/2 \times 1 \times 136 = 684.8 \text{ (T)}$$

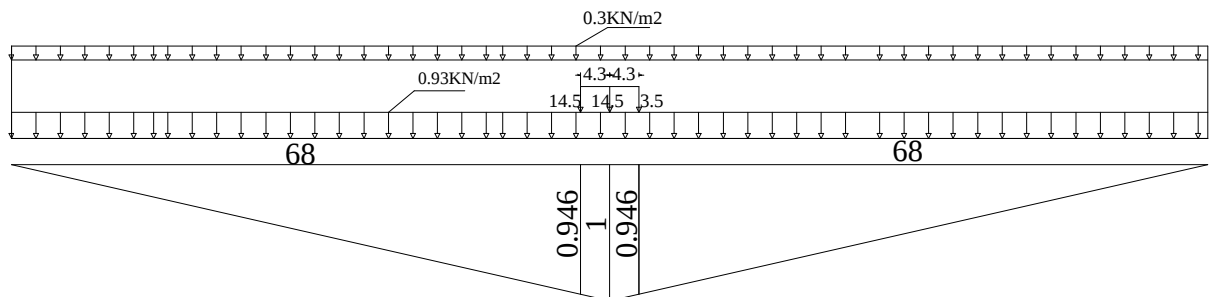
- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mô như sau

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)

+ 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng làn (A_3)

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{\text{người}} \times \omega$$

Trong đó: n : số làn xe $n = 2$

m : hệ số làn xe $m = 1$

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

P_i : tải trọng trục xe, y_i : tung độ đường ảnh hưởng.

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

W_{lan} , $P_{\text{người}}$: tải trọng làn và tải trọng người.

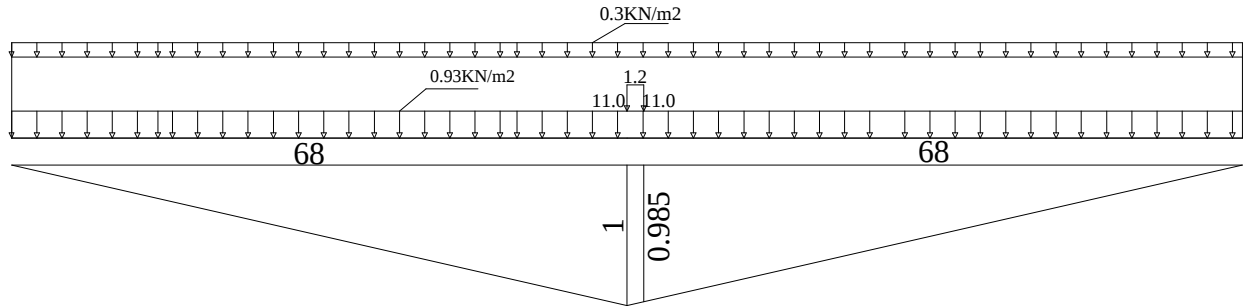
$$W_{\text{lân}} = 0.93 \text{ kN/m}, P_{\text{người}} = 0.30 \text{ kN/m}$$

$$LL^{\text{Tr}} = 2 \times 1 \times 1 \times (14.5 \times 1 + 14.5 \times 0.946 + 3.5 \times 0.946) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 1 / 2 \times 1 \times 136$$

$$LL^{\text{Tr}} = 211.856 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 136 = 48 \text{ (KN)}.$$

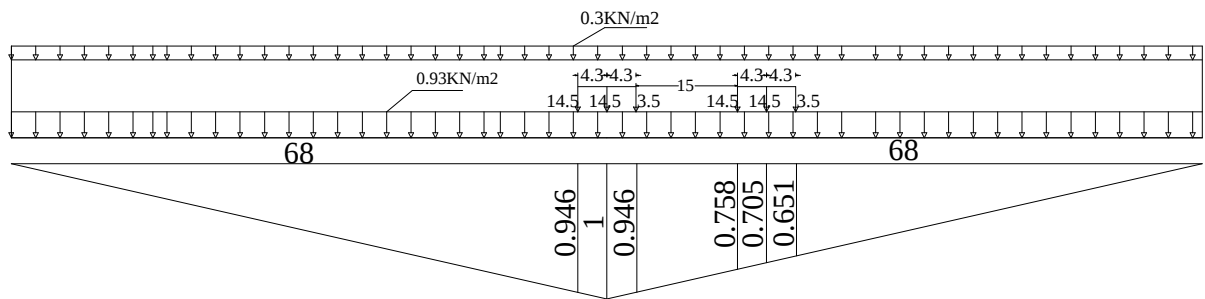
- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{\text{Tad}} = 2 \times 1 \times 1 \times (11.0 \times 1 + 11.0 \times 0.985) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 1 / 2 \times 1 \times 136 = 192.47 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 136 = 48 \text{ (KN)}.$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_3



$$LL^{\text{Tr}}_{A3} = 2 \times 1 \times 1 \times [14.5 \times (1 + 0.946 + 0.758 + 0.705) + 3.5 \times (0.946 + 0.651)] + 2 \times 1 \times 0.93 \times 1 / 2 \times 1 \times 136$$

$$= 258.84 \text{ (KN)}.$$

$$LL_{A3} = 0.9 \times LL = 0.9 \times 258.84 = 232.956 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 136 = 48 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế

$$LL = \max (LL^{\text{Tr}}; LL^{\text{Tad}}; LL^{\text{Tr}}_{A3}) = 232.956 \text{ (T)}.$$

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

Nội lực	Nguyên nhân	Trạng thái giới hạn
------------	-------------	------------------------

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH– Lớp CĐ1001

	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)	1371.839	648.8	232.956	48	3179.67

• **Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:**

Vì các cọc ở móng được khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều 10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_p = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 54.2$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1200$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hố đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hố đá. $D_s = 1300$ mm.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 54.2 \times 0.312 \times 1.31 = 66.46 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_p \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3, lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 66.46 \times 3.14 \times \frac{(1200)^2}{4} = 37563.192(\text{KN}).=3756.3192 \text{ T}$$

Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m .

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/ cm}^2$.

Cốt chịu lực $18 \Phi 25 \text{ AIII}$ có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/ cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT theo phương đứng nên $m_1 = 0.85$

m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công, $m_2 = 0.7$

F_b : diện tích tiết diện cọc bê tông.

R_n : cường độ chịu nén của bê tông cọc.

R_a : cường độ của thép chịu lực.

F_a : diện tích cốt thép chịu lực.

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_v &= 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(120)^2}{4} + 36 \times 132.54) \\ &= 10902.25 (\text{KN}). \end{aligned}$$

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là:

$$[N] = \min (P_v; Q_r) = 10902.25=1090.225 (\text{T}).$$

Xác định số l- ợng cọc trong trụ:

Công thức tính toán:

$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{3179.67}{1090.225} = 5.8 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 8 cọc (2 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

III. Lập tổng mức đầu t-

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
	Tổng mức đầu t-	đ	(A+B+C+D)		86,234,098,696
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		73,079,744,658
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		63,547,604,050
I	Kết cấu phần trên				46,902,316,000
1	Năm nhịp dầm thép	T		30,000,000	42,828,750,000
2	Bê tông át phan mặt cầu	m ³		2,200,000	396,396,000
3	Bê tông gờ chắn, lan can	m ³		2,000,000	477,470,000
4	Thép làm lan can	T	34.1	23,000,000	784,300,000
5	Gối dầm thép	Cái	12	140,000,000	1,680,000,000
6	Khe co giãn	m	48	3,000,000	144,000,000
7	Lớp phòng n- ớc	m ²	3255	120,000	390,600,000
8	ống thoát nước	ống	32	150,000	4,800,000
9	Đèn chiếu sáng	Cột	14	14,000,000	196,000,000
II	Kết cấu phần d- ới				16,500,904,050
1	Bê tông mố	m ³		2,000,000	907,092,000
2	Bê tông trụ	m ³		2,000,000	2,922,420,000
3	Cốt thép mố	T	33.072	15,000,000	496,080,000
4	Cốt thép trụ	T	116.897	15,000,000	1,753,455,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	1902	5,000,000	9,510,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	911,857,050
III	Đ- ờng hai đầu cầu				144,384,000
1	Đắp đất	m ³	1482	62,000	91,884,000
2	Móng + mặt đ- ờng	m ²	350	150,000	52,500,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,532,140,608
B	Chi phí khác	%	10	A	7,307,974,466
C	Trượt giá	%	3	A	2,192,392,340
D	Dự phòng	%	5	A+B	3,653,987,233
Đơn giá trên 1m2 cầu		đ	Tổng mức đầu t- /L		24,422,004

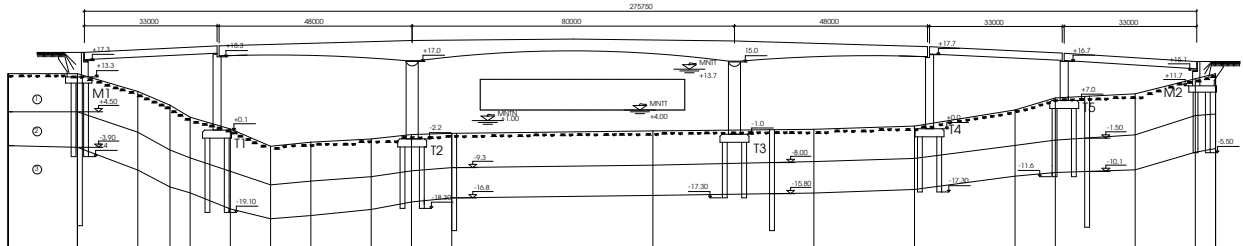
PHẦN II

THIẾT KẾ KỸ THUẬT

CH- ỜNG I. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PH- ỜNG ÁN THIẾT KẾ KỸ THUẬT

GIỚI THIỆU CHUNG:

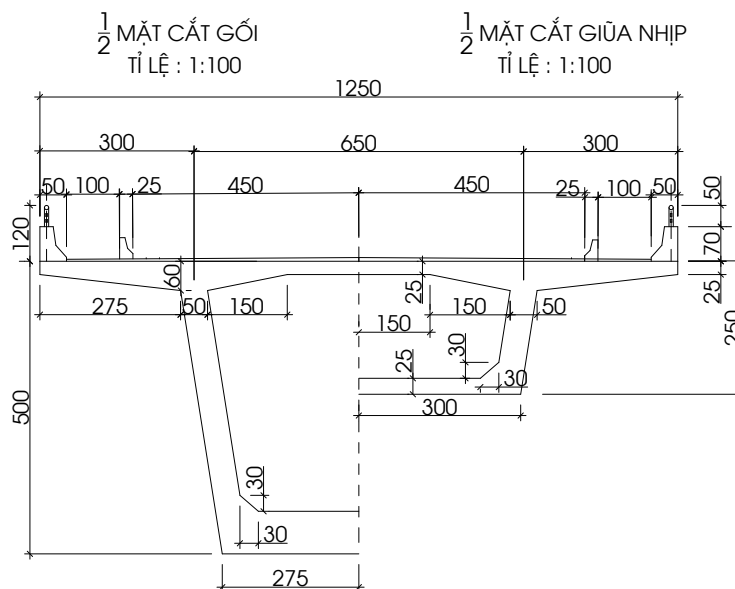
Sơ đồ kết cấu: 33 + 48 + 80 + 48 + 33 + 33 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 dầm là 275 m.



Chiều cao dầm:

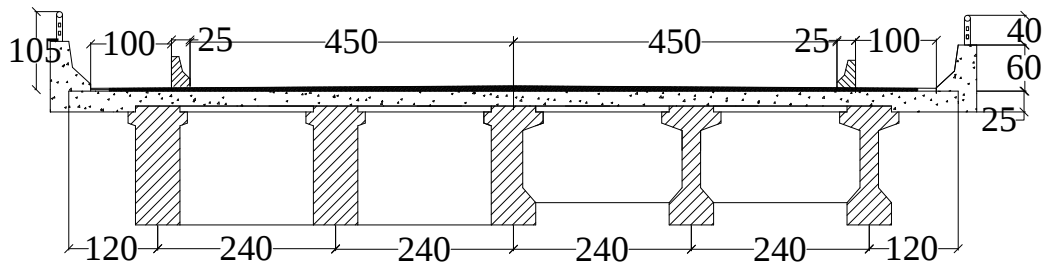
- Tại vị trí trụ $H = 5$
- Tại vị trí giữa nhịp $h = 2.5$ m
- Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: $y = \frac{(H - h)}{L^2} x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hẫng cong
- Phần mặt cầu cong đều theo đ- ờng tròn bán kính $R = 4500$ m

Tiết diện ngang của dầm hộp:

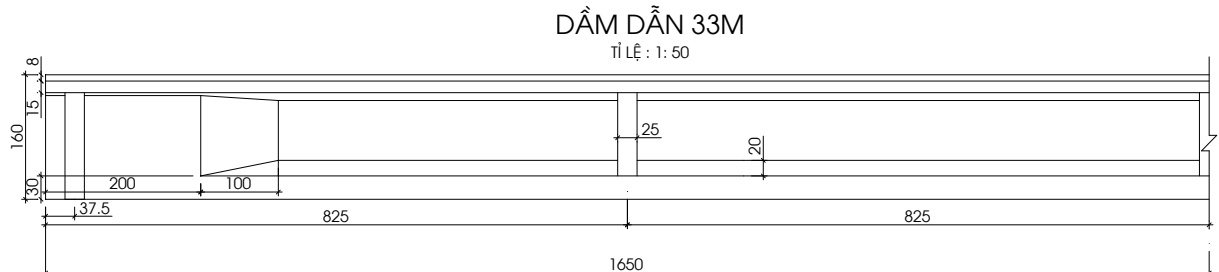


Mặt cắt ngang dầm cầu phân đúc hẫng

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với phương thẳng đứng một góc 9° , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 60 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về sườn 150 cm
- Chiều dày sườn dầm: tại gối: 50 cm
- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp tại trụ là 80cm, tại giữa nhịp là 25cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đường parabol nhô mặt đáy nhô $H=0.8$ m, $h=0.3$ m
- Phần trên đỉnh trụ được thiết kế đặc, bề rộng theo phương ngang là 5.5 m



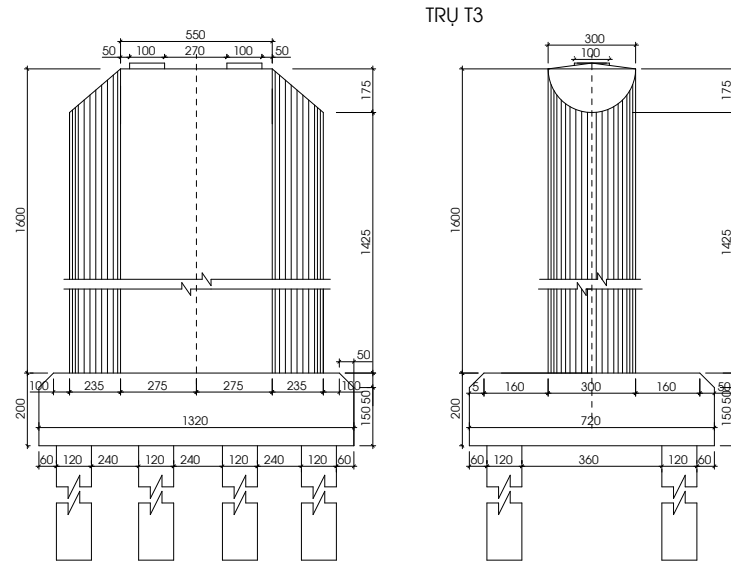
Mặt cắt ngang dầm dẫn



Cấu tạo mặt cầu:

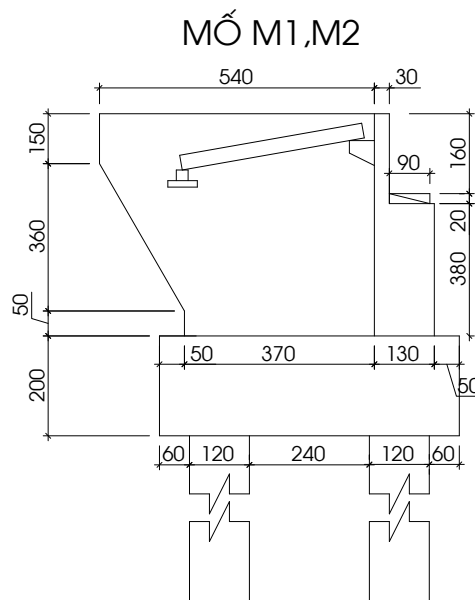
- Mặt cầu được thiết kế theo đường cong bán kính 5000 m
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfalt: 5cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng nước : 1cm; Đệm xi măng : 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

Cấu tạo trụ:



- Thân trụ rộng 3 m theo phương dọc cầu và 7.5 m theo phương ngang cầu và được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R = 1.5$ m.
- Bệ móng cao 2m, rộng 10 m theo phương ngang cầu, 7.2 m theo phương dọc cầu và đặt dưới lớp đất phủ (dự đoán là đường xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá granit cứng, chiều dài cọc là 20 m.

Cấu tạo mố:



- Dạng mố có tường cánh ngang bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 6.0 m, dài 11 m được đặt dưới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát pha sét, chiều dài cọc là 16.5m.

CH- ỜNG II. TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

I. Vật liệu:

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
= 50MPa

C- ờng độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28
ngày:

$f'_c = 30 \text{ MPa}$

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

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

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

Trong đó:

f'_{ci} = c- ờng độ nén qui định của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo ứng suất tr- ớc (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 ứng suất trước ở TTGHSD sau mất mát : $0.45 f'_c$ (MPa)
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50 \sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t- ơng đ- ơng đ- 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: $H = 82\%$

2. Thép th- ờng (A5.5.3)

Thép sử dụng là cốt thép có gai

Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

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

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 (Mác 270)	9.53 đến 15.24	1860	$90\%f_{pu} = 1674$

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

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

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

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

Loại tao 12.7mm và 15.2mm

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

Hệ số ma sát lắc (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. Hoạt tải thiết kế .

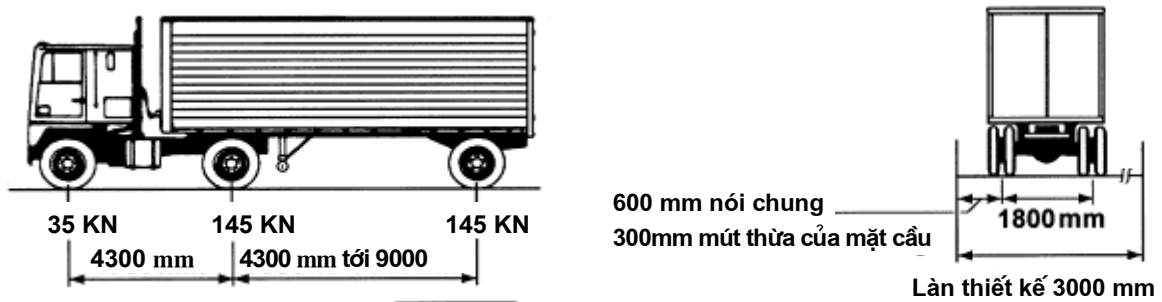
Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ đ- ọc đặt tên là HL-93 sẽ bao gồm một tổ hợp của: + Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế.

+ Tải trọng làn thiết kế.

1. Xe tải thiết kế .

Trọng l- ợng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình d- 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.



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.

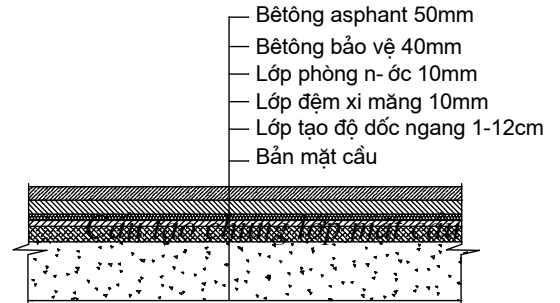
3. Tải trọng làn thiết kế.

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

2. Cấu tạo lớp mặt cầu

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

- Bê tông asphăng 50mm
- Lớp bê tông bảo vệ có l- ới thép 40mm
- Lớp phòng n- ớc 10mm
- Lớp đệm xi măng 10mm
- Lớp đệm vữa tạo độ dốc $1 \div 12$ cm, trung bình 6cm
- Bản mặt cầu



II. Ph- ơng pháp tính toán nội lực

Do bản mặt cầu đ- ợc cấu tạo liền khối với s- ườn 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.

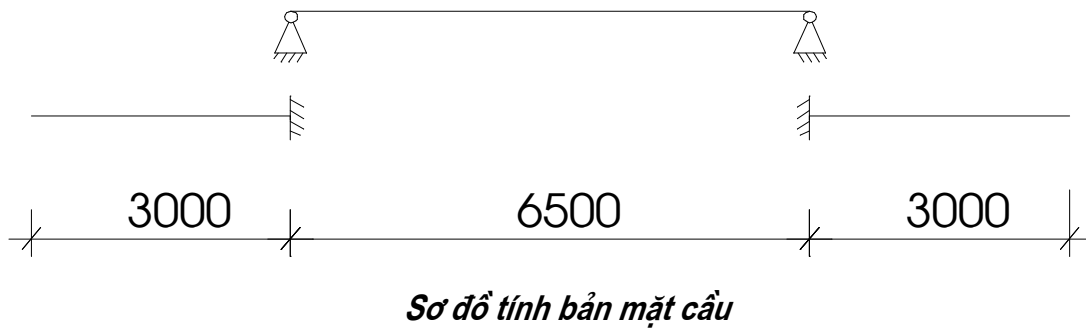
III. Sơ đồ tính:

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

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



IV. Tính toán nội lực.

1. Tính toán bản mút thừa

Tải trọng tác dụng lên bản.

- Bản bê tông phân hẫng (DC1)
- Lan can (DC2)
- Gờ chắn bánh (DC3)
- Lớp mặt cầu (DW)

a. Do lan can :

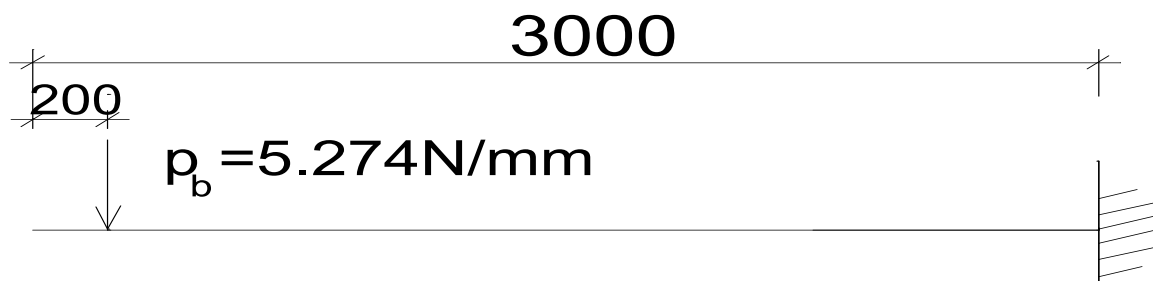
Tải trọng tập trung có trọng lượng .

$$P_{lc} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 9.81 \text{ N/kg} \times 0.224 \text{ m}^2 = 5273.856 \text{ N/m} = 5.274 \text{ N/mm}$$

cách mép bản tính toán là 200mm → cách ngàm là 3000-200=2800 (mm)

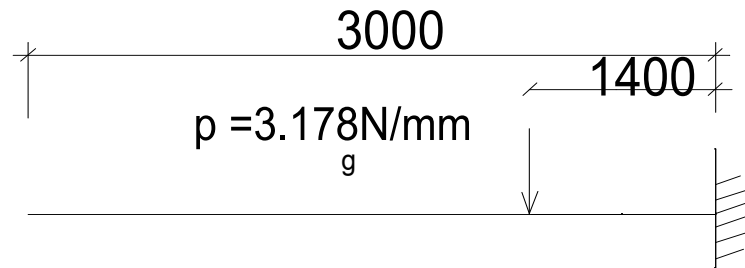
$$M_{lc} = -5.274 \times 2800 = -14767.2 \text{ (Nmm/mm)} = -14.767 \text{ KNm/m}$$

$$V_{lc} = -P_{lc} = -5.274 \text{ N/mm} = -5.274 \text{ KN/m}$$



Hình 1 :Tải trọng lan can

b. Do gờ chắn bánh



Coi là tải trọng tập trung có trọng l- ợng

$$P_{gc} = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 9.81 \text{ N/kg} \times 0.135 \text{ m}^2 = 3178.44 \text{ N/m} = 3.178 \text{ N/mm}$$

Gờ chắn coi là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm $P_{gc} = 3.178 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài gờ chắn là 100mm $\rightarrow$ cách mép bản tính toán là 2100mm $\rightarrow$ cách ngàm là $3000 - 2100 = 900 \text{ (mm)}$

$$M_{gc} = -3.178 \times 1400 = -2860.2 \text{ (Nmm/mm)} = -2.86 \text{ KNm/m}$$

$$V_{gc} = -P_{gc} = -3.178 \text{ N/mm} = -3.178 \text{ KN/m}$$

c. Do lớp mặt cầu.

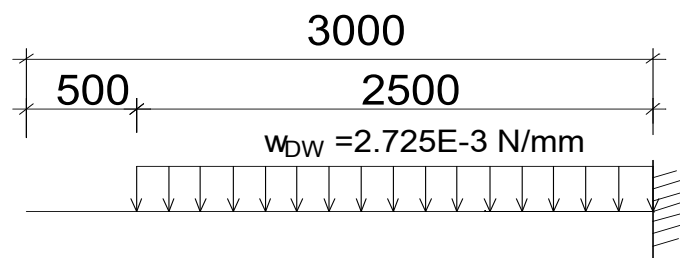
Tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2315 Kg/m^3)

$$w_{DW} = 2315 \times 9.81 \times 0.12 = 2725.2 \text{ N/m}^2 = 2.725 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_{DW} = -2.725 \times 10^{-3} \times 2500^2 / 2 = -8616.306 \text{ (Nmm/mm)} = -8.616 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.725 \times 10^{-3} \times 2500 = -6.813 \text{ (N/mm)} = -6.813 \text{ KN/m}$$



Hình 2 :Tải trọng lớp phủ mặt cầu

d. Do bản bê tông

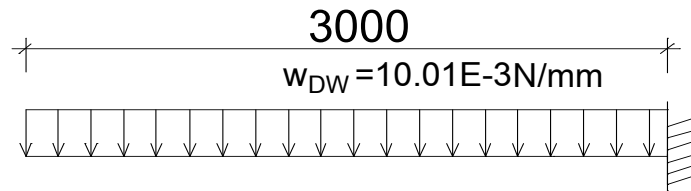
Tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250 + 600) / 2 = 425 \text{ (mm)}$

$$w_s = 2400 \times 9.81 \times 0.425 = 10006.2 \text{ N/m}^2 = 10.01 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_S = -10.01 \times 10^{-3} \times 3000^2 / 2 = -45045 \text{ (Nmm/mm)} = -45.045 \text{ KNm/m}$$

$$V_S = -10.01 \times 10^{-3} \times 3000 = -30.03 \text{ (KN/m)}$$



Hình3: Tải trọng do bản bê tông

e. Do hoạt tải xe— khi xe tải không vi phạm phần đường ngời đi

Chiều rộng làm việc của bản là:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 950 = 1931.35 \text{ (mm)} \text{ và hệ số làn } m = 1$$

$$M_{Tr} = -1 \times \frac{72.5 \times 10^3}{1931.35} \times 950 = -35661.58 \text{ (Nmm / mm)} = -35.5661 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr} = -1 \times \frac{72.5}{1.93135} = -37.5 \text{ (KN/m)}$$

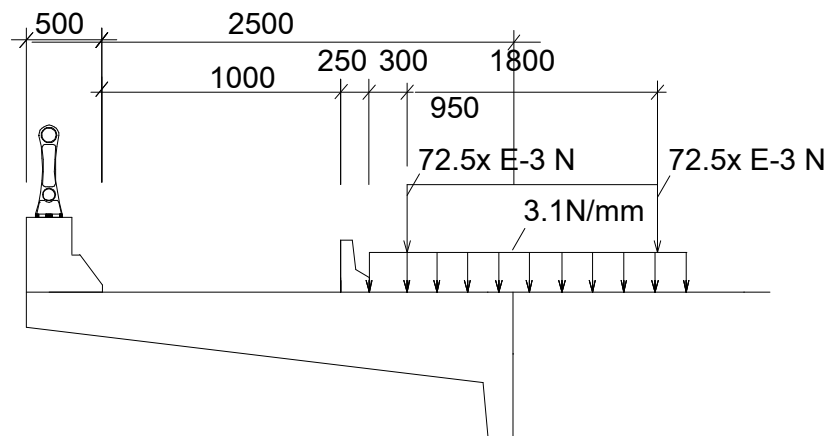
$$M_{Ln} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 1250^2 / 2 = -2421.875 \text{ (Nmm/mm)} = -2.421 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 1250 = -3.875 \text{ N/mm} = -3.875 \text{ KN/m}$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = 1.25 \times M_{Tr} + M_{Ln} = -1.25 \times 35.5661 - 2.421 = -46.87 \text{ KNm/m}$$

$$V_{LL+IM} = 1.25 \times V_{Tr} + V_{Ln} = -1.25 \times 37.5 - 3.875 = -50.75 \text{ KN/m}$$



Hình5: Hoạt tải tác dụng lên phần hẫng khi có ngời đi bộ

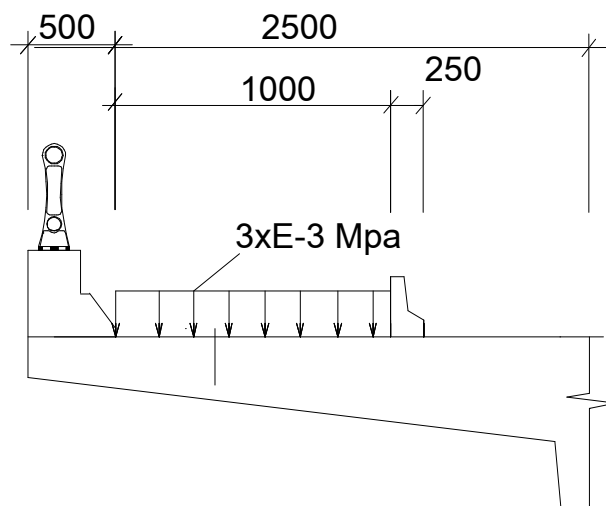
g. Do tải trọng ngời đi bộ

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

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

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1000 \times (1000/2 + 1200) = -5003.1 \text{ Nmm/mm} = -5.0031 \text{ KNm/m}$$

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



Hình 6: Hoạt tải người đi bộ

Tổ hợp nội lực theo trạng thái giới hạn.

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

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

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

η_D : Hệ số xét đến tính dẻo.

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

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

Cầu quan trọng $\eta_I = 1.05$ A1.3.5

Do đó $\eta = 1$ với TTGHCD1

$\eta = 1$ với TTGHSD

Vậy ta có:

TTGHCD1:

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH– Lớp CĐ1001

$$M_h = \eta \cdot \gamma_{P1} \cdot M_{DC1} + \gamma_{P1} \cdot M_{DC2} + \gamma_{P1} \cdot M_{DC3} + \gamma_{P2} \cdot M_{DW} + \gamma_n \cdot M_{LL+IM} + \gamma_{PI} \cdot M_{PL}$$

$$M_h = 1.1, 25 \times (17.627 + 45.045) + 1,5 \times 8.616 + 1,75 \times 46.87 + 1,75 \times 5.0031$$

$$M_h = 182.04 (\text{KNm} / \text{m})$$

$$V_h = \eta \cdot \gamma_{P1} \cdot V_{DC1} + \gamma_{P1} \cdot V_{DC2} + \gamma_{P2} \cdot V_{DW} + \gamma_n \cdot V_{LL+IM} + \gamma_{PI} \cdot V_{PL}$$

$$V_h = 1.1, 25 (8.452 + 30.03) + 1,5 \times 6.813 + 1,75 \times 50.75 + 1,75 \times 2.943 = 152.28 (\text{KN/m})$$

TTGHSD:

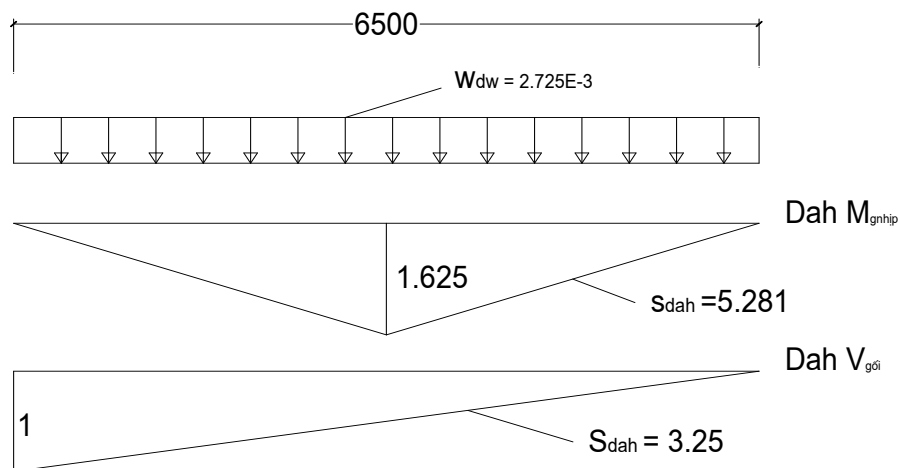
$$M_h = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL}$$

$$M_h = 107.58 (\text{KNm} / \text{m}); V_h = 107.79 (\text{KN/m})$$

2. Tính toán nội lực của bản ngàm 2 đầu.

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

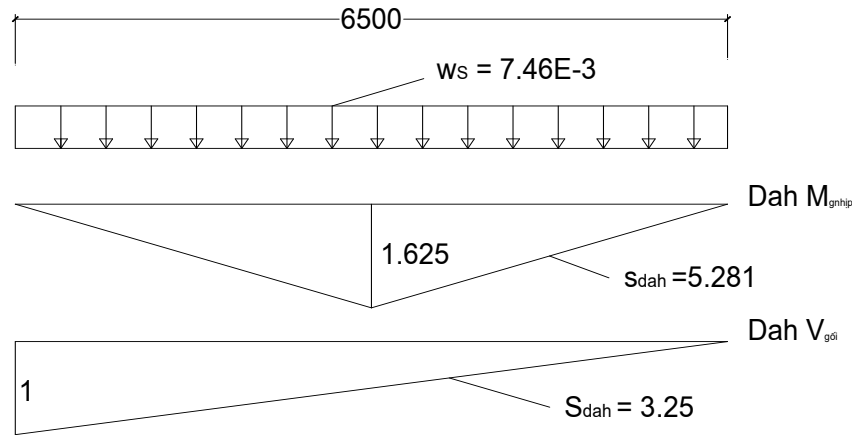
a. Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu



$$+ M_{DW} = w_{DW} (\text{diện tích } Dah M_{0.5}) = 2.725 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 12014.275 \text{ Nmm/m} = 12.014 \text{ KNm/m}$$

$$+ V_{DW} = w_{DW} (\text{diện tích } Dah V_{gối}) = 2.725 \times 10^{-3} \times 3.25 \times 10^3 = 8.856 \text{ KN/m}$$

b. Do tải trọng của bản bê tông



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

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

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

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

$$+ V_s = w_s(\text{Diện tích Dah} V_{\text{gối}}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 3.1 \times 10^3 = 23.126 \text{ KN/m}$$

c. Do hoạt tải xe (LL)

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

Bề rộng dải t-ơng đ-ơng với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6500 = 2845 \text{ mm}$
áp dụng bề rộng dải đối với lực cắt, do qui trình không qui định nên giả thiết là theo mômen. Lực cắt tại gối là vị trí có mômen âm.

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

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

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

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

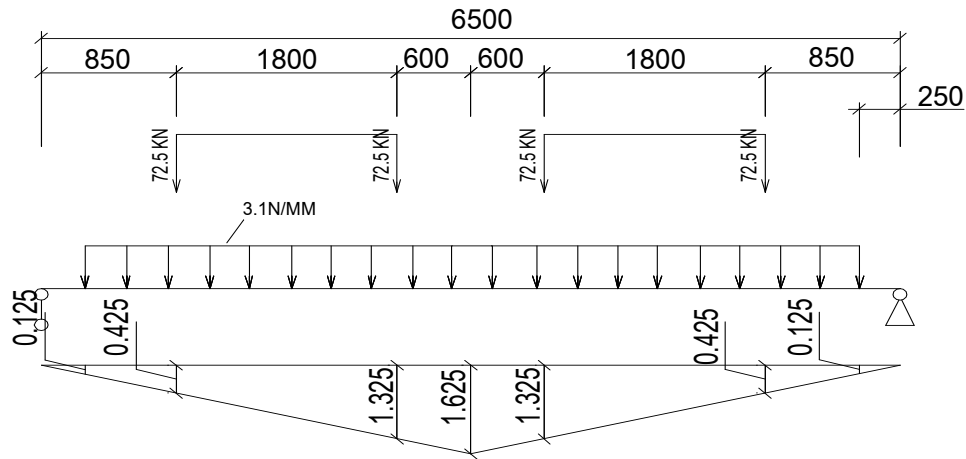
Trong đó

- $P = 72.5 \text{ KN}$ (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
- $\omega_{\text{Đah}}$ = diện tích Đah bên d-ới vị trí đặt tải trọng làn.

❖ *Tính toán Mômen:*

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

$$\omega_{Đah} = 5.25 \text{ (m}^2\text{)}$$



Xếp hoạt tải lên dầm ảnh hưởng mô men

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

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

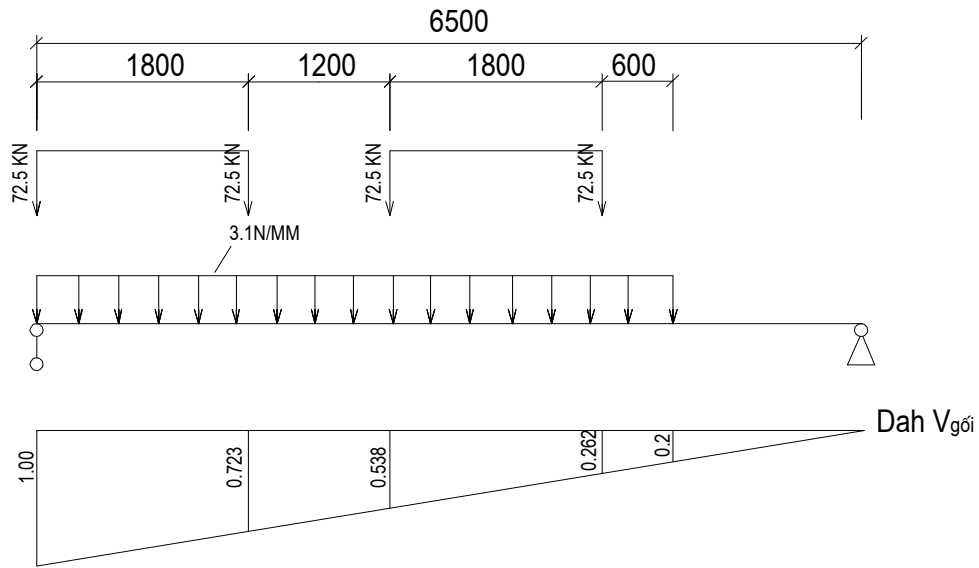
$$M_{LL+IM} = m(1.25 \times M_{Tr} + M_{Ln}) = 1 \times (1.25 \times 59.917 + 16.275) = 91.17 \text{ KNm/m}$$

❖ *Tính toán Lực cắt tại gối:*

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

$$\omega_{Đah} = 3.228$$

Sơ đồ tính toán:



Xếp hoạt tải lên đờng ảnh hưởng lực cắt

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

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

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

3. Tổ hợp 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+I} M LL	V_{LL+I} M LL
Phần giữa	-	-	39.396	23.126	12.014	8.856	-	-	91.17	90.37

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

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:

- $\eta_D = 0.95$ cho các thiết kế thông th- ờng

- $\eta_R = 0.95$ cho các mức d- thông th- ờng

- $\eta_I = 1.05$ cho các cầu quan trọng

$$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 0.95$$

▪ 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

$$\begin{aligned} M_u &= 0.95[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(M_{LL+IM} + M_{PL})] \\ &= 0.95[1.25 \times 39.396 + 1.5 \times 12.014 + 1.75 \times 91.17] \\ &= 215.47 \text{ KN.m/m} \end{aligned}$$

$$V_u = 190.32 \text{ KN/m}$$

▪ Đối với trạng thái GH sử dụng I

$$\begin{aligned} M_u &= M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PI} \\ &= 39.396 + 12.041 + 91.17 \\ &= 142.60 \text{ KN.m/m} \end{aligned}$$

$$V_u = 122.352 \text{ KN/m}$$

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

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

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

k : Là hệ số ngàm.

Tính gần đúng: $k = 0,5$ cho tiết diện giữa nhịp, $k = 0,7$ cho tiết diện tại gối.

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

Nội lực tính toán theo sơ đồ					Nội lực tính toán của bản			
	TTGHCĐI		TTGHSDI		TTGHCĐI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u
Ngàm	182.04	152.28	107.58	107.79	127.428	106.596	75.30	75.453
Tại giữa nhịp:	215.47	190.32	142.6	122.352	107.73	95.16	71.3	61.176

Đơn vị mômen (KN.m/m), lực cắt (KN/m)

Vậy $M^- = -127.428 \text{ KNm/m}$

$M^+ = 107.73 \text{ KNm/m}$

V. Thiết kế cốt thép bản mặt cầu

1. Tính toán diện tích cốt thép

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

Mômen âm tại gối: $M^- = -127.428 \text{ KNm/m}$

Mômen d- ơng tại giữa nhịp: $M^+ = 107.73 \text{ KNm/m}$

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

Mpa

Lớp bảo vệ

- Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50mm
- Lớp bê tông bảo vệ phía d- ới : 50mm

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: $z = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$
- Vùng chịu mômen d- ơng: $z = 250 - 50 = 200 \text{ mm}$

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 $\square$ ST trong giai đoạn khai thác (N/mm^2)
 $f_{pj} = 0.7 \times 1860 \text{Mpa} = 1302 \text{N/mm}^2$

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{127428000}{550 \times 1302} = 177.94 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d- ơng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{107730000}{200 \times 1302} = 413.7 \text{ (mm}^2\text{)}$

Chọn số l- ợng bó cáp trên 1m bản:

$$n = A_{ps} / A_{1bó}$$

Trong đó:

$A_{1bó}$ = diện tích một bó cáp.

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

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

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u (Nmm/mm ²)	h mm	z mm	$0.7f_{pu}$ N/mm ²	$A_{1bó}$ mm ²	A_{ps} mm ²	n chọn bó	A_{ps} Thực mm ²
Gối	127428000	600	550	1302	296.1	177.94	1	592.2
Giữa nhịp	107730000	250	200	1302	296.1	413.7	2	592.2

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

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

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

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

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

[A5.10.3.4]

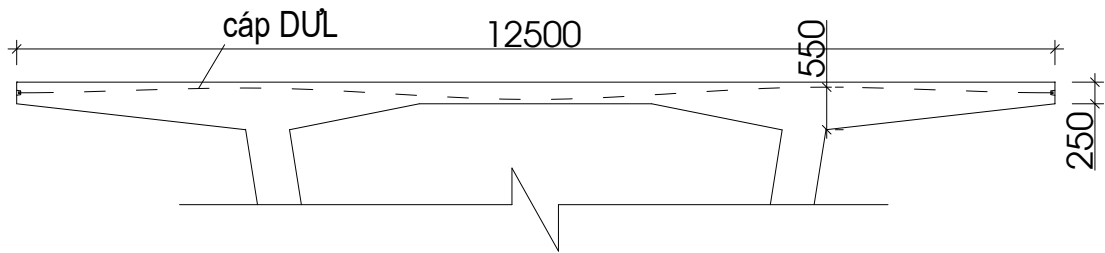
Khoảng cách giữa các bó cáp là $500 \text{mm} < 4 \times 200 = 800 \text{ mm}$

2. Tính toán mất mát ứng suất tr- ớc

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH– Lớp CĐ1001



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

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

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

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

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

Trong đó :

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

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

a. Mất mát do ma sát

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

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

1)

Trong đó:

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

Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bó thép	$\alpha(\text{rad})$	$X(\text{mm})$	$Kx+\mu\alpha$	$f_{pj}(\text{MPa})$	$\Delta f_{pF}(\text{MPa})$
Gối 1	B_1, B_2	0.026	3000	0.00539	1488	8.001
Giữa nhịp	B_1, B_2	0.10	6500	0.0239	1488	35.228
Gối 2	B_1, B_2	0.199	9500	0.0458	1488	65.622

b. Mất mát do tr- ợt neo

Trong quy trình TCVN-272-01 mất mát ứng suất do neo chỉ xảy ra trong một đoạn nhất định L_{pA} sau kích.

Công thức tính toán :

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

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo $\Delta_L=6\text{mm}/\text{neo}$
- E_p : mô đun đàn hồi của thép : $E_p = 197000\text{Mpa}$
- L : chiều dài của bó cáp $L= 12.5\text{m}$

$$\Rightarrow \Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} \times E_p = \frac{0.006}{12.5} \times 197000 = 94.56\text{Mpa}$$

c. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Sự co ngắn đàn hồi trong hệ bản quy định lấy bằng 25% giá trị đ- ợc tính từ công thức sau :

$$\Delta f_{pA} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cgP}$$

Trong đó:

f_{cgp} : là tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr- ọc sau khi kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mô men Max (Mpa)

E_p : là mô đun đàn hồi của thép ứng suất tr- ọc. $E_p=197000$ Mpa

E_{ci} : là mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực.

Trong công thức d- ối đây, giá trị P_j có thể tính dựa trên ứng suất trong bó cáp căng tr- ọc. Đối với thép chùng dẻo thấp lấy bằng $0.70f_{pu}$.

$$P_j = A_{ps} \cdot 0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

$$f_{cgp} = -\frac{P_j}{A} - \frac{P_j e^2}{I_x} + \frac{M_{dg} e}{I_x}$$

- 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 vào vị trí tính toán)

$$A_g = H_g \times b_w + nA_{ps}$$

$$S_g = \frac{H_g \times b_w}{2} + nA_{ps} Y_{PS}$$

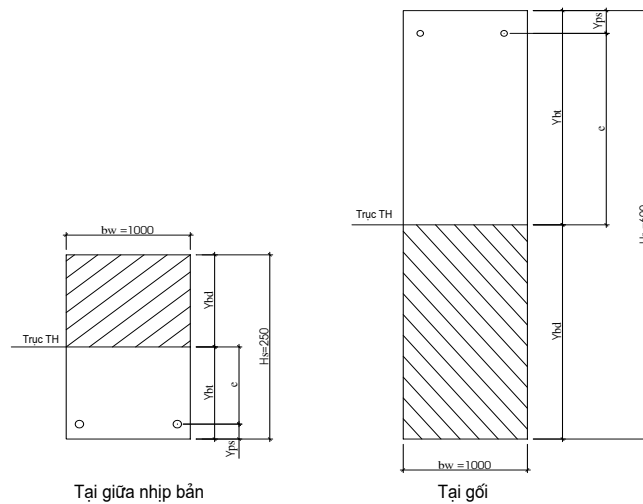
$$n = \frac{E_{PS}}{E_c} = \frac{E_{PS}}{0.043 \times \gamma^{1.5}_c \times \sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{50}} = 5.51$$

- I_g = mô men quán tính của tiết diện tính toán (mm⁴)

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

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

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



- Tại gối : $A_g = 600 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 603263.022 (\text{mm}^2)$

$$S_g = \frac{1000 \times 600^2}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 56.35 = 180165223.1 (\text{mm}^3)$$

$$\Rightarrow e = \frac{180165223.1}{603263.022} - 56.35 = 242.3 (\text{mm})$$

$$\Rightarrow Y_{bt} = e + Y_{ps} = 242.3 + 56.35 = 298.65 (\text{mm})$$

$$I_g = \frac{600^3 \times 1000}{12} + 600 \times 1000 \left(298.65 - \frac{600}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 242.3^2 = 1.819 \times 10^{10}$$

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

$$S_g = \frac{1000 \times 250^2}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 56.35 = 31433871.29 (\text{mm}^3)$$

$$\Rightarrow e = \frac{31433871.29}{253263.022} - 56.35 = 67.786 (\text{mm})$$

$$\Rightarrow Y_{bt} = e + Y_{ps} = 67.796 + 56.35 = 124.136 (\text{mm})$$

$$I_g = \frac{250^3 \times 1000}{12} + 250 \times 1000 \left(124.136 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 67.786^2 = 0.132 \times 10^{10}$$

Bảng tính toán mất mát ứng suất do co ngấn đàn hồi.

Tiết	Tên	M_g	e	A_g	I_g	P_j	f_{cgp}	Δf_{pEs}	$0.25 \Delta f_{pE}$
------	-----	-------	---	-------	-------	-------	-----------	------------------	----------------------

GVHD 1: TH.S BÙI NGỌC DUNG

GVHD 2: TH.S PHẠM VĂN TOÀN

SVTH: UÔNG NGỌC ANH- Lớp CĐ1001

diện	bó thép	(Nmm)	(mm)	(mm ²)	(mm ³)	KN	(Mpa)	(Mpa)	s (Mpa)
Gối 1	B1,B2	12742800 0	242.3	603263.02	1.819x10 ¹ 0	710.3	1.69	9.311	2.32
Giữa nhịp	B1,B2	10773000 0	67.786	253263.02	0.132x10 ¹ 0	694.18	5.52	30.41	7.6
Gối 2	B1,B2	12742800 0	242.3	603263.02	1.819x10 ¹ 0	676.18	1.69	9.311	2.32

d. 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- ơng đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm(%) = 82%

e. Mất mát do từ biến của bê tông

Công thức

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

trong đó

f_{cgp} là ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất tr- ớc lúc truyền lực (Mpa).

$$f_{cgp} = -\frac{P_j}{A} - \frac{P_j e^2}{I_x} + \frac{M_{dg} e}{I_x}$$

$$P_j = A_{ps} \cdot 0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

- 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 vào vị trí tính toán)

- I_g = mô men quán tính của tiết diện tính toán (mm⁴)

- M_g = mômen do trọng l- ợng bản thân của bản (mm)

Δf_{cdp} : là 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 lực ứng suất tr- ớc. Giá trị Δf_{cdp} cần đ- ợc tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt đ- ợc tính f_{CGP} .(Mpa)

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{M_{ds} \cdot e}{I} - \frac{M_{da} \cdot e}{I}$$

M_{ds} mômen do trọng l- ợng các lớp phủ và lớp bảo vệ mặt cầu.

M_{da} mômen tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng

Bảng tính toán mất mát do từ biến

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ³)	f_{cgp} (Mpa)	Δf_{cdp} (Mpa)	Δf_{pcr} (Mpa)
Gối 1	B1,B2	12742800 0	242.3	603263.0 2	1.819×10^{10} 0	1.69	0.351	12.483
Giữa nhịp	B1,B2	10773000 0	67.786	253263.0 2	0.132×10^{10} 0	5.52	0.617	27.589
Gối 2	B1,B2	12742800 0	242.3	603263.0 2	1.819×10^{10} 0	1.69	0.351	11.115

f. Mất mát do trùng dao cốt thép

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

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

(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 giãn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dao cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	8.001	7.232	25	12.483	37.563
Giữa nhịp	B1,B2	35.228	15.443	25	27.589	33.221
Gối 2	B1,B2	65.622	6.560	25	11.115	32.534

g. 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	94.56	8.001	7.232	25	12.483	37.56 3	184.83 9
Giữa nhịp	B1,B2	94.56	35.228	15.443	25	27.589	33.22 1	231.04 1
Gối 2	B1,B2	94.56	65.622	6.560	25	11.115	32.53 4	235.39 1

VI. 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.

1. Trạng thái giới hạn sử dụng

➤ Giới hạn ứng suất cho cáp $\square$ ST:

$f_{pu} = 1860\text{Mpa}$, tao thép có độ dẻo thấp 12.70, tao 3 sợi

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

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.74f_{pu} = 0.74 \times 1860 = 1376.4\text{ Mpa}$
- C- ờng độ chảy qui định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674\text{ Mpa}$
- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339.2\text{ Mpa}$

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

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

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

Công thức kiểm tra:

❖ Tại tiết diện gối

Thở chịu nén:

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

Thở chịu kéo:

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

❖ Tại tiết diện giữa nhịp

Thở chịu nén:

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

Thở chịu kéo:

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

Trong đó:

- F_t = lực căng của cáp ứng suất tr- ớc lúc truyền lực (MPa)
- $F_t = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}) \text{ Mpa}$
- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M_s = mômen do tải trọng bản thân của bản tại tiết diện lúc truyền lực (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thở ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm²)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	e mm	A mm ²	I mm ⁴	M _s Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	706.025	1.17	-3.521	Đạt
Giữa nhịp	67.786	253263.02	0.132x10 ¹⁰	107730000	125	125	685.039	-5.72	-0.304	Đạt
Gối 2	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	672.2	1.102	-3.33	Đạt

Kiểm tra ứng suất bê tông sau toàn bộ mất mát

❖ Tại tiết diện gối

Thở chịu nén:

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

Thở chịu kéo:

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

❖ Tại tiết diện giữa nhịp

Thở chịu nén:

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

Thở chịu kéo:

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

Trong đó:

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

$$F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pT}) \text{ Mpa}$$
- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thở ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm²)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	e mm	A mm ²	I mm ⁴	M _s Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	661.582	-0.74	-1.45	Đạt
Giữa nhịp	67.786	253263.02	0.132x10 ¹⁰	107730000	125	125	644.882	-0.82	-5.823	Đạt
Gối 2	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	642.305	-0.78	-1.34	Đạt

2. Trạng thái giới hạn cởng độ 1

a. 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)

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

$$(5.7.3.1.1-2)$$

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

$$d_p = 550 \text{mm tại gối}$$

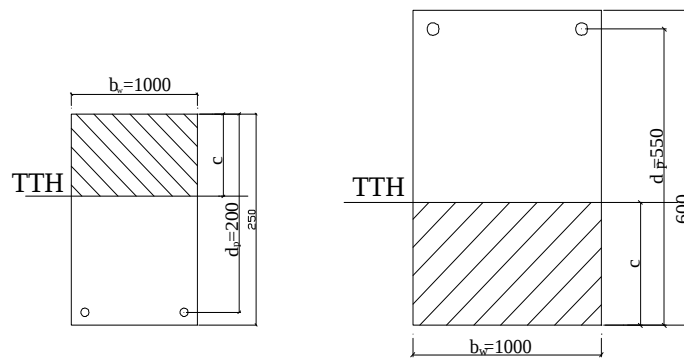
$$d_p = 200 \text{mm tại giữa bản}$$

- 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

Tại gối

Tại gối :

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{550}} = 36.710$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{200}} = 35.548$$

- 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	25.433	592.2	1825.239	550	580.75 3	127.42 8	Đạt
Giữa bản	24.628	592.2	1767.433	200	196.44 6	107.73	Đạt
Gối 2	25.433	592.2	1825.239	550	580.75 3	127.42 8	Đạt

b. Kiểm tra hàm lượng cốt thép

❖ Lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

Lượng cốt thép - st và không ứng suất tr- ốc phải đ- ọc giới hạn sao cho :

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

1)

$d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ 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- ọc tính toán ở trên

Kết quả kiểm tra hàm lượng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	550	36.710	0.067	Đạt
Giữa nhịp	200	35.548	0.178	Đạt
Gối 2	550	36.710	0.067	Đạt

❖ Lượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

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

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

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

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

Kết quả kiểm toán đ- ọc 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	603263.02	1.819×10^{10}	127428000	242.3	300	300	-6.112	0.473	155.14
Giữa nhịp	253263.02	0.132×10^{10}	107730000	67.786	125	125	-10.85	1.388	98.64
Gối 2	603263.02	1.819×10^{10}	127428000	242.3	300	300	-6.112	0.473	155.14

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	$1.2M_{cr}$ kNm	$1.33M_u$ kNm	Duyệt
Gối 1	580.753	155.14	381.516	Đạt
Giữa nhịp	196.446	98.64	194.98	Đạt
Gối 2	580.753	155.14	381.516	Đạt

c. 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
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

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

$$(5.8.3.3-2)$$

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

$$(5.8.3.3-3)$$

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

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)
- β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ- ợc qui định trong điều 5.8.3.4
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ)
- α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)
- A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự li s (mm²)
- V_p : Thành phần lực ứng suất tr- ớc có hiệu trên h- ớng lực cắt tác dụng, là d- ơng nếu ng- ợc chiều lực cắt(N)

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)

$$M_u = 286.854 \text{ KNm}$$

$$V_u = 272.326 \text{ KN}$$

❖ *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*

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

Ta có $d_p = 550\text{mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.710 = 25.432$$

$$0.9d_e = 0.9 \times 550 = 495\text{mm}$$

$$0.72h = 0.72 \times 600 = 432\text{mm}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 550 - \frac{25.432}{2} = 537.248 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_v = 537.248 \text{ mm}$$

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

❖ *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 Π_x .

ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{272.326 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 537.248} = 0.563 \text{ MPa} > 0.1 \quad (5.8.3.4.2-$$

1)

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.563}{50} = 0.0113$$

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu 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.

$$f_{pe} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1320 - 184.839 = 1117.161 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow f_{po} = 1117.161 \text{ MPa}$$

Giả thiết $\theta = 45^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{286.854 \times 10^6}{537.248} + 0.5 \times 272.326 \times 10^3 \times \cot g 45 - 592.2 \times 1117.161}{197000 \times 592.2} = -0.00102 \leq 0.002$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ọc $\theta = 27^\circ$, $\beta = 6.20$

❖ *Xác định V_c và V_s*

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

$$V_c = 0.083 \times 6.2 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 537.248 = 1954922.709 \text{ N}$$

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

❖ *Tính sức kháng danh định của tiết diện*

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 1954922.709 + 0 + 0 = 1954922.709 \text{ N} = 1954.922 \text{ KN}$$

$$V_n = 0.25f_c b_v d_v + V_p = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 537.248 = 6715.6 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_n = 1954.922 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1954.922 = 1759.43 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 272.326 \text{ KN} \leq \phi V_n = 1759.43 \text{ KN}$

d. 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)

Trong đó :

- 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)

$$A_s \geq 0.75 \times 320 \times 1/400 = 0.6 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ theo mỗi h- ớng (tại giữa bản)}$$

Cốt thép phân bố trên một mặt là : $0.5 \times A_s = 0.3 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Sử dụng $N_016 @ 250\text{mm}$, diện tích là $A_s = 0.379 \text{ mm}^2/\text{mm}$

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

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

Sử dụng $N_016 @ 150\text{mm}$ diện tích là $A_s = 0.63 \text{ mm}^2/\text{mm}$

THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

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.

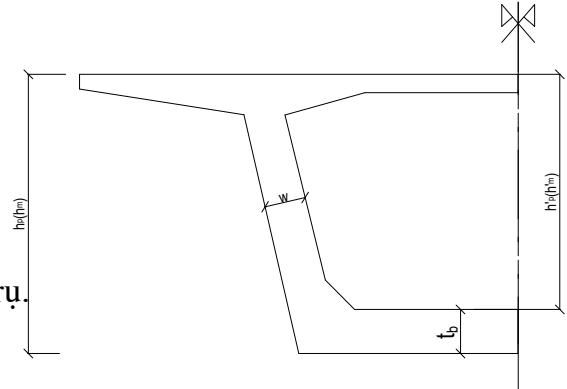
$$y_1 = a_1 x^2 + b_1$$

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

$$b_1 = h_m$$

trong đó :

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



b. 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 gần 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 đối với tiết diện sát trụ .

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

$$y_2 = a_2 x^2 + b_2$$

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

$$b_2 = h'_m$$

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:

$$t_b = y_1 - y_2$$

c. Thiết kế s- ờn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

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

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

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

Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày s- ờn không thay đổi là : 500mm

Chiều cao, chiều dày đầm và bề dày của một số tiết diện

Tên MC	x	Y_1	Y_2	h_{dam}	T_d (m)	W	b (m)
	(m)	(m)	(m)	(m)		(m)	
1	40	5.33	4.53	5	0.8	0.5	5.5
2	35	4.66	3.914	4.54	0.746	0.5	5.62
3	32	4.31	3.61	4.2	0.7	0.5	5.71
4	29	3.98	3.33	3.88	0.65	0.5	5.8
5	26	3.69	3.075	3.6	0.615	0.5	5.88
6	23	3.4	2.83	3.35	0.57	0.5	5.94
7	19.5	3.17	2.65	3.1	0.52	0.5	6.01
8	16	2.9	2.431	2.89	0.469	0.5	6.07
9	12.5	2.77	2.36	2.73	0.41	0.5	6.11
10	9	2.64	2.28	2.6	0.36	0.5	6.15
11	5	2.54	2.24	2.52	0.3	0.5	6.17
12	1	2.5	2.25	2.5	0.25	0.5	6.17
13	0	2.5	2.25	2.5	0.25	0.5	6.17

W: là bề dày của sườn hộp

2. Tính toán đặc trưng hình học tiết diện

Bằng cách chia nhỏ tiết diện nguyên thành các tam giác và hình chữ nhật, ta lần lượt tính diện tích tiết diện, mômen tĩnh, vị trí trục trung hoà và cuối cùng là mômen quán tính của tiết diện. tính toán nội lực trong dầm.

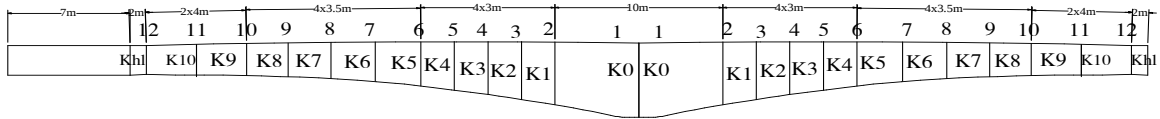
Vì trong quá trình thi công hằng nội lực hình thành dần qua các bước thi công, nên để tính nội lực trong dầm chủ ta phải xem xét quá trình làm việc qua các giai đoạn thi công.

Nội lực hình thành dần qua các giai đoạn thi công và sơ đồ tính nội lực được 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 được bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta được nội lực thiết kế.

T	đốt	hộp	bản đáy	sườn	bản đáy	mặt cắt		
T		m	m	m	m	m ²		m ³
	K0/2	4.54	0.746	0.5	5.62	12.62	315.5	63.1
1								
2	K1	4.2	0.7	0.5	5.71	12.069	301.725	36.207
3	K2	3.88	0.65	0.5	5.8	11.575	289.375	34.725
4	K3	3.6	0.615	0.5	5.88	11.127	278.175	33.381
5	K4	3.35	0.57	0.5	5.94	10.71	267.75	32.13
6	K5	3.1	0.52	0.5	6.01	10.262	256.55	35.917
7	K6	2.89	0.469	0.5	6.07	9.813	245.325	34.345
8	K7	2.73	0.41	0.5	6.11	9.373	234.325	32.805
9	K8	2.6	0.36	0.5	6.15	8.966	224.15	31.381
10	K9	2.52	0.3	0.5	6.17	8.589	214.725	34.356
11	K10	2.5	0.25	0.5	6.17	8.259	206.475	33.036
12	HL/2	2.5	0.25	0.5	6.17	8.12	203	8.12

II. Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



III. Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

1. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng.

Đúc hẫng cân bằng trên trụ T2, T3.

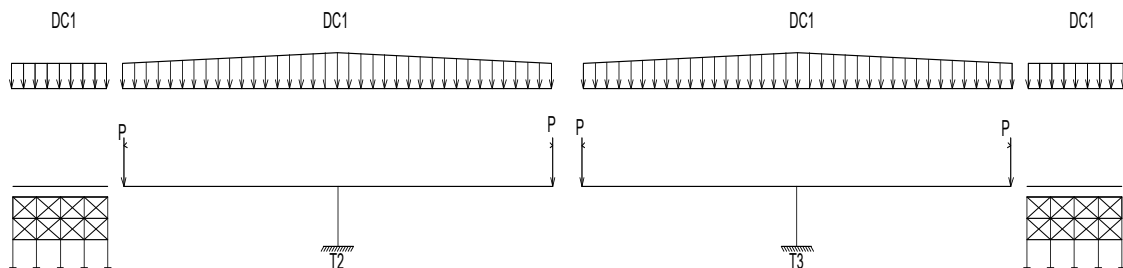
Để thực hiện việc đúc hẫng ta phải thi công đốt K0 trên đà giáo mở rộng trụ. Các khối K0 phải liên kết tạm thời với đỉnh trụ thông qua các thanh c- ờng độ cao, riêng K0 trên trụ T2 là liên kết cố định vì đó là trụ ngàm.

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).

Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T2, T3 hai xe đúc đứng ở K10.

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

Ta sẽ tính với sơ đồ này (Sơ đồ 1)



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

-Tải trọng chính :

+ Tĩnh tải của các đốt đúc q_i

+ Tải trọng xe đúc $P_{xd} = 40$ T đặt tại mép ngoài đốt cuối cùng.

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

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

+ M_{tt} : Mô men do tĩnh tải các đốt đúc.

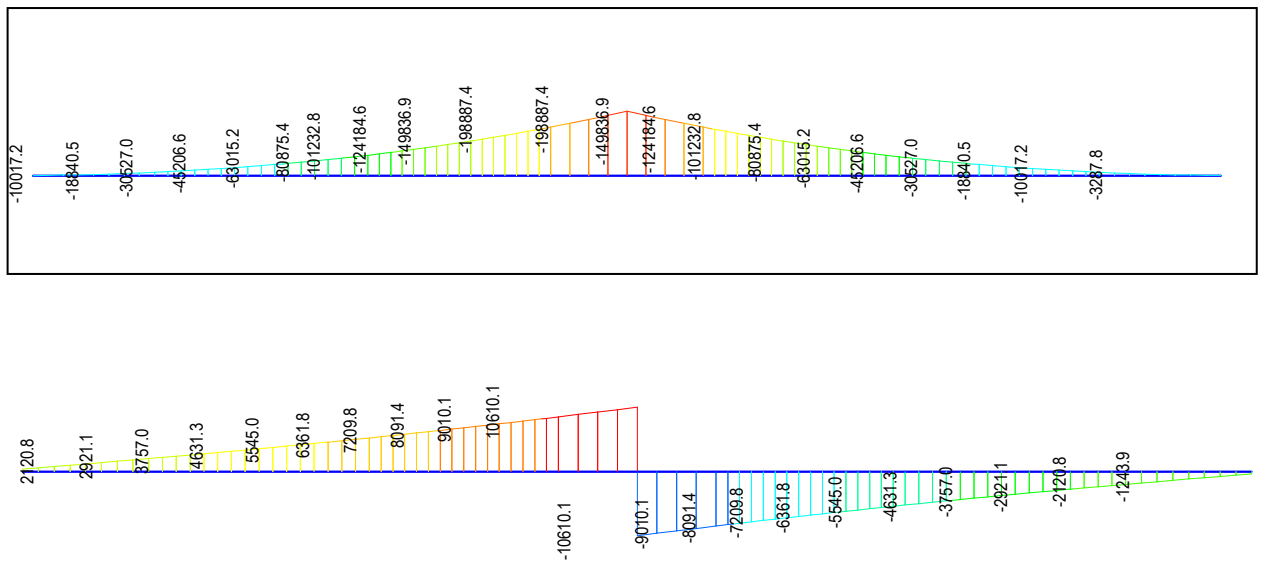
+ M_{xd} : Mô men do trọng l- ọng xe đúc.

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

Nội lực do đúc hẫng gây ra

Tiết diện	Khoảng cách m	Q (KN) tc	Q (KN) 0.9	Q (KN) 1.25	M(KN.m) tc	M(KN.m) 0.9	M(KN.m) 1.25
1	0	400	360	500	0	0	0
2	4	1243.9	1119.51	1554.875	-3287.80	-2959.02	-4109.75
3	8	2120.8	1908.72	2651	-10017.20	-9015.48	-12521.5
4	11.5	2921.07	2628.963	3651.3375	-18840.48	-16956.432	-23550.6
5	15	3756.96	3381.264	4696.2	-30527.05	-27474.345	-38158.813
6	18.5	4631.35	4168.215	5789.1875	-45206.59	-40685.931	-56508.238
7	22	5545.03	4990.527	6931.2875	-63015.25	-56713.725	-78769.063
8	25	6361.77	5725.593	7952.2125	-80875.45	-72787.905	-101094.31
9	28	7209.8	6488.82	9012.25	-101232.81	-91109.529	-126541.01
10	31	8091.42	7282.278	10114.275	-124184.65	-111766.19	-155230.81
11	34	9010.1	8109.09	11262.625	-149836.94	-134853.25	-187296.18
12	39	10610.1	9549.09	13262.625	-198887.44	-178998.7	-248609.3
12	39	-10610.1	-9549.09	-13262.625	-198887.44	-178998.7	-248609.3
13	44	-9010.1	-8109.09	-11262.625	-149836.94	-134853.25	-187296.18
14	47	-8091.42	-7282.278	-10114.275	-124184.65	-111766.19	-155230.81
15	50	-7209.8	-6488.82	-9012.25	-101232.81	-91109.529	-126541.01
16	53	-6361.77	-5725.593	-7952.2125	-80875.45	-72787.905	-101094.31
17	56	-5545.03	-4990.527	-6931.2875	-63015.25	-56713.725	-78769.063
18	59.5	-4631.35	-4168.215	-5789.1875	-45206.59	-40685.931	-56508.238
19	63	-3756.96	-3381.264	-4696.2	-30527.05	-27474.345	-38158.813
20	66.5	-2921.07	-2628.963	-3651.3375	-18840.48	-16956.432	-23550.6
21	70	-2120.8	-1908.72	-2651	-10017.20	-9015.48	-12521.5
22	74	-1243.9	-1119.51	-1554.875	-3287.80	-2959.02	-4109.75
23	78	-400	-360	-500	0.00	0	0

Biểu đồ nội lực giai đoạn 1:

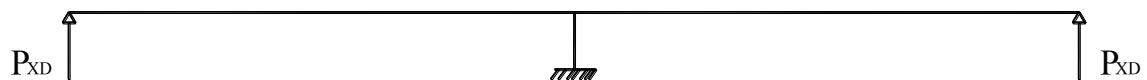


Dạng biểu đồ nội lực tiêu chuẩn

2. Giai đoạn 2 :Tháo xe đúc trên trụ T2,T3

Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T2, T3 được tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc tương ứng với việc tác dụng cặp lực ngược trở lại trên 2 cánh hẫng.

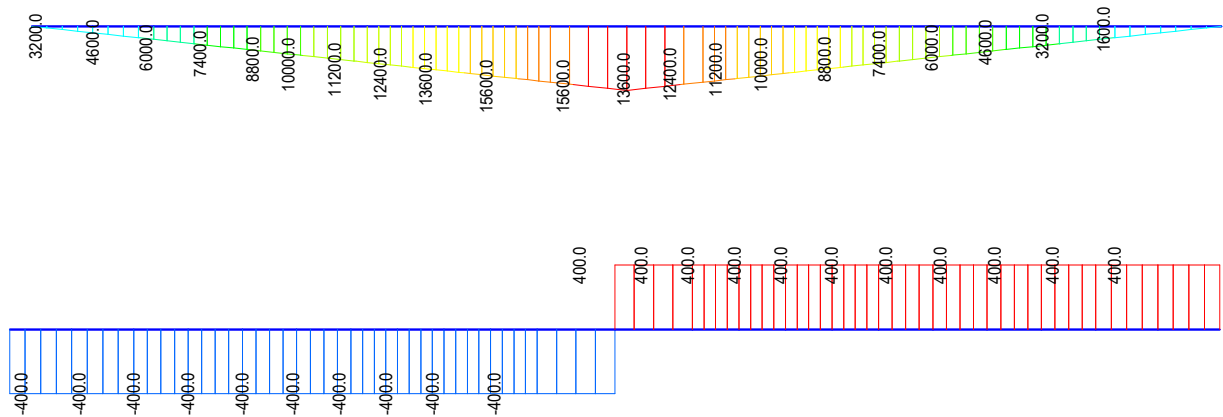
Sơ đồ tính:



Nội lực do tháo xe đúc gây ra

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	-400	-360	-500	0	0	0
2	4	-400	-360	-500	1600	1440	2000
3	8	-400	-360	-500	3200	2880	4000
4	11.5	-400	-360	-500	4600	4140	5750
5	15	-400	-360	-500	6000	5400	7500
6	18.5	-400	-360	-500	7400	6660	9250
7	22	-400	-360	-500	8800	7920	11000
8	25	-400	-360	-500	10000	9000	12500
9	28	-400	-360	-500	11200	10080	14000
10	31	-400	-360	-500	12400	11160	15500
11	34	-400	-360	-500	13600	12240	17000
12	39	-400	-360	-500	15600	14040	19500
12	39	400	360	500	15600	14040	19500
13	44	400	360	500	13600	12240	17000
14	47	400	360	500	12400	11160	15500
15	50	400	360	500	11200	10080	14000
16	53	400	360	500	10000	9000	12500
17	56	400	360	500	8800	7920	11000
18	59.5	400	360	500	7400	6660	9250
19	63	400	360	500	6000	5400	7500
20	66.5	400	360	500	4600	4140	5750
21	70	400	360	500	3200	2880	4000
22	74	400	360	500	1600	1440	2000
23	78	400	360	500	0	0	0

Biểu đồ nội lực giai đoạn 2



3. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

Sử dụng ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng lượng ván khuôn và bê tông đổ hợp long, tải trọng trong thời gian bê tông còn ướt tác dụng lên cánh hẫng và tác dụng trực tiếp vào giàn giáo với giá trị bằng: $\frac{P_{vk} + P_{HL}}{2}$

Trong đó:

- Tải trọng ván khuôn $P_{vk} = 200 \text{ KN}$
- Tải trọng khối hợp long $P_{HL} = 203 \times 2 = 406 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \frac{P_{vk} + P_{HL}}{2} = \frac{200 + 406}{2} = 303 \text{ KN} = 350.7 \text{ KN}$$

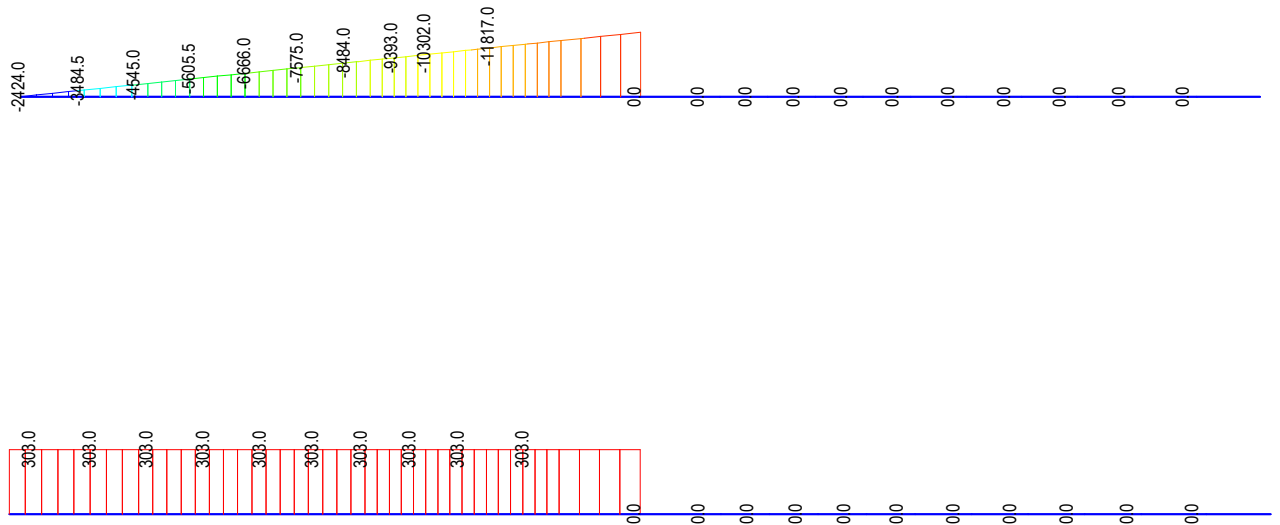
Sơ đồ tính toán nh- hình vẽ sau (Sơ đồ 3). điểm đặt lực tại 2 đầu đốt hợp long.



Nội lực do hợp long nhịp biên gây ra

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	303	272.7	378.75	0	0	0
2	4	303	272.7	378.75	-1212	-1090.8	-1515
3	8	303	272.7	378.75	-2424	-2181.6	-3030
4	11.5	303	272.7	378.75	-3484.5	-3136.05	-4355.625
5	15	303	272.7	378.75	-4545	-4090.5	-5681.25
6	18.5	303	272.7	378.75	-5605.5	-5044.95	-7006.875
7	22	303	272.7	378.75	-6666	-5999.4	-8332.5
8	25	303	272.7	378.75	-7575	-6817.5	-9468.75
9	28	303	272.7	378.75	-8484	-7635.6	-10605
10	31	303	272.7	378.75	-9393	-8453.7	-11741.25
11	34	303	272.7	378.75	-10302	-9271.8	-12877.5
12	39	303	272.7	378.75	-11817	-10635.3	-14771.25
12	39	0	0	0	0	0	0
13	44	0	0	0	0	0	0
14	47	0	0	0	0	0	0
15	50	0	0	0	0	0	0
16	53	0	0	0	0	0	0
17	56	0	0	0	0	0	0
18	59.5	0	0	0	0	0	0
19	63	0	0	0	0	0	0
20	66.5	0	0	0	0	0	0
21	70	0	0	0	0	0	0
22	74	0	0	0	0	0	0
23	78	0	0	0	0	0	0

Biểu đồ nội lực giai đoạn 3



4. Giai đoạn 4: Tháo dỡ giàn giáo và ván khuôn của dốt hợp long nhịp biên

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



Trong đó:

- Tải trọng ván khuôn $P_{vk} = 20 \text{ T}$
- Tải trọng khối hợp long $P_{HL} = 40.6 \text{ T}$

$$\Rightarrow \frac{P_{vk}}{2} = \frac{200}{2} = 100 \text{ KN} ; \quad \frac{P_{hl}}{2} = \frac{406}{2} = 203 \text{ KN}$$

-Tải trọng phân bố đều của khối đúc trên đà giáo $q_{DG} = 203 \text{ KN/m}$ (Khối đúc trên đà giáo dài 7 m).

Nội lực do tháo ván khuôn và đà giáo gây ra

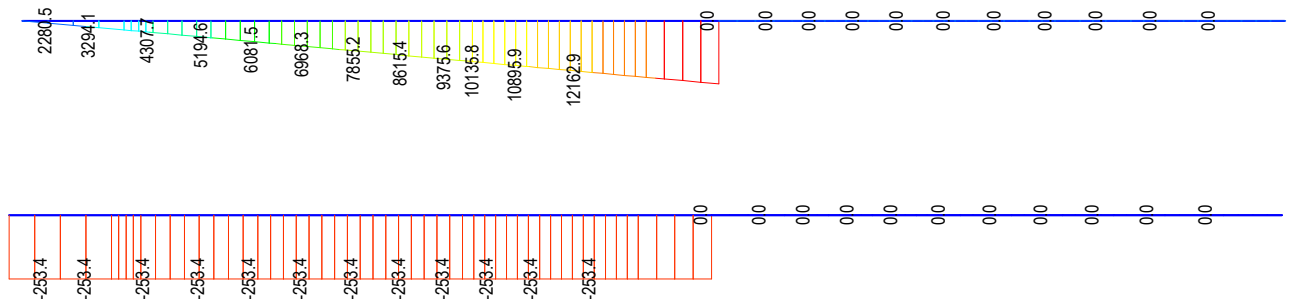
Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	-1352.94	-1217.646	-1691.175	0	0	0
2	7	271.06	243.954	338.825	4497.1	4047.39	5621.375
3	9	171.06	153.954	213.825	4497.1	4047.39	5621.375
4	13	171.06	153.954	213.825	3954.99	3559.491	4943.7375
5	17	171.06	153.954	213.825	3270.77	2943.693	4088.4625
6	20.5	171.06	153.954	213.825	2586.54	2327.886	3233.175
7	24	171.06	153.954	213.825	1987.84	1789.056	2484.8
8	27.5	171.06	153.954	213.825	1389.14	1250.226	1736.425
9	31	171.06	153.954	213.825	790.45	711.405	988.0625
10	34	171.06	153.954	213.825	-321.42	-289.278	-401.775
11	37	171.06	153.954	213.825	-834.59	-751.131	-1043.2375
12	40	171.06	153.954	213.825	-1347.76	-1212.984	-1684.7
13	43	171.06	153.954	213.825	-1860.93	-1674.837	-2326.1625
14	48	171.06	153.954	213.825	-2716.2	-2444.58	-3395.25
15	53	0	0	0	0	0	0
16	56	0	0	0	0	0	0
17	59	0	0	0	0	0	0
18	62	0	0	0	0	0	0
19	65	0	0	0	0	0	0
20	68.5	0	0	0	0	0	0
21	72	0	0	0	0	0	0
22	75.5	0	0	0	0	0	0
23	79	0	0	0	0	0	0
24	83	0	0	0	0	0	0
25	87	0	0	0	0	0	0

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

Nội lực do tải ngang tạm thời đỉnh trụ gây ra

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	-253.39	-228.051	-316.7375	0	0	0
2	7	-253.39	-228.051	-316.7375	1773.76	1596.384	2217.2
3	9	-253.39	-228.051	-316.7375	2280.54	2052.486	2850.675
4	13	-253.39	-228.051	-316.7375	3294.12	2964.708	4117.65
5	17	-253.39	-228.051	-316.7375	4307.69	3876.921	5384.6125
6	20.5	-253.39	-228.051	-316.7375	5194.57	4675.113	6493.2125
7	24	-253.39	-228.051	-316.7375	6081.45	5473.305	7601.8125
8	27.5	-253.39	-228.051	-316.7375	6968.33	6271.497	8710.4125
9	31	-253.39	-228.051	-316.7375	7855.21	7069.689	9819.0125
10	34	-253.39	-228.051	-316.7375	8615.39	7753.851	10769.238
11	37	-253.39	-228.051	-316.7375	9375.57	8438.013	11719.463
12	40	-253.39	-228.051	-316.7375	10135.75	9122.175	12669.688
13	43	-253.39	-228.051	-316.7375	10895.93	9806.337	13619.913
14	48	-253.39	-228.051	-316.7375	12162.9	10946.61	15203.625
15	53	0	0	0	0	0	0
16	56	0	0	0	0	0	0
17	59	0	0	0	0	0	0
18	62	0	0	0	0	0	0
19	65	0	0	0	0	0	0
20	68.5	0	0	0	0	0	0
21	72	0	0	0	0	0	0
22	75.5	0	0	0	0	0	0
23	79	0	0	0	0	0	0
24	83	0	0	0	0	0	0
25	87	0	0	0	0	0	0

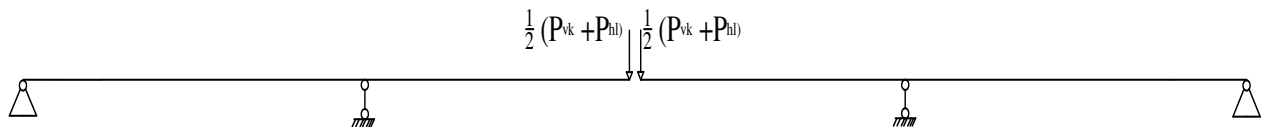
Biểu đồ nội lực giai đoạn 5



6. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp chính:

Sử dụng ván khuôn để hợp long nhịp giữa, trong giai đoạn này bê tông ch-a đạt đủ c- ờng độ nên không tham gia tác dụng .Sơ đồ tính trong tr- ờng hợp này là dầm tĩnh định mút thừa.

(Sơ đồ 6).



- Tải trọng ván khuôn $P_{vk}=200$ KN

- Tải trọng khối hợp long $P_{HL}=406$ KN

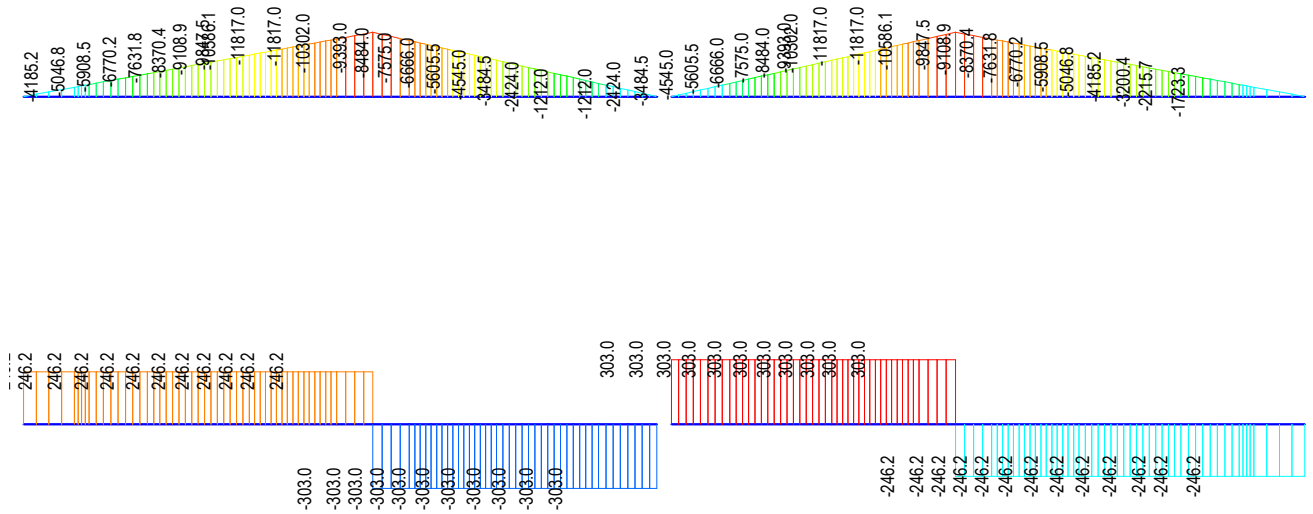
$$\Rightarrow \frac{P_{vk} + P_{HL}}{2} = \frac{200 + 406}{2} = 303 \text{KN}$$

Nội lực do hợp long nhịp chính gây ra

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	246.19	221.571	307.7375	0	0	0
2	7	246.19	221.571	307.7375	-1723.31	-1550.979	-2154.1375
3	9	246.19	221.571	307.7375	-2215.69	-1994.121	-2769.6125
4	13	246.19	221.571	307.7375	-3200.44	-2880.396	-4000.55
5	17	246.19	221.571	307.7375	-4185.19	-3766.671	-5231.4875
6	20.5	246.19	221.571	307.7375	-5046.84	-4542.156	-6308.55
7	24	246.19	221.571	307.7375	-5908.5	-5317.65	-7385.625
8	27.5	246.19	221.571	307.7375	-6770.16	-6093.144	-8462.7
9	31	246.19	221.571	307.7375	-7631.81	-6868.629	-9539.7625
10	34	246.19	221.571	307.7375	-8370.38	-7533.342	-10462.975
11	37	246.19	221.571	307.7375	-9108.94	-8198.046	-11386.175
12	40	246.19	221.571	307.7375	-9847.5	-8862.75	-12309.375
13	43	246.19	221.571	307.7375	-10586.06	-9527.454	-13232.575
14	48	246.19	221.571	307.7375	-11817	-10635.3	-14771.25
14	53	-303	-272.7	-378.75	-11817	-10635.3	-14771.25
15	53	-303	-272.7	-378.75	-10302	-9271.8	-12877.5
16	56	-303	-272.7	-378.75	-9393	-8453.7	-11741.25
17	59	-303	-272.7	-378.75	-8484	-7635.6	-10605
18	62	-303	-272.7	-378.75	-7575	-6817.5	-9468.75
19	65	-303	-272.7	-378.75	-6666	-5999.4	-8332.5
20	68.5	-303	-272.7	-378.75	-5605.5	-5044.95	-7006.875
21	72	-303	-272.7	-378.75	-4545	-4090.5	-5681.25
22	75.5	-303	-272.7	-378.75	-3484.5	-3136.05	-4355.625
23	79	-303	-272.7	-378.75	-2424	-2181.6	-3030
24	83	-303	-272.7	-378.75	-1212	-1090.8	-1515
25	87	-303	-272.7	-378.75	0	0	0

HL							
1	0	303	272.7	378.75	0	0	0
2	7	303	272.7	378.75	-1723.31	-1550.979	-2154.1375
3	9	303	272.7	378.75	-2215.69	-1994.121	-2769.6125
4	13	303	272.7	378.75	-3200.44	-2880.396	-4000.55
5	17	303	272.7	378.75	-4185.19	-3766.671	-5231.4875
6	20.5	303	272.7	378.75	-5046.84	-4542.156	-6308.55
7	24	303	272.7	378.75	-5908.5	-5317.65	-7385.625
8	27.5	303	272.7	378.75	-6770.16	-6093.144	-8462.7
9	31	303	272.7	378.75	-7631.81	-6868.629	-9539.7625
10	34	303	272.7	378.75	-8370.38	-7533.342	-10462.975
11	37	303	272.7	378.75	-9108.94	-8198.046	-11386.175
12	40	303	272.7	378.75	-9847.5	-8862.75	-12309.375
13	43	303	272.7	378.75	-10586.06	-9527.454	-13232.575
14	48	303	272.7	378.75	-11817	-10635.3	-14771.25
14	48	-246.19	-221.571	-307.7375	-11817	-10635.3	-14771.25
15	53	-246.19	-221.571	-307.7375	-10302	-9271.8	-12877.5
16	56	-246.19	-221.571	-307.7375	-9393	-8453.7	-11741.25
17	59	-246.19	-221.571	-307.7375	-8484	-7635.6	-10605
18	62	-246.19	-221.571	-307.7375	-7575	-6817.5	-9468.75
19	65	-246.19	-221.571	-307.7375	-6666	-5999.4	-8332.5
20	68.5	-246.19	-221.571	-307.7375	-5605.5	-5044.95	-7006.875
21	72	-246.19	-221.571	-307.7375	-4545	-4090.5	-5681.25
22	75.5	-246.19	-221.571	-307.7375	-3484.5	-3136.05	-4355.625
23	79	-246.19	-221.571	-307.7375	-2424	-2181.6	-3030
24	83	-246.19	-221.571	-307.7375	-1212	-1090.8	-1515
25	87	-246.19	-221.571	-307.7375	0	0	0

Biểu đồ nội lực giai đoạn 6:

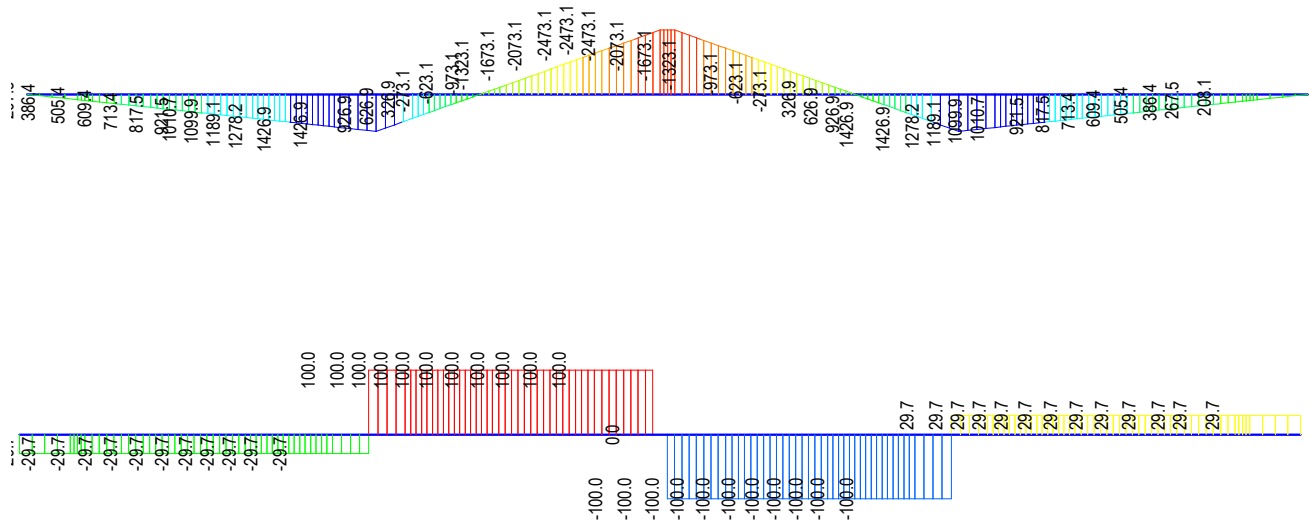


Nội lực do tháo ván khuôn đốt hợp long nhịp chính gây ra

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	tc	0.9	1.25	tc	0.9	1.25
1	0	-29.73	-26.757	-37.1625	0	0	0
2	7	-29.73	-26.757	-37.1625	208.09	187.281	260.1125
3	9	-29.73	-26.757	-37.1625	267.54	240.786	334.425
4	13	-29.73	-26.757	-37.1625	386.45	347.805	483.0625
5	17	-29.73	-26.757	-37.1625	505.35	454.815	631.6875
6	20.5	-29.73	-26.757	-37.1625	609.4	548.46	761.75
7	24	-29.73	-26.757	-37.1625	713.44	642.096	891.8
8	27.5	-29.73	-26.757	-37.1625	817.48	735.732	1021.85
9	31	-29.73	-26.757	-37.1625	921.53	829.377	1151.9125
10	34	-29.73	-26.757	-37.1625	1010.71	909.639	1263.3875
11	37	-29.73	-26.757	-37.1625	1099.89	989.901	1374.8625
12	40	-29.73	-26.757	-37.1625	1189.07	1070.163	1486.3375
13	43	-29.73	-26.757	-37.1625	1278.25	1150.425	1597.8125
14	48	-29.73	-26.757	-37.1625	1426.88	1284.192	1783.6
15	53	100	90	125	926.88	834.192	1158.6
16	56	100	90	125	626.88	564.192	783.6
17	59	100	90	125	326.88	294.192	408.6
18	62	100	90	125	-273.12	-245.808	-341.4
19	65	100	90	125	-623.12	-560.808	-778.9
20	68.5	100	90	125	-973.12	-875.808	-1216.4
21	72	100	90	125	-1323.12	-1190.808	-1653.9
22	75.5	100	90	125	-1673.12	-1505.808	-2091.4
23	79	100	90	125	-2073.12	-1865.808	-2591.4
24	83	100	90	125	-2473.12	-2225.808	-3091.4
25	87	100	90	125	-2473.12	-2225.808	-3091.4
26	89	0	0	0	-2473.12	-2225.808	-3091.4

27	93	-100	-90	-125	-2073.12	-1865.808	-2591.4
28	97	-100	-90	-125	-1673.12	-1505.808	-2091.4
29	100.5	-100	-90	-125	-1323.12	-1190.808	-1653.9
30	104	-100	-90	-125	-973.12	-875.808	-1216.4
31	107.5	-100	-90	-125	-623.12	-560.808	-778.9
32	111	-100	-90	-125	-273.12	-245.808	-341.4
33	114	-100	-90	-125	326.88	294.192	408.6
34	117	-100	-90	-125	626.88	564.192	783.6
35	120	-100	-90	-125	926.88	834.192	1158.6
36	123	-100	-90	-125	1426.88	1284.192	1783.6
37	128	-100	-90	-125	1426.88	1284.192	1783.6
38	133	29.73	26.757	37.1625	1278.25	1150.425	1597.8125
39	136	29.73	26.757	37.1625	1189.07	1070.163	1486.3375
40	139	29.73	26.757	37.1625	1099.89	989.901	1374.8625
41	142	29.73	26.757	37.1625	1010.71	909.639	1263.3875
42	145	29.73	26.757	37.1625	921.53	829.377	1151.9125
43	148.5	29.73	26.757	37.1625	817.48	735.732	1021.85
44	152	29.73	26.757	37.1625	713.44	642.096	891.8
45	155.5	29.73	26.757	37.1625	609.4	548.46	761.75
46	159	29.73	26.757	37.1625	505.35	454.815	631.6875
47	163	29.73	26.757	37.1625	386.45	347.805	483.0625
48	167	29.73	26.757	37.1625	267.54	240.786	334.425
49	169	29.73	26.757	37.1625	208.09	187.281	260.1125
50	176	29.73	26.757	37.1625	0	0	0

Biểu đồ nội lực giai đoạn 7:



• **Tổng hợp của 7 giai đoạn thi công:**

lục cat

Tiết diện	Khoảng cách	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)	Q (KN)
	m	gd7	gd6	gd5	gd4	gd3	gd2	gd1	tong hop
1	0	-29.73	246.19	-253.39	-1352.94	0	0	0	-1389.87
2	7	-29.73	246.19	-253.39	271.06	0	0	0	234.13
3	9	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	400	437.13
4	13	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	1243.9	1281.03
5	17	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	2120.8	2157.93
6	20.5	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	2921.07	2958.2
7	24	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	3756.96	3794.09
8	27.5	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	4631.35	4668.48
9	31	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	5545.03	5582.16
10	34	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	6361.77	6398.9
11	37	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	7209.8	7246.93
12	40	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	8091.42	8128.55
13	43	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	9010.1	9047.23
14	48	-29.73	246.19	-253.39	171.06	303	-400	10610.1	10647.23
15	53	100	-303	0	0	0	400	-9010.1	-8813.1
16	56	100	-303	0	0	0	400	-8091.42	-7894.42
17	59	100	-303	0	0	0	400	-7209.8	-7012.8
18	62	100	-303	0	0	0	400	-6361.77	-6164.77
19	65	100	-303	0	0	0	400	-5545.03	-5348.03
20	68.5	100	-303	0	0	0	400	-4631.35	-4434.35
21	72	100	-303	0	0	0	400	-3756.96	-3559.96
22	75.5	100	-303	0	0	0	400	-2921.07	-2724.07
23	79	100	-303	0	0	0	400	-2120.8	-1923.8
24	83	100	-303	0	0	0	400	-1243.9	-1046.9
25	87	100	-303	0	0	0	400	-400	-203

26	89	0	0	0	0	0	0	0	0
27	93	-100	303	0	0	0	400	-1243.9	-640.9
28	97	-100	303	0	0	0	400	-2120.8	-1517.8
29	100.5	-100	303	0	0	0	400	-2921.07	-2318.07
30	104	-100	303	0	0	0	400	-3756.96	-3153.96
31	107.5	-100	303	0	0	0	400	-4631.35	-4028.35
32	111	-100	303	0	0	0	400	-5545.03	-4942.03
33	114	-100	303	0	0	0	400	-6361.77	-5758.77
34	117	-100	303	0	0	0	400	-7209.8	-6606.8
35	120	-100	303	0	0	0	400	-8091.42	-7488.42
36	123	-100	303	0	0	0	400	-9010.1	-8407.1
37	128	-100	303	0	0	0	400	-10610.1	-10007.1
38	133	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	9010.1	6391.31
39	136	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	8091.42	5472.63
40	139	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	7209.8	4591.01
41	142	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	6361.77	3742.98
42	145	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	5545.03	2926.24
43	148.5	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	4631.35	2012.56
44	152	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	3756.96	1138.17
45	155.5	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	2921.07	302.28
46	159	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	2120.8	-497.99
47	163	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	1243.9	-1374.89
48	167	29.73	-2469.19	-253.39	171.06	303	-400	400	-2218.79
49	169	29.73	-2469.19	-253.39	271.06	0	0	0	-2421.79
50	176	29.73	-2469.19	-253.39	-1352.94	0	0	0	-4045.79

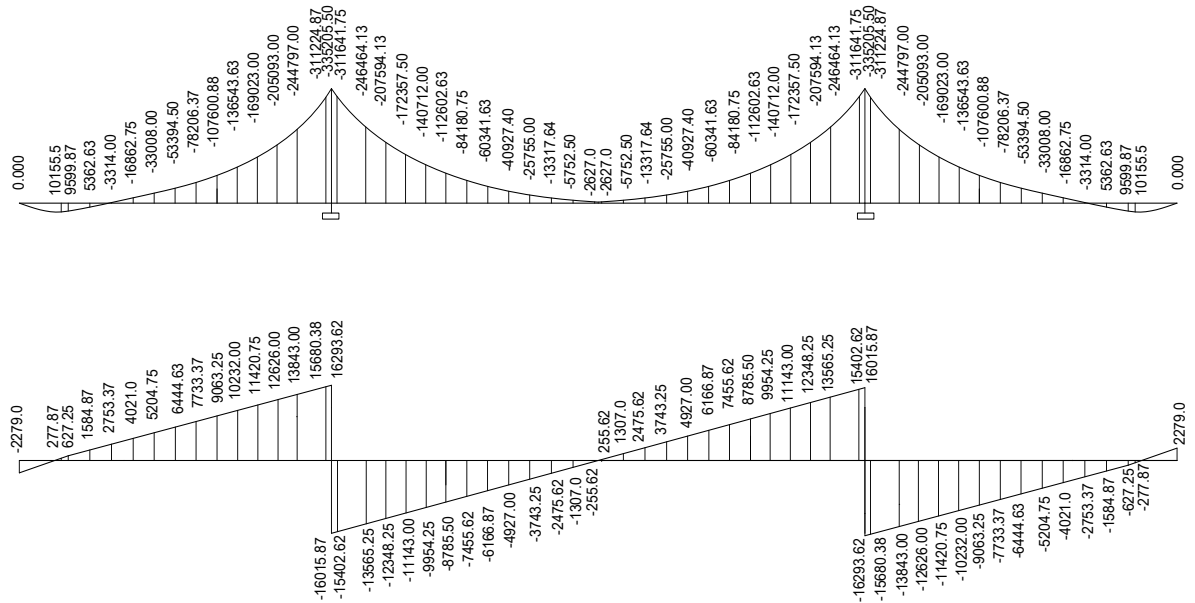
mo men

Tiết diện	Khoảng cách	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)	M(KN.m)
	m	gd7	gd6	gd5	gd4	gd3	gd2	gd1	to hop
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	7	208.09	-1723.31	1773.76	4497.1	0	0	0	4755.64
3	9	267.54	-2215.69	2280.54	4497.1	0	0	0	4829.49
4	13	386.45	-3200.44	3294.12	3954.99	-1212	1600	-3287.8	1535.32
5	17	505.35	-4185.19	4307.69	3270.77	-2424	3200	-10017.2	-5342.58
6	20.5	609.4	-5046.84	5194.57	2586.54	-3484.5	4600	-18840.48	-14381.3
7	24	713.44	-5908.5	6081.45	1987.84	-4545	6000	-30527.05	-26197.8
8	27.5	817.48	-6770.16	6968.33	1389.14	-5605.5	7400	-45206.59	-41007.3
9	31	921.53	-7631.81	7855.21	790.45	-6666	8800	-63015.25	-58945.9
10	34	1010.71	-8370.38	8615.39	-321.42	-7575	10000	-80875.45	-77516.2
11	37	1099.89	-9108.94	9375.57	-834.59	-8484	11200	-101232.81	-97984.9
12	40	1189.07	-9847.5	10135.75	-1347.76	-9393	12400	-124184.65	-121048
13	43	1278.25	-10586.06	10895.93	-1860.93	-10302	13600	-149836.94	-146812
14	48	1426.88	-11817	12162.9	-2716.2	-11817	15600	-198887.44	-196048
15	53	926.88	-11817	0	0	0	13600	-149836.94	-147127
16	56	626.88	-10302	0	0	0	12400	-124184.65	-121460
17	59	326.88	-9393	0	0	0	11200	-101232.81	-99098.9
18	62	-273.12	-8484	0	0	0	10000	-80875.45	-79632.6
19	65	-623.12	-7575	0	0	0	8800	-63015.25	-62413.4
20	68.5	-973.12	-6666	0	0	0	7400	-45206.59	-45445.7
21	72	-1323.12	-5605.5	0	0	0	6000	-30527.05	-31455.7
22	75.5	-1673.12	-4545	0	0	0	4600	-18840.48	-20458.6
23	79	-2073.12	-3484.5	0	0	0	3200	-10017.2	-12374.8
24	83	-2473.12	-2424	0	0	0	1600	-3287.8	-6584.92
25	87	-2473.12	-1212	0	0	0	0	0	-3685.12
26	89	-2473.12	0	0	0	0	0	0	-2473.12

27	93	-2073.12	-2424	0	0	0	1600	-3287.8	-6184.92
28	97	-1673.12	-3484.5	0	0	0	3200	-10017.2	-11974.8
29	100.5	-1323.12	-4545	0	0	0	4600	-18840.48	-20108.6
30	104	-973.12	-5605.5	0	0	0	6000	-30527.05	-31105.7
31	107.5	-623.12	-6666	0	0	0	7400	-45206.59	-45095.7
32	111	-273.12	-7575	0	0	0	8800	-63015.25	-62063.4
33	114	326.88	-8484	0	0	0	10000	-80875.45	-79032.6
34	117	626.88	-9393	0	0	0	11200	-101232.81	-98798.9
35	120	926.88	-10302	0	0	0	12400	-124184.65	-121160
36	123	1426.88	-11817	0	0	0	13600	-149836.94	-146627
37	128	1426.88	-11817	12162.9	-2716.2	-11817	15600	-198887.44	-196048
38	133	1278.25	-10586.06	10895.93	-1860.93	-10302	13600	-149836.94	-146812
39	136	1189.07	-9847.5	10135.75	-1347.76	-9393	12400	-124184.65	-121048
40	139	1099.89	-9108.94	9375.57	-834.59	-8484	11200	-101232.81	-97984.9
41	142	1010.71	-8370.38	8615.39	-321.42	-7575	10000	-80875.45	-77516.2
42	145	921.53	-7631.81	7855.21	790.45	-6666	8800	-63015.25	-58945.9
43	148.5	817.48	-6770.16	6968.33	1389.14	-5605.5	7400	-45206.59	-41007.3
44	152	713.44	-5908.5	6081.45	1987.84	-4545	6000	-30527.05	-26197.8
45	155.5	609.4	-5046.84	5194.57	2586.54	-3484.5	4600	-18840.48	-14381.3
46	159	505.35	-4185.19	4307.69	3270.77	-2424	3200	-10017.2	-5342.58
47	163	386.45	-3200.44	3294.12	3954.99	-1212	1600	-3287.8	1535.32
48	167	267.54	-2215.69	2280.54	4497.1	0	0	0	4829.49
49	169	208.09	-1723.31	1773.76	4497.1	0	0	0	4755.64
50	176	0	0	0	0	0	0	0	0

Tổng hợp nội lực của 7 giai đoạn thi công:

Biểu đồ nội lực tích lũy của 7 giai đoạn thi công



8. Giai đoạn 8: Giai đoạn hoàn thiện

Thi công lan can, lớp mui luyện, phòng n- ốc, 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)

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

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, $B = 12.5$ m .

γ_{lp} : tỷ trọng của lớp phủ, lấy trung bình = 29.1 KN/m

$$DW = 0.12 * 12.5 * 22.5 = 33.75 \text{ KN/m}$$

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

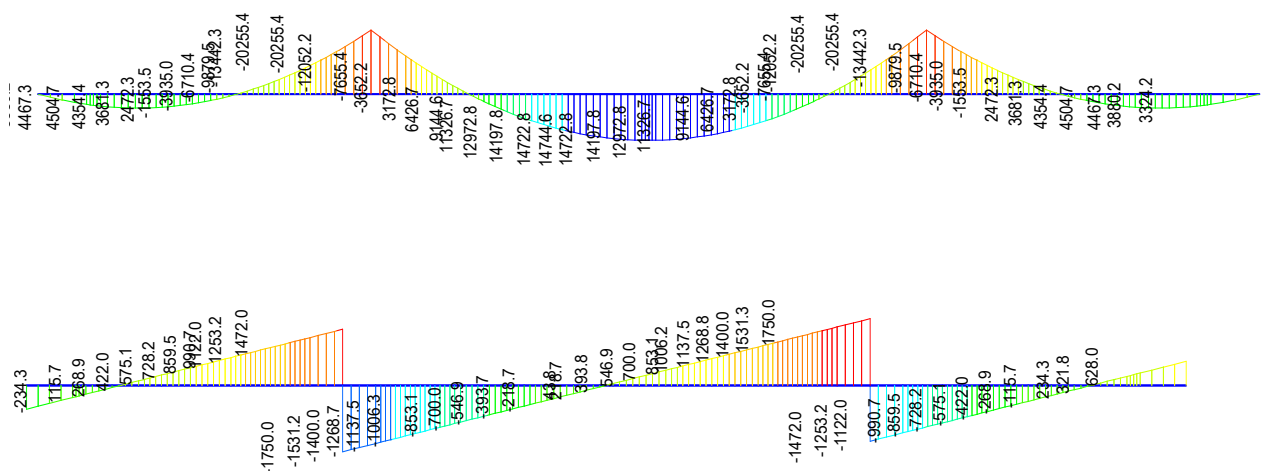
$$DC2 = 6.69 \text{ KN/m}$$

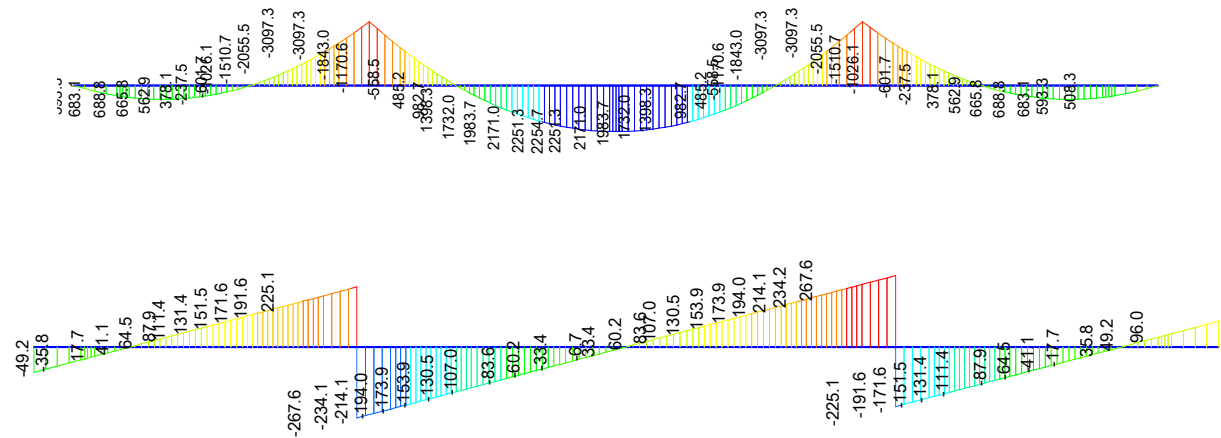
Sơ đồ tính:



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

Biểu đồ nội lực do lớp phủ gây ra .





9. Giai đoạn 9: Đặt a kết cấu vào khai thác sử dụng

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

Tải trọng ngang (PL=0.3 KN/m²), tính trên chiều dài cầu: PL = 0.3 x 1 = 3 KN/m

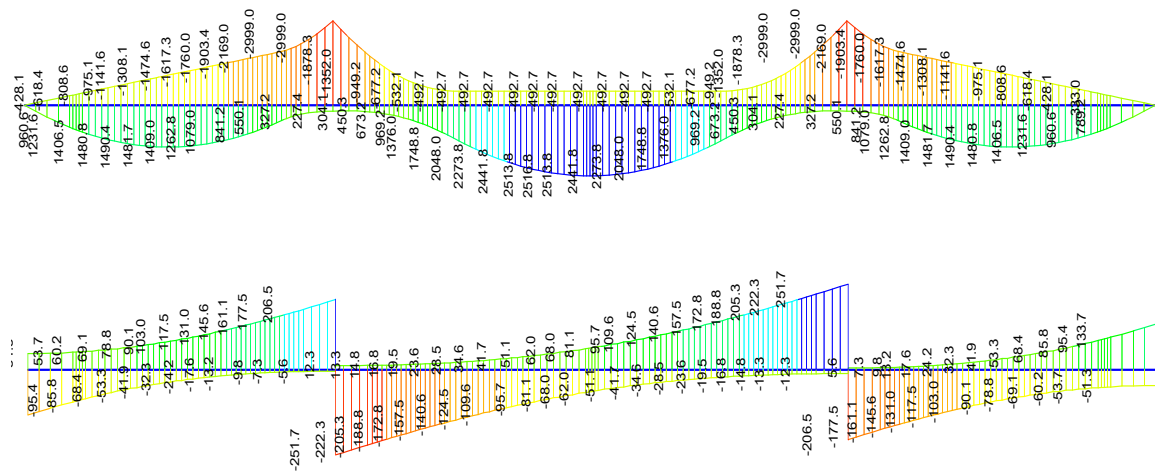
Hoạt tải HL93



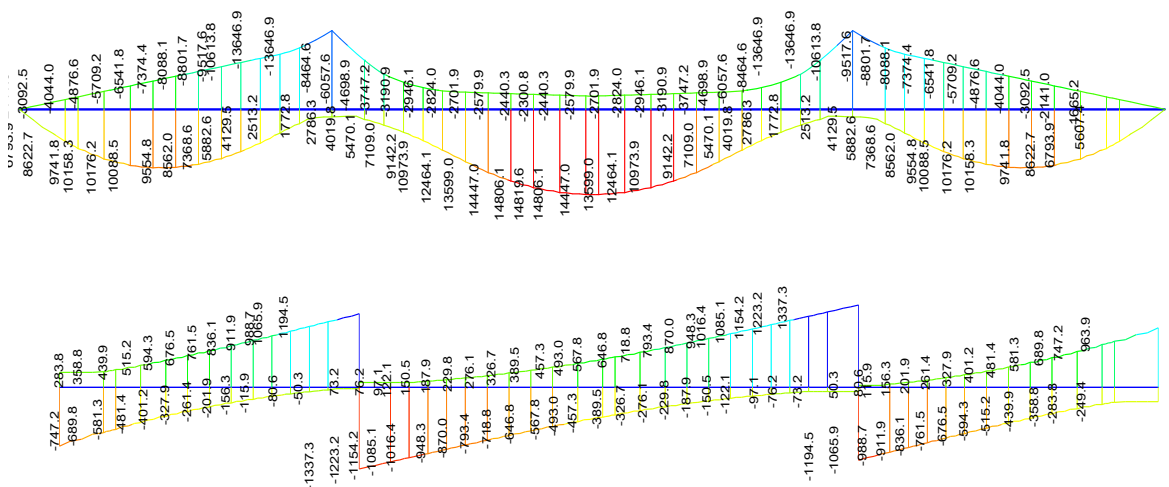
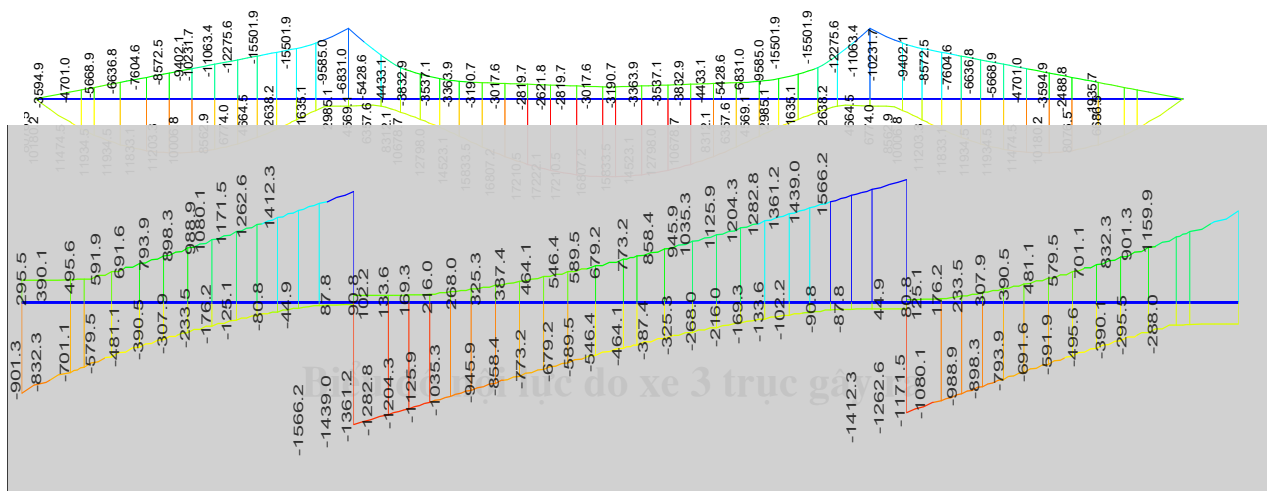
Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil

Kết quả nội lực có thể hiển thị ở biểu đồ sau:

Biểu đồ nội lực do tải trọng ng-ời gây ra



Biểu đồ nội lực do xe 2 trục gây ra



iv. Tổ hợp nội lực.

Sử dụng phần mềm MIDAS để phân tích kết cấu ứng với từng sơ đồ và tải trọng nh- trên. Sau đó tổ hợp bằng cách cộng nội lực của các b- ớc thi công (trong giai đoạn thi công) ta đ- ợc nội lực thi công, phần này chính nội lực do tải trọng kết cấu DC1. Nội lực do 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.

Bảng hệ số tải trọng dùng để tổ hợp:

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

$\gamma_{\max}$ = hệ số tải trọng lớn nhất

$\gamma_{\min}$ = hệ số tải trọng nhỏ nhất

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

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy nh- sau

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

Trong đó:

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

ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

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

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

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

Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGHCD, nội lực ở TTGHSD thể hiện nh- bảng và biểu đồ sau:

Bảng tổ hợp lực ở TTGHSD

Tiết diện	Khoảng cách				
	m	$M_{\max}(\text{KNm})$	$M_{\min}(\text{KNm})$	$Q_{\max}(\text{KNm})$	$Q_{\min}(\text{KNm})$
1	0	0	0	-1789.87	-3407.57
2	7	16063.64	6319.44	202.43	-1133.57
3	9	18340.49	6386.19	819.23	-751.07
4	13	18097.32	2472.42	1979.23	443.13
5	17	12558.42	-7732.38	3138.63	1658.63
6	20.5	3278.7	-19309.3	4226.4	2745.1
7	24	-10032.8	-34271.9	5354.09	4124.99
8	27.5	-27556.3	-52845.3	6523.78	5256.98
9	31	-49467.2	-74501.9	7692.96	6383.66
10	34	-72411	-97244.2	8766.8	7406.3
11	37	-104161	-122342	9873.03	8452.43
12	40	-133580	-150990	11013.45	9517.55
13	43	-168307	-188666	12363.03	10705.63
14	48	-217543	-237902	8727.33	6811.73
15	53	-159022	-172486	-10478.4	-12239.8
16	56	-126997	-138469	-9404.52	-11074.9
17	59	-92117.5	-109688	-8358.6	-9947.1
18	62	-66693.6	-84792.2	-7325.77	-8853.37
19	65	-42949.4	-59033.7	-6319.33	-7791.63
20	68.5	-20355.7	-38759.3	-5178.45	-6593.75
21	72	-1825.7	-22080.4	-4070.46	-5437.46
22	75.5	12605.4	-9012.6	-2994.77	-4322.57
23	79	23243.2	681.2	-1660.8	-3246.6
24	83	30113.38	7274.68	-489	-2059.4
25	87	33053.08	10249.18	429.7	-910.9
26	89	34225.18	11386.48	1012.5	-557.9
27	93	29433.08	6871.48	681.9	-903.9

28	97	21089.2	-528.8	80.7	-1247.1
29	100.5	9521.4	-10733.3	-440.57	-1807.57
30	104	-6015.7	-24419.3	-994.56	-2409.86
31	107.5	-25631.7	-41716	-1584.75	-3057.05
32	111	-49124.4	-67223	-2253.43	-3781.03
33	114	-72051.2	-89621.6	-2824.47	-4412.97
34	117	-104336	-115808	-3426.3	-5096.7
35	120	-133055	-146519	-4061.72	-5823.12
36	123	-168121	-188481	-4571.6	-6487.2
37	128	-217542	-237902	-11665.5	-13322.9
38	133	-159344	-176754	5002.31	3506.41
39	136	-127224	-145405	4267.13	2846.53
40	139	-92879.7	-117713	3583.61	2223.11
41	142	-68037.5	-93072.2	2941.48	1632.18
42	145	-45494.9	-70783.9	2337.74	1070.94
43	148.5	-24842.3	-49081.4	1681.66	452.56
44	152	-8537.8	-31125.8	1351.27	-130.03
45	155.5	3519.7	-16781.1	801.58	-678.42
46	159	12558.42	-4405.48	339.91	-1196.19
47	163	18097.32	3092.02	-186.69	-1756.99
48	167	18340.49	6414.79	-941.19	-2297.89
49	169	16063.64	6319.44	-1054.09	-2390.09
50	176	0	0	-2028.09	-3645.79

Bảng tổ hợp lực ở TTGHCD

Tiết diện	Khoảng cách				
	m	$M_{\max}(\text{KNm})$	$M_{\min}(\text{KNm})$	$Q_{\max}(\text{KNm})$	$Q_{\min}(\text{KNm})$
1	0	0.00	0.00	-2232.24	-5063.34
2	7	28321.55	7596.05	507.56	-1995.74
3	9	33561.86	7494.36	1234.31	-1456.49
4	13	31825.15	2100.75	2785.29	154.39
5	17	23023.78	-8956.33	4325.81	1785.81
6	20.5	9505.38	-23378.03	5779.35	3237.05
7	24	-9445.25	-42178.35	7284.81	5134.01
8	27.5	-34164.13	-65626.13	8844.70	6627.70
9	31	-63463.38	-93892.38	10391.10	8099.80
10	34	-94916.75	-122834.25	11819.13	9438.13
11	37	-130063.13	-154815.13	13288.16	10802.06
12	40	-168853.00	-190710.00	14800.19	12182.29
13	43	-214518.00	-250146.00	16631.24	13730.64
14	48	-276063.00	-311691.00	10520.64	7168.24
15	53	-200790.75	-224351.75	-13430.78	-16513.18
16	56	-159015.20	-179092.00	-12053.63	-14976.93
17	59	-111642.63	-141211.63	-10706.90	-13486.90
18	62	-77932.75	-108556.05	-9366.26	-12039.56
19	65	-46052.75	-74200.35	-8056.34	-10632.84
20	68.5	-15885.13	-48091.23	-6566.54	-9043.44
21	72	8834.38	-26610.63	-5114.75	-7507.15
22	75.5	28052.75	-9777.25	-3700.19	-6023.89
23	79	42227.50	2745.50	-1873.15	-4591.15
24	83	51184.85	11216.85	-317.93	-3009.13
25	87	54871.60	14964.60	970.85	-1478.35
26	89	56323.60	16356.60	1700.50	-990.70
27	93	49964.85	10482.85	1385.28	-1332.73

28	97	38657.50	827.50	721.55	-1602.15
29	100.5	23018.25	-12426.75	159.61	-2232.79
30	104	2039.88	-30166.23	-441.95	-2918.85
31	107.5	-24405.63	-52553.23	-1087.64	-3664.14
32	111	-55971.25	-86594.55	-1843.94	-4517.24
33	114	-86559.75	-116128.75	-2477.56	-5257.56
34	117	-130688.83	-150765.63	-3149.60	-6072.90
35	120	-168332.00	-191893.00	-3863.73	-6946.13
36	123	-214286.75	-249914.75	-4368.08	-7720.48
37	128	-276063.00	-311691.00	-14930.48	-17831.08
38	133	-201058.00	-231526.00	5967.54	3349.64
39	136	-158892.00	-190710.00	5097.39	2611.29
40	139	-120502.63	-154815.13	4299.26	1918.26
41	142	-86676.25	-122834.25	3556.63	1265.33
42	145	-56587.38	-93892.38	2865.70	648.70
43	148.5	-27957.13	-65626.13	2124.30	434.10
44	152	-5265.25	-42178.35	1883.41	-205.69
45	155.5	11725.38	-23378.03	1289.45	-806.15
46	159	23227.78	-8956.33	824.41	-1310.39
47	163	29444.15	2100.75	284.29	-1933.51
48	167	28413.86	7494.36	-485.09	-2823.09
49	169	24648.55	7596.05	-227.24	-2797.94
50	176	0.00	0.00	-1731.24	-4562.34

v.Thiết kế cốt thép

1.Chọn cáp

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

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

ống gen sử dụng là ống gen thép.

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

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

Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

2.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 $f_{pe} = 0.8 f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9 h_o$. 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 tròng 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 $h_b = 0,6 \text{ m}$

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

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

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: $F_b = m.A_{str}$

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 19 tao:

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

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.

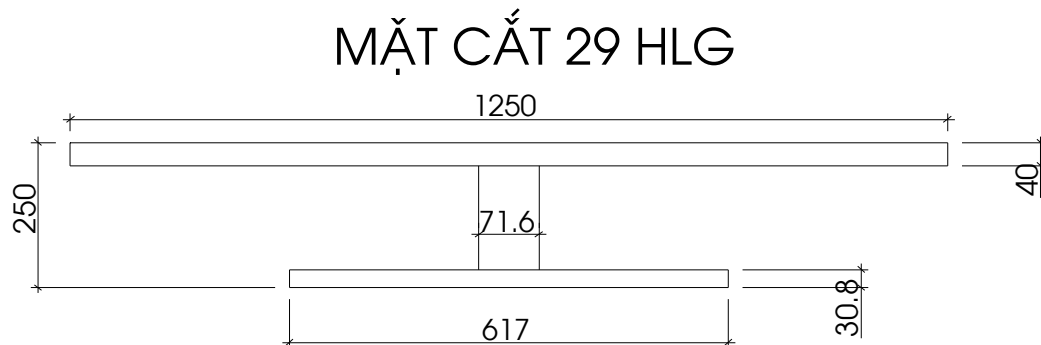
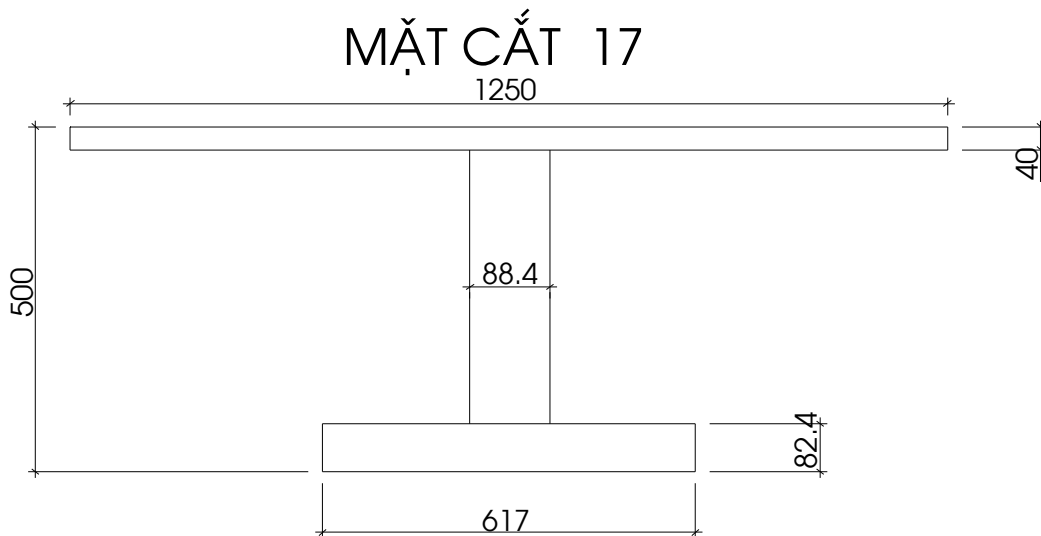
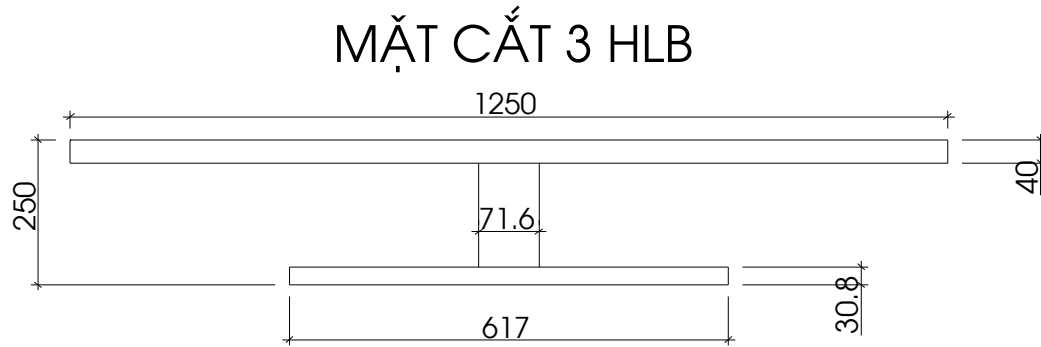
Bảng tính toán lựa chọn lượng cốt thép DƯL :

Tiết diện	Khoảng cách	Mmax	Mmin	Zcapam	Zcapduong	fc	Apsmax	Apsmin	CT tính toán(bó)		CT chọn(bó)	
	m	KNm	KNm	m	m	Mpa	m2	m2	max	min	max	min
1	0	0	0	2.14	1.98	1339.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	4.00	
2	7	28321.55	7596.05	2.14	1.98	1339.00	0.0099	0.0029	3.37	1.08	4.00	
3	9	33561.86	7494.363	2.14	1.98	1339.00	0.0117	0.0028	3.99	1.06	4.00	
4	13	31825.15	2100.75	2.12	1.98	1339.00	0.0112	0.0008	3.82	0.30	4.00	
5	17	23023.78	-8956.33	2.12	1.98	1339.00	0.0081	-0.0034	2.77	-1.27	4.00	4.00
6	20.5	9505.375	-23378	2.11	2.00	1339.00	0.0034	-0.0087	1.15	-3.29	2.00	6.00
7	24	-9445.25	-42178.4	2.16	2.07	1339.00	-0.0033	-0.0152	-1.11	-5.72		8.00
8	27.5	-34164.1	-65626.1	2.25	2.19	1339.00	-0.0114	-0.0224	-3.86	-8.42		12.00
9	31	-63463.4	-93892.4	2.37	2.33	1339.00	-0.0200	-0.0301	-6.81	-11.31		14.00
10	34	-94916.8	-122834	2.53	2.52	1339.00	-0.0280	-0.0364	-9.52	-13.69		16.00
11	37	-130063	-154815	2.74	2.75	1339.00	-0.0355	-0.0421	-12.07	-15.83		18.00
12	40	-168853	-190710	2.95	2.97	1339.00	-0.0428	-0.0480	-14.55	-18.03		20.00
13	43	-214518	-250146	3.18	3.22	1339.00	-0.0504	-0.0580	-17.15	-21.80		24.00
14	48	-276063	-311691	3.75	3.82	1339.00	-0.0550	-0.0610	-18.70	-22.93		24.00
15	53	-200791	-224352	4.16	4.23	1339.00	-0.0360	-0.0396	-12.25	-14.89		24.00

16	56	-159015	-179092	3.75	3.22	1339.00	-0.0317	-0.0415	-10.77	-15.61		20.00
17	59	-111643	-141212	2.95	2.97	1339.00	-0.0283	-0.0355	-9.62	-13.35		18.00
18	62	-77932.8	-108556	2.74	2.75	1339.00	-0.0213	-0.0295	-7.23	-11.10		16.00
19	65	-46052.8	-74200.4	2.53	2.52	1339.00	-0.0136	-0.0220	-4.62	-8.27		14.00
20	68.5	-15885.1	-48091.2	2.37	2.33	1339.00	-0.0050	-0.0154	-1.70	-5.79		12.00
21	72	8834.375	-26610.6	2.25	2.19	1339.00	0.0029	-0.0091	1.00	-3.42	2.00	10.00
22	75.5	28052.75	-9777.25	2.16	2.07	1339.00	0.0097	-0.0035	3.31	-1.33	4.00	8.00
23	79	42227.5	2745.5	2.11	2.00	1339.00	0.0150	0.0010	5.09	0.39	6.00	6.00
24	83	51184.85	11216.85	2.12	1.98	1339.00	0.0181	0.0042	6.15	1.59	8.00	4.00
25	87	54871.6	14964.6	2.12	1.98	1339.00	0.0194	0.0056	6.59	2.12	8.00	
26	89	56323.6	16356.6	2.14	1.98	1339.00	0.0197	0.0062	6.69	2.32	8.00	
27	93	49964.85	10482.85	2.12	1.98	1339.00	0.0176	0.0040	6.00	1.49	8.00	4.00
28	97	38657.5	827.5	2.12	1.98	1339.00	0.0137	0.0003	4.64	0.12	6.00	6.00
29	100.5	23018.25	-12426.8	2.11	2.00	1339.00	0.0082	-0.0046	2.78	-1.75	4.00	8.00
30	104	2039.875	-30166.2	2.16	2.07	1339.00	0.0007	-0.0109	0.24	-4.09	2.00	10.00
31	107.5	-24405.6	-52553.2	2.25	2.19	1339.00	-0.0081	-0.0179	-2.76	-6.75		12.00
32	111	-55971.3	-86594.6	2.37	2.33	1339.00	-0.0177	-0.0277	-6.01	-10.43		14.00
33	114	-86559.8	-116129	2.53	2.52	1339.00	-0.0255	-0.0344	-8.68	-12.94		16.00

34	117	-130689	-150766	2.74	2.75	1339.00	-0.0356	-0.0410	-12.12	-15.42		18.00
35	120	-168332	-191893	2.95	2.97	1339.00	-0.0427	-0.0483	-14.51	-18.14		20.00
36	123	-214287	-249915	3.18	3.22	1339.00	-0.0504	-0.0579	-17.13	-21.78		24.00
37	128	-276063	-311691	3.75	3.82	1339.00	-0.0550	-0.0610	-18.70	-22.93		24.00
38	133	-201058	-231526	4.16	4.23	1339.00	-0.0361	-0.0409	-12.26	-15.37		24.00
39	136	-158892	-190710	3.75	3.22	1339.00	-0.0316	-0.0442	-10.76	-16.62		20.00
40	139	-120503	-154815	2.95	2.97	1339.00	-0.0305	-0.0389	-10.39	-14.64		18.00
41	142	-86676.3	-122834	2.74	2.75	1339.00	-0.0236	-0.0334	-8.04	-12.56		16.00
42	145	-56587.4	-93892.4	2.53	2.52	1339.00	-0.0167	-0.0278	-5.67	-10.46		14.00
43	148.5	-27957.1	-65626.1	2.37	2.33	1339.00	-0.0088	-0.0210	-3.00	-7.90		12.00
44	152	-5265.25	-42178.4	2.25	2.19	1339.00	-0.0018	-0.0144	-0.60	-5.41		10.00
45	155.5	11725.38	-23378	2.16	2.07	1339.00	0.0041	-0.0084	1.38	-3.17	2.00	8.00
46	159	23227.78	-8956.33	2.11	2.00	1339.00	0.0082	-0.0033	2.80	-1.26	4.00	6.00
47	163	29444.15	2100.75	2.12	1.98	1339.00	0.0104	0.0008	3.54	0.30	4.00	4.00
48	167	28413.86	7494.363	2.12	1.98	1339.00	0.0100	0.0028	3.41	1.06	4.00	
49	169	24648.55	7596.05	2.14	1.98	1339.00	0.0086	0.0029	2.93	1.08	4.00	
50	176	0	0	2.14	1.98	1339.00	0.0000	0.0000	0.00	0.00	4.00	

- Mặt cắt quy đổi:



* 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.

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

$$F_{td} = F_0 + n \cdot (F_t + F_d)$$

$$S_0 = n \cdot [F_t \cdot (y_t - a_t) - F_d \cdot (y_d - a_d)]$$

$$c = \frac{S_0}{F_{td}}$$

$$y_d^I = y_d - c$$

$$y_t^I = y_t + c$$

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

$$y_{a-b}^{I-I} = y_t^I - h_c$$

$$y_{c-d}^{I-I} = y_d^I - h_d$$

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

$$- a_d)$$

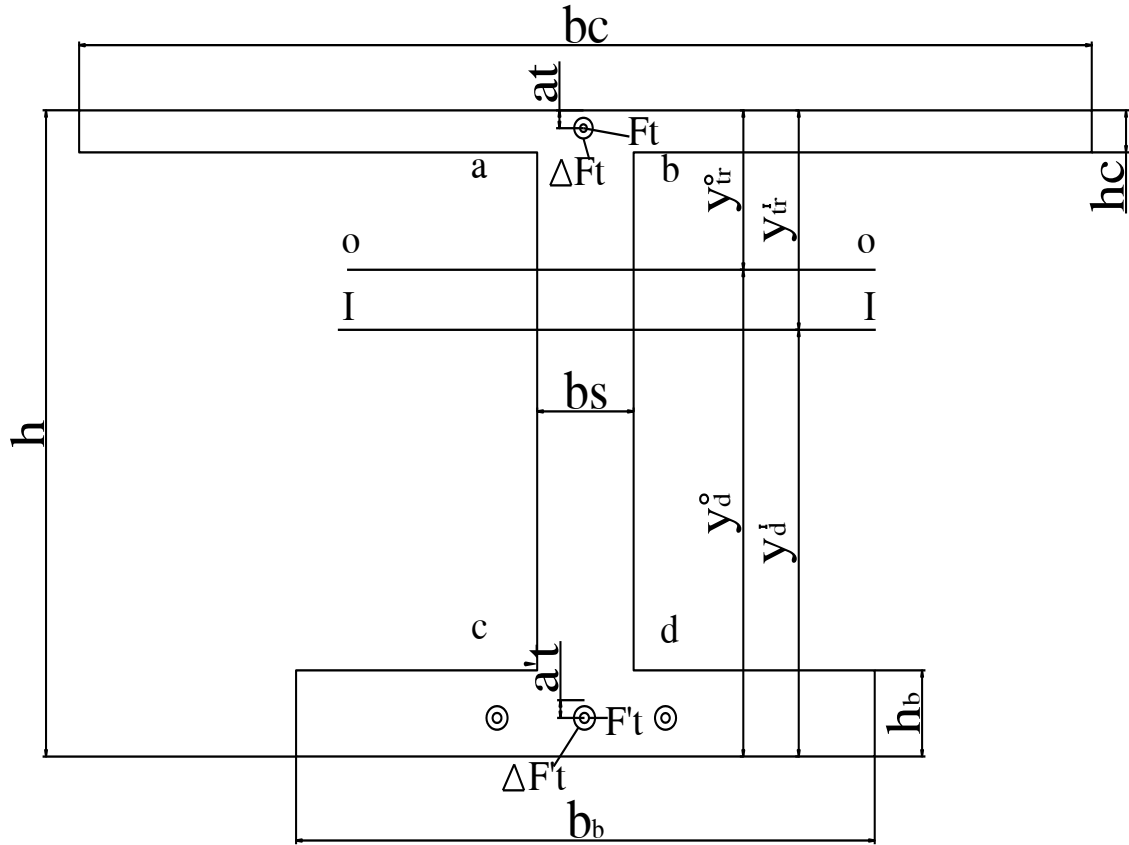
$$e^{I-I} = y_d^I - a_d$$

Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luồn cáp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- b_c : Bề rộng bản cánh trên.
- h_c : Chiều cao bản cánh trên.
- b : Chiều dày sườn dầm.
- h_b : Chiều cao sườn dầm.
- b_d : Bề rộng bản đáy.
- h_d : Chiều cao bản đáy.
- h : Chiều cao tiết diện.
- a_t : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía trên tới mép trên tiết diện.
- a_d : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía dưới tới mép dưới tiết diện.
- F_d : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía dưới .
- F_t : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía trên .
- n : Hệ số chuyển đổi vật liệu $n = 5.51$
- S_x : Mômen tĩnh của tiết diện giảm yếu đối với đáy tiết diện.
- F_{td} : Diện tích tiết diện tính đổi.
- S_0 : Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục 0 – 0.
- C : Khoảng cách giữa trục 0-0 và trục I-I.
- y_d^I và y_t^I : Khoảng cách từ trục chính I-I tới mép dưới và trên tiết diện
- J_{td} : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- y_{a-b}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới trục a-b

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- 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



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH**Bảng tính đặc tr- ng hình học các tiết diện**

	Tiết diện		
	TD3	TD17	TD29
Bc	12.50	12.50	12.50
Hc	0.40	0.40	0.40
B	0.72	0.88	0.72
Hb	1.79	4.28	1.79
Bb	6.00	5.10	6.00
Hd	0.30	0.80	0.30
H	2.50	5.0	2.50
At	0.00	0.17	0.00
Ad	0.15	0.00	0.15
ΔFt	0.00	0.23	0.02
ΔFd	0.05	0.00	0.04
Fd	0.02	0.00	0.02
Ft	0.00	0.08	0.01
n	5.51	5.51	5.51
Ftd	8.12	12.98	8.12
Fo	8.07	12.75	8.07
Sx	13.29	37.94	13.25
Yt	0.85	2.22	0.86
Yd	1.65	2.78	1.64
Jo	6.73	58.81	6.76
Ya-b(0-0)	0.45	2.12	0.46
Sa-b(0-0)	3.26	11.07	3.27
Yc-d(0-0)	1.35	2.18	1.34

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Sc-d(0-0)	2.62	10.51	2.63
Et(0-0)	0.00	2.35	0.86
Ed(0-0)	1.50	0.00	1.49
Fqd	8.15	13.17	8.19
So	-0.13	0.99	-0.10
C	-0.02	0.08	-0.01
Yt(1-1)	0.87	2.45	0.87
Yd(1-1)	1.63	3.05	1.63
Jqd	6.92	61.06	6.98
Ya-b(1-1)	0.47	2.05	0.47
Sa-b(1-1)	3.34	12.20	3.38
Yc-d(1-1)	1.32	2.23	1.32
Sc-d(1-1)	2.67	12.11	2.71
Et(1-1)	0.00	2.28	0.87
Ed(i-i)	1.48	0.00	1.48

- **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:

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

(5.9.5.1-2)

ở đây:

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- Δf_{pR} : Mất mát do trùng dao cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

1. Mất mát do ma sát

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

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

(5.9.5.2.2b-1)

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 1339.2 \text{ Mpa} = 133920 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- K : hệ số ma sát lần $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1} = 0.00066(1/\text{m})$
- $\mu = 0.25$ 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	m	K (1/m)	f_{pj} (T/m ²)	x (m)	a (rad)	Δf_{pf} (T/m ²)
3	C2-01(4)	0.250	0.00066	133920.000	9.000	0.170	6332.474
	C2-02(2)	0.250	0.00066	133920.000	12.500	0.170	6626.861
Mất mát trung bình 1 bó							9645.905
14	C1-01(4)	0.250	0.00066	133920.000	3.500	0.274	832.265
	C1-02(2)	0.250	0.00066	133920.000	8.000	0.274	9524.923
	C1-03(2)	0.250	0.00066	133920.000	11.000	0.274	9770.981
	C1-04(2)	0.250	0.00066	133920.000	14.000	0.274	10016.553
	C1-5(2)	0.250	0.00066	133920.000	17.000	0.274	10261.639
	C1-6(2)	0.250	0.00066	133920.000	20.500	0.274	10546.961
	C1-7(2)	0.250	0.00066	133920.000	24.000	0.274	10831.623
	C1-8(2)	0.250	0.00066	133920.000	27.500	0.274	11115.629
	C1-9(2)	0.250	0.00066	133920.000	31.000	0.274	11398.980
	C1-10(4)	0.250	0.00066	133920.000	35.000	0.274	11722.009
							9685.383
25	C3-01(2)	0.250	0.00066	133920.000	5.000	0.170	5995.198
	C3-02(2)	0.250	0.00066	133920.000	9.000	0.170	6332.474
	C3-03(2)	0.250	0.00066	133920.000	12.500	0.170	6626.861
	C3-04(2)	0.250	0.00066	133920.000	16.000	0.170	6920.569
							6468.776

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

2. Mất mát do thiết bị neo

Mất mát do thiết bị neo đã được tính theo công thức sau:

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

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa = 197000000(T/m²)
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neo = 0.006 (m)

Tiết diện	Bó thép	L (m)	DL (m)	E (T/m ²)	Δf _{pA} (T/m ²)
2.000	C2-01(4)	17.000	0.006	19700000.000	6952.941
	C2-02(2)	20.500	0.012	19700000.000	11531.707
		Mất mát trung bình 1 bó			12718.795
13.000	C1-01(4)	10.000	0.006	19700000.000	11820.000
	C1-02(2)	16.000	0.012	19700000.000	14775.000
	C1-03(2)	22.000	0.012	19700000.000	10745.455
	C1-04(2)	28.000	0.012	19700000.000	8442.857
	C1-5(2)	34.000	0.012	19700000.000	6952.941
	C1-6(2)	41.000	0.012	19700000.000	5765.854
	C1-7(2)	48.000	0.012	19700000.000	4925.000
	C1-8(2)	55.000	0.012	19700000.000	4298.182
	C1-9(2)	62.000	0.012	19700000.000	3812.903
	C1-10(4)	70.000	0.012	19700000.000	3377.143
					8673.533
26.000	C3-01(2)	10.000	0.012	19700000.000	23640.000
	C3-02(2)	18.000	0.012	19700000.000	13133.333
	C3-03(2)	25.000	0.012	19700000.000	9456.000
	C3-04(2)	32.000	0.012	19700000.000	7387.500
					13404.208

3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

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

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

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

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-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 : 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)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Tiết diện	Bó thép	F	A	I	e	M _{dc1}	f _{cgp}	E _p /E _{ci}	Δf_{pES}
		T	m ²	m ⁴	m	T _m	T/m ²		(T/m ²)
3.000	C2-01(2)	2690.543	8.145	6.991	1.484	1676.000	-822.382	5.510	-1982.455
	C2-02(2)	0.000	8.145	6.991	1.484	1676.000	355.850	5.510	-1982.455
		Mất mát trung bình 1 bó							-1982.455
14.000	C1-01(4)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-02(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-03(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-04(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-5(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-6(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-7(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-8(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-9(2)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
	C1-10(4)	8407.907	12.966	60.659	2.254	16340.500	-745.530	5.510	-1960.574
									-1960.574
25.000	C3-01(2)	1583.232	8.104	6.901	1.492	1897.000	-295.816	5.510	-611.230
	C3-02(2)	1583.232	-0.088	0.458	0.000	1897.000	17972.690	5.510	-611.230
	C3-03(2)	1583.232	-0.011	3.291	0.000	1897.000	145656.403	5.510	-611.230
	C3-04(2)	1583.232	8.104	6.901	1.492	1897.000	-295.816	5.510	-611.230
									-611.230

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

4. Mất mát do co ngót

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

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

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

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pSR}
		T/m ²
3.000	C2-01(2)	2500.000
	C2-02(2)	2500.000
		2500.000
14.000	C1-01(4)	2500.000
	C1-02(2)	2500.000
	C1-03(2)	2500.000
	C1-04(2)	2500.000
	C1-5(2)	2500.000
	C1-6(2)	2500.000
	C1-7(2)	2500.000
	C1-8(2)	2500.000
	C1-9(2)	2500.000
	C1-10(4)	2500.000
		2500.000
25.000	C3-01(2)	2500.000
	C3-02(2)	2500.000
	C3-03(2)	2500.000
	C3-04(2)	2500.000
		2500.000

5. Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

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

(5.9.5.4.3-1)

Trong đó:

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F_l e^2}{I} + \frac{M_{DC} e}{I}$$

- 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)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC2} + M_{DW}) e}{I_{td}}$$

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$) T.m
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (T.m)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Tiết diện	Bó thép	F	e	A _{qd}	I _{qd}	M	M	f _{cgp}	Δf _{cdp}	Δf _{pCR}
		T	m	m ²	m ⁴		T _m			(T/m ²)
3.000	C2-01(2)	2690.543	1.484	8.145	6.991	1676.000	563.100	-822.382	119.558	9031.679
	C2-02(2)	2690.543	1.484	8.145	6.991	1676.000	563.100	355.850	119.558	3433.290
		Mất mát trung bình 1 bó								5374.162
14.000	C1-01(4)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-02(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-03(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-04(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-5(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-6(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-7(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-8(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-9(2)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
	C1-10(4)	8407.907	2.254	12.966	60.659	16340.500	2741.400	-745.530	101.871	8233.259
										8233.259
25.000	C3-01(2)	1583.232	1.492	8.104	6.901	1897.000	238.600	-295.816	51.578	3188.749
	C3-02(2)	1583.232	1.492	8.104	6.901	1897.000	238.600	-295.816	51.578	3188.746
	C3-03(2)	1583.232	1.492	8.104	6.901	1897.000	238.600	-295.816	51.578	3188.746
	C3-04(2)	1583.232	1.492	8.104	6.901	1897.000	238.600	-295.816	51.578	3188.749
										6377.495

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

6. Mất mát do trùng dãn cốt thép

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

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \text{ (Mpa)} \quad (5.9.5.4.c-2)$$

ở đây:

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

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

Tiết diện	Bố thép	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		(T/m ²)	(T/m ²)	T/m ²	(T/m ²)	(T/m ²)
3.000	C2-01(2)	6332.474	-1982.455	2500.000	9031.679	2640.282
	C2-02(2)	6626.861	-1982.455	2500.000	3433.290	2949.691
13.000		Mất mát trung bình 1 bó				2057.564
	C1-01(4)	832.265	-1960.574	2500.000	8233.259	3185.832
	C1-02(2)	9524.923	-1960.574	2500.000	8233.259	2403.493
	C1-03(2)	9770.981	-1960.574	2500.000	8233.259	2381.347
	C1-04(2)	10016.553	-1960.574	2500.000	8233.259	2359.246
	C1-5(2)	10261.639	-1960.574	2500.000	8233.259	2337.188
	C1-6(2)	10546.961	-1960.574	2500.000	8233.259	2311.509
	C1-7(2)	10831.623	-1960.574	2500.000	8233.259	2285.889
	C1-8(2)	11115.629	-1960.574	2500.000	8233.259	2260.329
	C1-9(2)	11398.980	-1960.574	2500.000	8233.259	2234.827
	C1-10(4)	11722.009	-1960.574	2500.000	8233.259	2205.755
						2468.295
26.000	C3-01(2)	5995.198	-611.230	2500.000	3188.749	3185.760
	C3-02(2)	6332.474	-611.230	2500.000	3188.746	3155.405
	C3-03(2)	6626.861	-611.230	2500.000	3188.746	3128.910
	C3-04(2)	6920.569	-611.230	2500.000	3188.749	3102.476
						6286.275

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH**Bảng tổng hợp mất mát ứng suất:**

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pf}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	Δf_{pt}
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
3.000	C2-01(2)	63.325	69.529	-19.825	25.000	90.317	26.403	
	C2-02(2)	66.269	115.317	-19.825	25.000	34.333	29.497	
		96.459	127.188	-19.825	25.000	53.742	20.576	342.789
14.000	C1-01(4)	8.323	118.200	-19.606	25.000	82.333	31.858	
	C1-02(2)	95.249	147.750	-19.606	25.000	82.333	24.035	
	C1-03(2)	97.710	107.455	-19.606	25.000	82.333	23.813	
	C1-04(2)	100.166	84.429	-19.606	25.000	82.333	23.592	
	C1-5(2)	102.616	69.529	-19.606	25.000	82.333	23.372	
	C1-6(2)	105.470	57.659	-19.606	25.000	82.333	23.115	
	C1-7(2)	108.316	49.250	-19.606	25.000	82.333	22.859	
	C1-8(2)	111.156	42.982	-19.606	25.000	82.333	22.603	
	C1-9(2)	113.990	38.129	-19.606	25.000	82.333	22.348	
	C1-10(4)	117.220	33.771	-19.606	25.000	82.333	22.058	
		96.854	86.735	-19.606	25.000	82.333	24.683	335.210
25.000	C3-01(2)	59.952	236.400	-6.112	25.000	31.887	31.858	
	C3-02(2)	63.325	131.333	-6.112	25.000	31.887	31.554	
	C3-03(2)	66.269	94.560	-6.112	25.000	31.887	31.289	
	C3-04(2)	69.206	73.875	-6.112	25.000	31.887	31.025	
		64.688	134.042	-6.112	25.000	63.775	62.863	356.480

VII. KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải được kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc trưng: Tiết diện sát mép trụ (tiết diện 14), tiết diện sát mép hợp long biên (tiết diện 03) và tiết diện sát mép hợp long giữa (tiết diện 25).

1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Khi căng kéo cốt thép

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ Giai đoạn 1:

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 dới 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

- ứng suất nén: $-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5\text{ MPa} = -22500\text{ KN/m}^2$
- ứng suất kéo của bê tông: $0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355\text{ MPa} = 3535.5\text{ KN/m}^2$

a. Kiểm tra ứng suất trong bê tông tiết diện 3&29(Mmax)

- *Giai đoạn căng kéo cốt thép :*

+ *Thớ trên:*

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677\text{ Mpa}$$

+ *Thớ dưới:*

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27\text{MPa}$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- *Giai đoạn khai thác:*

+ Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)} + F_b^{(2)}}{A_0} + \frac{-F_t^{(2)}e_t + F_b^{(2)}e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{It_d} y_t^{(2)} \geq -0.45f'_c = -22.5\text{MPa}$$

+ Thớ d-ới.

$$f_{bc} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 + \frac{Mtt2 + Mht}{It_d} y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5\text{MPa}$$

b.Kiểm tra đối với các tiết diện gối(17)(Mmin)

- *Giai đoạn căng kéo cốt thép:*

+Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ MPa}$$

+ Thớ d'ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ MPa}$$

- *Giai đoạn khai thác:*

+Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} - \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 + \frac{Mtt2 + Mht}{It_d} y_t^{(2)} \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5\text{MPa}$$

+Thớ d-ới.

$$f_{bc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} + \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{It_d} y_b^{(2)} \leq -22.5\text{MPa}$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía d-ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen d-ương âm)
- A_{td} = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-óc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-óc 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:

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	Ft(1)	Fd(1)	A	Ig	e(t)	e(d)	Mbt	Yd(1)	Yt(1)	f(tg)	f(bg)	Duyệt
	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	MPa	MPa	
3	0	21939691	8066078	6.7E+12	0	1498	8E+08	1648.07	851.9	1.34	-10.58	đạt
17	1.05E+08	0	12746338	5.9E+13	2350	0	2E+10	2976.75	2523	-17.77	2.99	đạt
29	8084847	21942356	8066078	6.8E+12	857	1493	2E+08	1642.83	857.2	0.41	-10.63	đạt

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông sau toàn bộ mất mát(Khaithác)

Tiết diện	Ft(2)	Fd(2)	A	Ic	e(t)	e(d)	Mt2+Mht	Yd(2)	Yt(2)	f(tg)	f(bg)	Duyệt
	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	MPa	MPa	
3	0	16997503	8066078	6.9E+12	0	1482	4E+10	1631.91	868.1	-3.39	0.24	đạt
17	81827324	0	12746338	6.1E+13	2275	0	3E+11	3051.92	2448	-3.79	-9.69	đạt
29	8093232	12061425	8066078	7E+12	870	1480	2E+10	1630.19	869.8	-2.69	-1.13	đạt

2. Kiểm toán theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I

2.1 Sức kháng uốn.

Công 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 GHCDI (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)

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

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr-óc (mm²)
- a : chiều dày của khối ứng suất t-ơng đ-ơng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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

- 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)

- 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 .

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

(5.7.3.1.1-4)

- f'_c : C-ờng độ chịu nén qui 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} (mm ²)	d_p (mm)	b_w (mm)	b (mm)	h_f (mm)	c (mm)	f_{ps} (MPa)	a (mm)	M_n (Nm)	M_u (Nm)	$M_n > M_u$
3	15960	2350	720	1150	400	86.764	1840.77	60.11	6.82E+10	4.42E+10	đạt
17	7644	5320	880	5100	800	901.87	1771.7	624.8	6.78E+1	3.70E+1	đạt

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

	0					6	1	2	1	1	
29	1596 0	2350	720	1150 0	400	86.764	1840.7 7	60.11	6.82E+1 0	3.39E+1 0	đạt

2.2 Kiểm tra hàm lượng thép DƯL.

Kiểm tra hàm lượng thép tối đa theo công thức :

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

Trong đó :

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- d_e : Khoảng cách có hiệu t-ơng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

- Có thể bỏ qua tính toán đối với cốt thép th-ờng. Khi đó: $d_e = d_p$

Tiết diện	d_e	c	c/d_e	Duyệt
	(mm)	(mm)		
3	2350	86.764	0.04	đạt
17	5320	901.876	0.17	đạt
29	2350	86.764	0.04	đạt

Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu :

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

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

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

$$(5.4.2.6)$$

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

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

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

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50} = 4.454 \text{ Mpa} = 445.4 \text{ T/m}^2$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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

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

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

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

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

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

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

Kết quả kiểm toán được đưa ra ở bảng sau:

Tiết diện	A (mm ²)	I (mm ⁴)	y_d (mm)	y_t (mm)	f_r (MPa)	f_d (Mpa)	f_{pc} (Mpa)	M_{cr} (Nm)	$1.2M_{cr}$ (Nm)	$1.33M_u$ (Nm)
3	8.15E+06	6.92E+12	1450	750	4.454	1.61E-01	-12.72	-7.78E+10	-9.34E+10	5.88E+10
17	1.32E+07	6.11E+13	2370	2130	4.454	9.68E-01	-22.24	-5.38E+11	-6.45E+11	3.60E+11
29	8.19E+06	6.98E+12	1450	750	4.454	4.37E-02	-12.63	-7.64E+10	-9.17E+10	3.18E+10

Tiết diện	$1.33M_u$ (MPa)	$1.2M_{cr}$ (MPa)	$\min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$ $1.33M_u$	M_n (MPa)	$M_r > \min$
3	5.88E+10	9.34E+10	5.88E+10	6.82E+10	đạt
17	3.60E+11	6.45E+11	3.60E+11	6.78E+11	đạt
29	3.18E+10	9.17E+10	3.18E+10	6.82E+10	đạt

2.3. Kiểm toán sức kháng cắt cho tiết diện.

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
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.7$
- V_n : Sức kháng cắt danh định

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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

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). 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 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)

• Xác định V_p .

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

b.Xác định d_v và b_v

Chiều cao chịu cắt d_v

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:

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

đ- ơng

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.
- d_c : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_c$ (mm)	$0.72h$ (mm)	$d_c-0.5a$ (mm)	d_v (mm)	b_v (mm)	$0.25f'_c$ $b_v d_v$ (N)	A_v	V_p
3	2115.00	1800.00	2319.95	2319.95	1000	2.90E+07	943297.47	0
17	4788.00	3960.00	5007.59	5007.59	1000	6.26E+07	2036103.10	0
29	2115.00	1800.00	2319.95	2319.95	1000	2.90E+07	943297.47	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 ρ_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 (N)	b_v (mm)	d_v (mm)		v (N)	v/f'_c
3	771000	1000	2319.95	0.9	0.37	0.007
17	16249000	1000	5007.59	0.9	3.61	0.072
29	409000	1000	2319.95	0.9	0.20	0.004

Do Q_{min}

Tiết diện	V_u (N)	b_v (mm)	d_v (mm)	j	v (N)	v/f'_c
3	605000	1000	2319.95	0.9	0.29	0.006
17	14314000	1000	5007.59	0.9	3.18	0.064
29	1861000	1000	2319.95	0.9	0.89	0.018

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

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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.
- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát
- 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 $\theta = 45^\circ$, 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.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➤ Xác định f_{po}

Do Q_{max}

Tiết diện	F	A	f_{pc} (MPa)	f_{pe} (MPa)	E_p (MPa)	E_c (MPa)	f_{po} (MPa)
	(N)	(mm^2)					
3	21939690.62	8.15E+06	2.69	1065.01	197000	35750	1079.83
17	105073623.60	1.32E+07	7.98	1070.48	197000	35750	1114.45
29	21942355.96	8.19E+06	2.68	1133.59	197000	35750	1148.36

Do Q_{min}

Tiết diện	F	A	f_{pc} (MPa)	f_{pe} (MPa)	E_p (MPa)	E_c (MPa)	f_{po} (MPa)
	(N)	(mm^2)					
3	16997503.32	8.15E+06	2.08	1065.01	197000	35750	1076.49
17	81827323.63	1.32E+07	6.21	1070.48	197000	35750	1104.72
29	12061425.37	8.19E+06	1.47	1133.59	197000	35750	1141.71

Xác định ε_x

Do Q_{max}

Tiết	M_u	d_v	V_u	q	A_{ps}	f_{po}	c_x
------	-------	-------	-------	---	----------	----------	-------

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

diện	(Nm)	(mm)	(N)	rad)	(mm ²)	(MPa)	
3	4.42E+10	2319.95	7.71E+05	0.785	15960	1079.83	-7.48E-06
17	2.70E+11	5007.59	1.62E+07	0.785	76440	1114.45	-4.75E-05
29	2.39E+10	2319.95	4.09E+05	0.785	15960	1148.36	-2.64E-05

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	M_u (Mpa)	d_v (mm)	V_u (N)	q rad)	A_{ps} (mm ²)	f_{po} (N)	e_x
3	4.42E+10	2319.95	605000	0.785	15960	1076.493	-1.35E-06
17	2.70E+11	5007.59	14314000	0.785	76440	1104.722	-8.98E-06
29	2.39E+10	2319.95	1861000	0.785	15960	1141.711	-4.33E-06

Xác định β và θ

Do $Q_{\max}$

e_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra	Tra ra
		b	q
0.0075	0.0074	6.78	27
0.0475	0.0721	6.7	24
0.0264	0.0039	6.7	24

Do $Q_{\min}$

e_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra	Tra ra
		b	q
0.0014	0.0058	6.78	27
0.0090	0.0635	6.78	27
0.0043	0.0178	6.78	27

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 20$ có 2 lớp trên một s-ờn có diện tích $A_v = 628.4 \text{ mm}^2$, cự ly giữa các thanh thép ngang là $s = 200 \text{ mm}$

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s .

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

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Do $Q_{\max}$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Tiết diện	A_v mm ²	f_y Mpa	d_v mm	b_v mm	a	q	s mm	V_s
					rad	rad		N
3	628.4	1674	2319.95	1000	1.57	0.471	200	2.40E+10
17	628.4	1674	5007.59	1000	1.57	0.419	200	5.92E+10
29	628.4	1674	2319.95	1000	1.57	0.419	200	2.74E+10

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	A_v mm ²	f_y Mpa	d_v mm	b_v mm	a	q	s mm	V_s
					rad	rad		N
3	628.4	1674000	2319.95	1000	1.57	0.471	170	2.40E+13
17	628.4	1674000	5007.59	1000	1.57	0.471	170	5.17E+13
29	628.4	1674000	2319.95	1000	1.57	0.471	170	2.40E+13

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 (N)	V_s (N)	$V_c + V_s + V_p$ (N)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)	V_N (N)	jV_N (N)	V_U (N)	$V_U < jV_N$
3	9.43E+05	2.40E+10	2.40E+10	2.90E+07	2.90E+07	2.61E+07	7.71E+05	dat
17	2.04E+06	5.92E+10	5.92E+10	6.26E+07	6.26E+07	5.63E+07	1.62E+07	dat
29	9.43E+05	2.74E+10	2.74E+10	2.90E+07	2.90E+07	2.61E+07	4.09E+05	dat

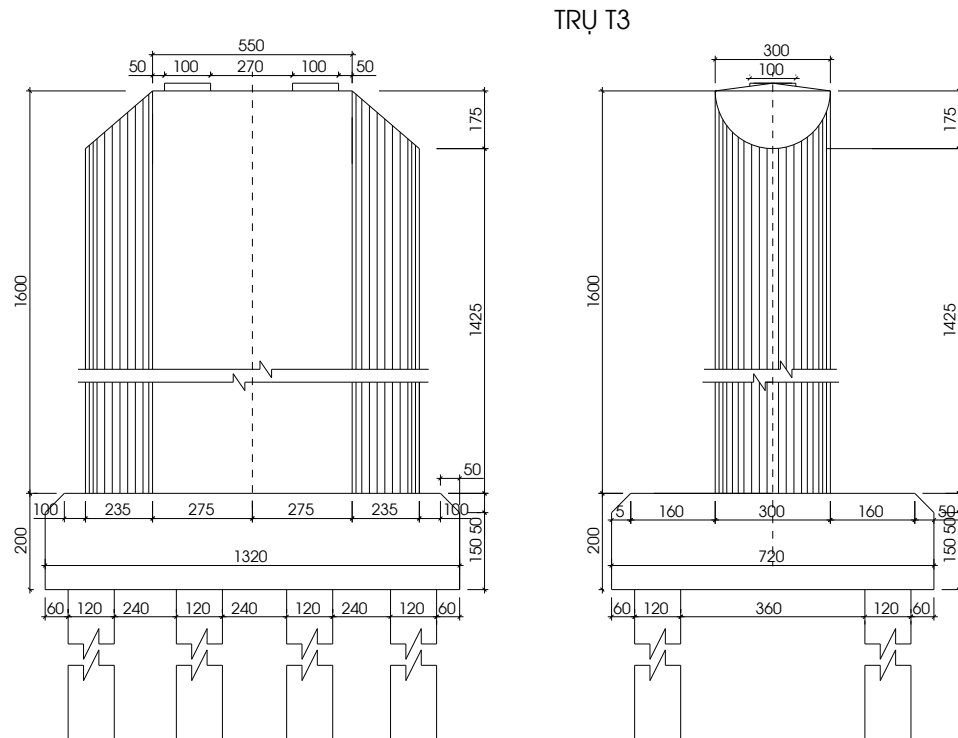
Do $Q_{\min}$

Tiết diện	V_c (N)	V_s (N)	$V_c + V_s + V_p$ (N)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)	V_N (N)	jV_N (N)	V_U (N)	$V_U < jV_N$
3	9.43E+05	2.40E+13	2.40E+13	2.90E+07	2.90E+07	2.61E+07	6.05E+05	dat
17	2.04E+06	5.17E+13	5.17E+13	6.26E+07	6.26E+07	5.63E+07	1.43E+07	dat
29	9.43E+05	2.40E+13	2.40E+13	2.90E+07	2.90E+07	2.61E+07	1.86E+06	dat

CHƯƠNG V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

I. Các kích thước cơ bản của trụ

Tính toán cho trụ T3 có kích thước cơ bản như sau:



II. Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T3

Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trụ cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu phần trên	DC1
Tải trọng lớp phủ mặt cầu	DW
Tải trọng lan can	DB
Tải trọng bản thân trụ	DC
Tải trọng hoạt tải xe thiết kế	LL
Tải trọng bộ hành	PL
Lực xung kích	IM
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực nước	WA

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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	

1. Tính tải:

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

Tính tải 1:

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

Vậy lực tác dụng lên trụ do tính tải 1 gây ra đ-ợc tính nh- sau:

$$N_{DC1} = 18792.2 \text{ KN}$$

Tính tải 2:

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

Trong đó:

$$N_{DW} = 3222.0 \text{ KN}$$

$$N_{DB} = 492.7 \text{ KN}$$

Tính tải trụ:

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-ợng riêng t-ơng ứng thành phần thứ i.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích	Trọng lượng	Lực tác dụng (KN)	
		(m ³)	(KN)	Tại đỉnh	Tại đáy
				bệ móng	Bệ móng
1	Bệ trụ	159.375	3984.375	3984.375	3984.375
2	Thân trụ	251.25	6281.25	6281.25	6281.25
3	Đá kê gối cầu	1	25	25	25
Tổng cộng DC		411.625	10290.63	10290.63	10290.63

2. Hoạt tải

a) Theo phương dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

Gồm :

- Tải trọng ng-ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1 = 0.3 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

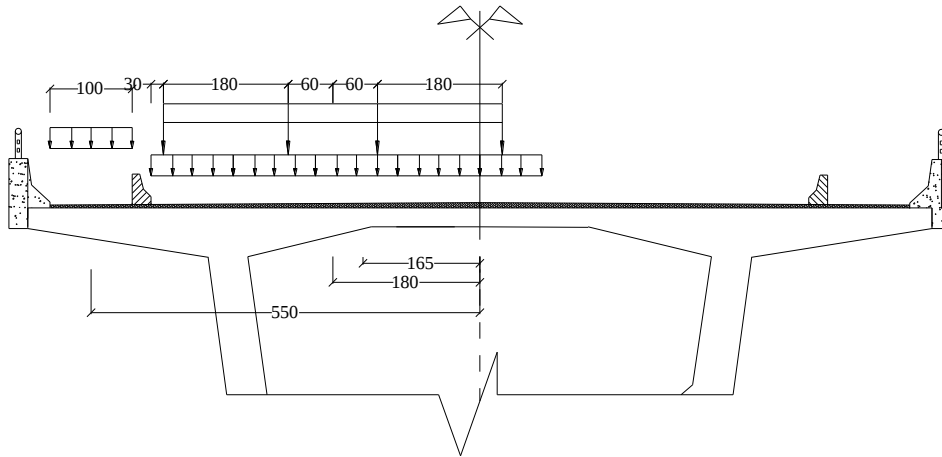
Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối mà ta đang xét.

- + Số làn thiết kế $n = 2$
- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ : $N_{LL} = 2236.6 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng-ời : $N_{lan} = 458.2 \text{ KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 2694.8 \text{ KN}$

b. Hoạt tải theo phương ngang cầu:

Gồm :

- Tải trọng ng-ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1 = 0.3 \text{ T/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93



Sơ đồ đặt tải

Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.8 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 1.65m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

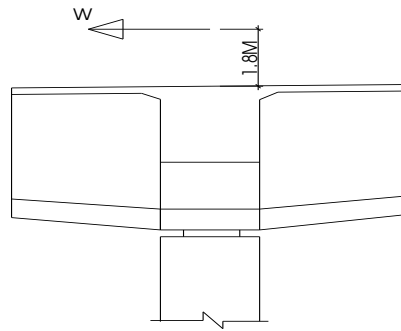
$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.8 + 3.1 \times 5.7 \times 1.65}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.79 \text{ m.}$$

Trọng tâm tải trọng ng-ời cách tim cầu là : 5.5m

3) Tải trọng hãm xe(BR):

- Được lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh hưởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.
- Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này được coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi nh- đi cùng một chiều trong t-ơng 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 : $h_{BR} = 1.8m$
- Kết quả tính toán nh- sau:

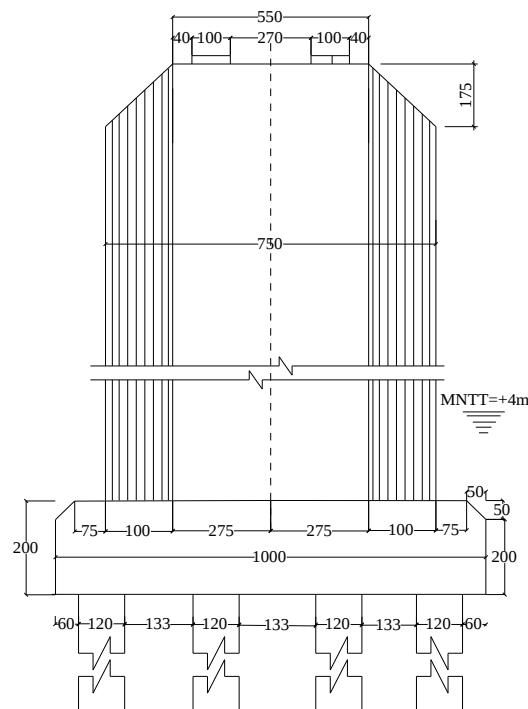
Chiều cao mặt đ- ờng so với chân trụ và đáy móng : 16 m và 18 m.

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 : $M_{d1} = 146.25 \times (16 + 1.8) = 2603.25 \text{ KN}$

Mô men do hãm xe gây ra tại đáy móng : $M_{d2} = 146.25 \times (18 + 1.8) = 2895.75 \text{ KN}$

4) Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- 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- ợc 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 :

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

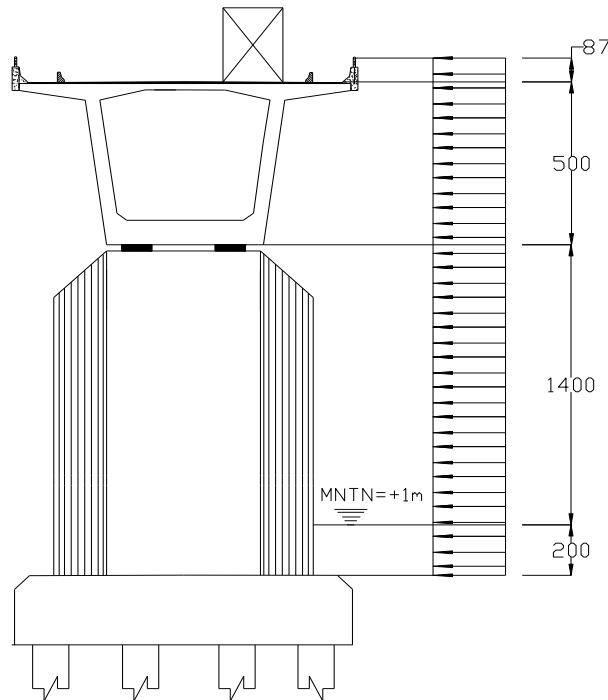
trong đó :

- 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 : 6 m
- Khoảng cách từ điểm va tàu đến mặt cắt tiết diện bệ móng : $2 + 6 = 8 \text{ m}$
- 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 : $M_y = 6 \times 6618.52 = 39711.12 \text{ KN}$
- Mô men do va ngang tại tiết diện chân trụ: $M_x = 6 \times 3309.26 = 19855.56 \text{ KN}$
- Mô men do va thẳng tại tiết diện đáy móng : $M_y = 8 \times 6618.52 = 52948.16 \text{ KN}$
- Mô men do va ngang tại tiết diện đáy móng : $M_x = 8 \times 3309.26 = 26474.08 \text{ KN}$

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	6	8
H_y	6618.52	6618.52
H_x	3309.26	3309.26
M_y	39711.12	52948.16
M_x	19855.56	26474.08

5) Tải trong gió (WL, WS)

❖ Tính với mực nước thấp nhất



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải được xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S$$

Trong đó:

V_B : Vùng tính gió theo TCVN 2737 – 1995 là vùng III $\rightarrow$ 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 nước, độ cao mặt cầu so với mặt nước là 12 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

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

➤ Tải trọng gió theo phương ngang cầu:

Tải trọng gió được đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức:

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

Trong đó:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- 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- ườn nghiêng 10^0 theo quy định của phần chú giải. $C_d = 1.296$
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d} = \frac{11.5}{4.865} = 2.364$

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)

$$\Rightarrow A_{lc} = (48 + 80) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 55.36 (m^2)$$

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

h_1, h_2 - Chiều dài bình quân của nhịp 48 (m) và 70 (m)

$$h_1 = (5 + 2.5)/2 = 3.75 (m) ; h_2 = 3.75 (m)$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (48 + 80) \cdot 3.75 \cdot 0.5 = 240 (m^2)$$

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

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng ngang cầu (quy đổi về hình HCN) $B = 7.36$ m

$$A_{trụ} = 15.86 \cdot 7.36 = 116.72 (m^2)$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	C_d	$1.8 \cdot A_t$	$0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	P_Δ
	m^2		KN	KN	KN
Kết cấu nhịp	240	1.296	432	622.83	622.83
Lan can	55.36	1.296	99.648	143.67	143.67
Thân trụ	116.72	1	210.096	233.72	233.72

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

➤ Tải trọng gió theo ph-ong dọc cầu:

Theo quy trình, trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên mố, trụ mà kết cấu phân trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc. Tuy nhiên trong tr-ởng 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-ởng 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-ong ngang cầu:

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

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

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

6) Tải trọng n-ớc:

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

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của n-ớc

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

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{01}	239.10	m^3
Áp lực đẩy nổi	WA_1	2390.99	KN
Tính tại mặt cắt đáy bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{02}	278.50	m^3
Áp lực đẩy nổi	WA_2	2785.01	KN

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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

Ta xét với 2 tiết diện :

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

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

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

STT	Tải trọng	N	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	10290.63						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	18792.2						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	3222.0						
4	Hoạt tải LL+WL	2694.8					1.79	4823.69
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	458.2						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	229.1					5.5	1260.05
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	19.2	1080	112.50	19.2	2160
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					143.67	21.87	3142.06
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					622.83	21.00	13079.43
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					233.72	7	3739.52
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	17	2486.25			
8	Lực va tàu CV		19855.56	6	119133.36	39711.12	6	238266.72
9	áp lực đẩy nổi WA	-2390.99						

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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)	46,704.29	255.94	4,350.94	0.00	8,441.46
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	46,303.36	255.94	4,350.94	0.00	10,646.55
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)	33,066.84	163.13	2,756.25	333.82	11,351.99
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)	32,837.74	163.13	2,756.25	333.82	12,612.04

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ 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	10290.63						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	18792.2						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	3222.0						
4	Hoạt tải LL+WL	2694.8					1.79	4823.69
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	458.2						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	229.1					5.5	1260.05
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	21.2	1192.5	112.50	21.2	2385
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					143.67	23.87	3429.4029
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					622.83	23	14325.09
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					233.72	9	2103.48
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe dọc cầu BR		146.25	17	2486.25			
8	Lực va tàu CV		32424	8	259392	64848	8	518784
9	áp lực đẩy nổi WA	-2390.99						

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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)	46,704.29	255.94	4,350.94	0.00	8,441.46
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	46,303.36	255.94	4,350.94	0.00	10,646.55
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)	33,066.84	163.13	2,756.25	333.82	11,952.13
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)	32,837.74	163.13	2,756.25	333.82	13,212.18

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-òng kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

2.Chọn mặt cắt tính toán

Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ

Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

3.Kiểm tra tiết diện

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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

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

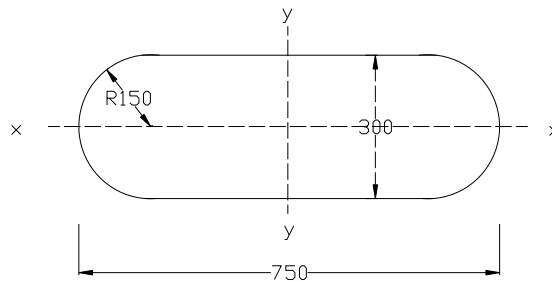
trong đó :

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:



$$A = 22.5 \text{ m}^2$$

$$I_x = 8.69 \text{ m}^4$$

$$I_y = 77.94 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{8.69}{22.5}} = 0.621 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{77.94}{22.5}} = 1.86 \text{ m}$$

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 : $L_u = 17 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{0.5 \times 17}{1.86} = 4.56 < 22$$

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.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{0.5 \times 17}{0.621} = 13.68 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương y.

V.4.2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ **Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo như 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- ượng 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 phương ta chọn đường kính cốt thép là $\phi 22$

$$\text{Số l- ượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{22^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{268650}{22^2 \times \frac{3.14}{4}} = 176.77 \text{ thanh}$$

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

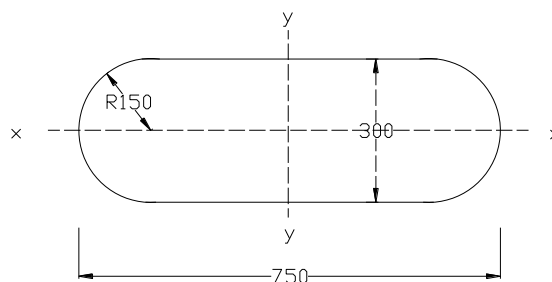
Chọn cốt đai có đường kính $\phi 16 @ 200$.

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 được 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 thước tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

a. 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 :

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 77}{3000} = 0.948$$

$$\gamma_y = \frac{7500 - 2 \times 77}{7500} = 0.979$$

V.5 Kiểm toán trụ theo TTGHSD

Đối với mặt cắt đỉnh bệ móng trong trạng thái giới hạn sử dụng ta cần kiểm tra điều kiện ứng

suất và nứt trong bê tông tại các đỉnh góc của tiết diện chữ nhật quy đổi. Vì cấu kiện trong tr- ờng hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông đ- ọc lấy nh- sau:

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

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

Công thức kiểm tra :

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

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- ối.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	X	Y	A	I _x	I _y	N	M _x	M _y	f	0.4f _c	Kết
	m	m	m ²	m ⁴	m ⁴	KN	KNm	KNm	KN/m ²	KN/m ²	Luận
1	3.75	1.5	22.5	8.69	77.94	33,066.84	11,952.13	2,756.25	3,665.33	12,000	Đạt
2	3.75	1.5	22.5	8.69	77.94	32837.74	13,212.18	2,756.25	3,872.65	12,000	Đạt

V.6 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

b. Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \varphi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Trong đó :

- P_r : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
- P_n : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
- f'_c : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
- A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm²), $A_g = 17.91 \text{ m}^2$
- 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, $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P_n = 0.8 \cdot 0.85 \times 30000 \cdot 17.91 - 0.26865 + 400000 \times 0.26865 = 353792.34 \text{ KN}$$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- ờng hợp	TTGHCD I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	46,704.29	265344.25	Đạt
(II)	46,303.36	265344.25	Đạt

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

Ta có : $0.1f'_c A_g = 0.1 \times 30 \times 17.91 \times 1000 = 53730 \text{ KN}$

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 :

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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)**

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

T-ơng tự với M_{ry}

Trong đó:

$\varphi = 0.9$ với cấu kiện chịu uốn.

d_s : khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bê tông bảo vệ và đường 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.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0.06839 \times 400}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 7.16} = 0.176$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0.06839 \times 400}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 2.5} = 0.505$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0.176 \times 0.85 = 0.1496$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0.505 \times 0.85 = 0.43$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 \times 0.06839 \times 400 \times 10^3 \left(2.5 - 0.127 - \frac{0.1496}{2} \right) = 56582.6 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 \times 0.06839 \times 400 \times 10^3 \left(7.16 - 0.127 - \frac{0.43}{2} \right) = 167861.9 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi ph-ơng là khác nhau).

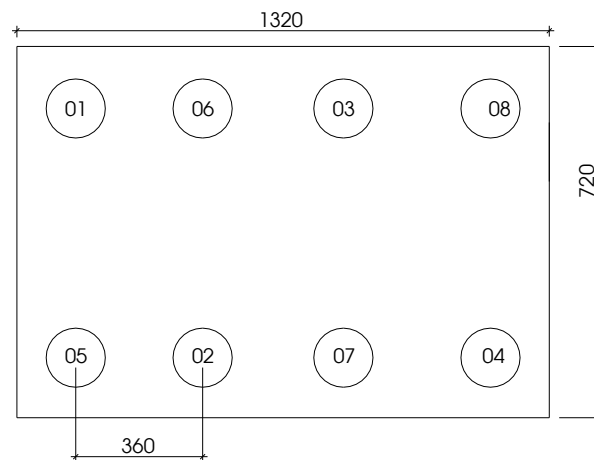
THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các trường hợp	N	M_x	M_y	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	35,414.83	8,441.46	4,350.94	56582.6	167861.9	0.18	Đạt
(II)	35022.83	10,646.55	4,350.94	56582.6	167861.9	0.21	Đạt

V.7.2.2. Tính tải trọng tác động lên đầu cọc

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



Công thức kiểm tra:

$$N_{\max} \leq P_c$$

Trong đó:

- $N_{\max}$: Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần tksb

Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức

$$N_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

- n : số cọc, $n=12$
- x_i, y_i : tọa độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm

V.7.2.3 Kiểm toán cọc

a) Theo TTGHCD1

$$N_z = 46704.29 \text{ KN}$$

$$M_x = 10646.55 \text{ KN.m}$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

$$M_Y = 4350.94 \text{ KN.m}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X^2_i (m ²)	Y^2_i (m ²)	N_{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

b) Theo TTGHSD

$$N_Z = 33066.84 \text{ KN}$$

$$M_X = 13212.18 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = 2756.25 \text{ KN.m}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X^2_i (m ²)	Y^2_i (m ²)	N_{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

PHẦN III

THIẾT KẾ THI CÔNG

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

CHƯƠNG I. YÊU CẦU THIẾT KẾ

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T3 cho đến móng.

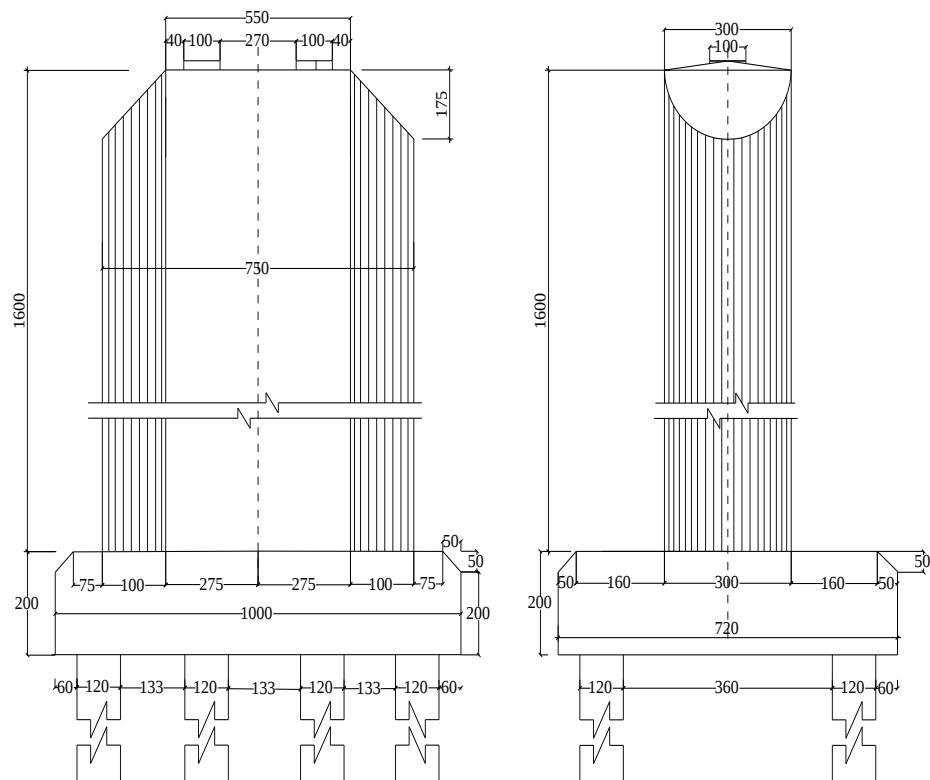
Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ:	+15	m
- Cao độ đáy trụ:	-1.0	m
- Cao độ đáy đài:	-3.0	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	+4.0	m
- Cao độ đáy sông:	0.00	m
- Chiều rộng móng :	7.2	m
- Chiều dài móng :	10	m

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát cuội sỏi
- Lớp 2: Sét dẻo cứng
- Lớp 3: Đá vôi ít nứt nẻ

Thi công trụ T3



CHƯƠNG II. TRÌNH TỰ THI CÔNG

I. 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 (bằng máy đo toàn đạc) .
- 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.
- Sau khi khoan xong dùng máy tuần hoàn lỗ khoan.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván.

- Đóng cọc định vị hố móng.
- 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 đập đầu cọc khoan nhồi và vệ sinh sạch sẽ hố móng.
- 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 5 : Hoàn thiện

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

II. 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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- 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

III. Công tác hoàn thiện .

Thi công lan can, gờ chắn xe, cột điện vv....

Rải lớp phủ mặt cầu .

Thu dọn công tr- ờng .

CHƯƠNG III. THI CÔNG MÓNG

I. Thi công cọc khoan nhồi

1. Công tác chuẩn bị

Kiểm tra vị trí lỗ khoan , các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh h- ờng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị đầy đủ vật liệu,máy móc để phục vụ cho thi công diễn ra liên tục nh- : cọc ván thép, ống vách,máy hàn cắt,các vật liệu xi măng, cát, đá, thép,vv...

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.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Dự kiến khả năng và phương pháp cung cấp bê tông liên tục cho thi công đổ bê tông dưới nước.

Trong thiết kế cọc khoan nhồi có lắp đặt hệ thống ống sonic để tạo điều kiện cho kiểm tra chất lượng cọc sau này.

2. Công tác khoan tạo lỗ

a. Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc định chuẩn tọa độ để xác định tại hiện trường.

- Sai số cho phép của lỗ cọc không được vượt quá các giá trị sau:
- Sai số định kính cọc: 5%
- Sai số độ thẳng đứng : 1%
- Sai số về vị trí cọc: 10cm
- Sai số về độ sâu của lỗ khoan : $\pm 10\text{cm}$

b. Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

Ống vách phải được chế tạo như thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. Ống vách phải đảm bảo kín nước, đủ độ cứng. Trước khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định hướng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

Ống vách có thể được hạ bằng phương pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

c. Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần được kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xô dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lý kịp thời.

Nếu cao độ nước sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột nước trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không được va vào ống vách.

Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mờ cỏi 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-ợng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ $< 1,25 T/m^3$, hàm l-ợng cát $\leq 6\%$, độ nhớt ≤ 28 giây. Cần phải đảm bảo chất l-ợng 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.

d. 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-à mùn khoan lên cho đến khi bơm ra n-ớc trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xối phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xối hút.

Nghiêm cấm việc dùng ph-ơng pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan

3. Công tác đổ bê tông cọc

a. 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 khít.

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.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Thời gian ninh kết ban đầu của bê tông không được sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài, khối lượng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

Đường kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không được lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

b. Kiểm tra chất lượng cọc và bê tông cọc

Kiểm tra bê tông phải được thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông dưới nước.

Các mẫu bê tông phải được lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhót và đúc mẫu kiểm tra cường độ.

Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhật ký thi công các số liệu sau :

Tốc độ đổ bê tông

Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông .

Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

II. Thi công cọc ván thép

Trình tự thi công cọc ván thép:

Đóng cọc định vị

Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.

Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.

Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Thường xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III. Đào đất bằng xối hút

Tiến hành đào đất bằng máy xối hút. Máy xối hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xối đến độ sâu cách cao độ thiết kế 20-30cm thì dừng lại, sau khi bơm hút nước tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía dưới.

IV. Đổ bê tông bọt đáy

1. Trình tự thi công:

Lắp đặt hai ống đổ trên hệ phao chở nổi.

Nút ống đổ bằng nút gỗ, hạ xuống cách đáy 5cm.

Bơm bê tông vào ống, nâng ống lên cách đáy khoảng 20-30cm.

Tháo nút gỗ, nâng từ từ ống lên theo phương thẳng đứng, bê tông trong ống từ từ chảy ra.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Khi bê tông đạt 50% f'_c thì phá bỏ 10-15cm phía trên.

2. Yêu cầu:

Đổ càng nhanh càng tốt

Đổ liên tục từ khi bắt đầu đến khi kết thúc

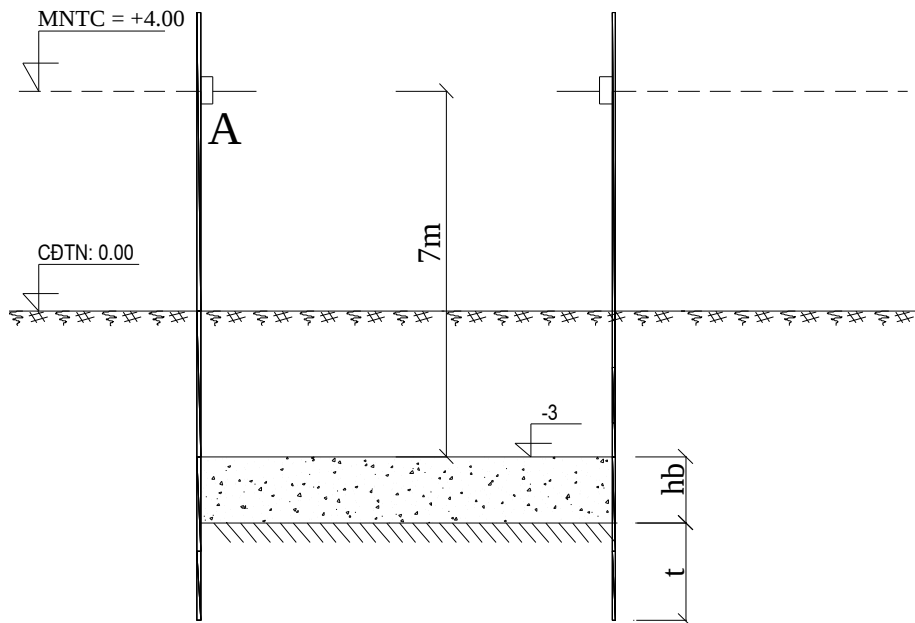
Đầu ống để ngập vào bê tông $\geq 0.8\text{m}$.

ống đổ chỉ được dịch chuyển theo phương thẳng đứng, tuyệt đối không dịch chuyển ngang

Cần có biện pháp thông ống khi bị tắc, có thể gắn thêm một đầm rung công suất nhỏ vào ống để đề phòng tắc ống khi đang làm việc.

3. Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

a. Các số liệu tính toán:



(Không thể hiện cọc)

- Cao độ đỉnh trụ:	+15	m
- Cao độ đáy trụ:	-1.0	m
- Cao độ đáy đài:	-3.0	m
- Cao độ mực nước thi công:	+4.0	m
- Cao độ đáy sông:	0.00	m
- Chiều rộng móng :	7.2	m
- Chiều dài móng :	10	m

b. Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

❖ Điều kiện tính toán

áp lực đẩy nổi của nước phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc cộng với trọng lượng của bê tông bọt đáy và ma sát với cọc ván thép.

Công thức tính toán:

$$\begin{aligned} & \gamma_n \cdot \Omega \cdot (H + h_b) \leq \tau_1 \cdot U_1 + \tau_2 \cdot U_2 + \gamma_b \cdot \Omega \cdot h_b \\ \Rightarrow h_b & \geq \frac{\gamma_n \cdot \Omega \cdot H}{\tau_1 \cdot U_1 + \tau_2 \cdot U_2 + \Omega \cdot \gamma_b} \geq 1m \end{aligned}$$

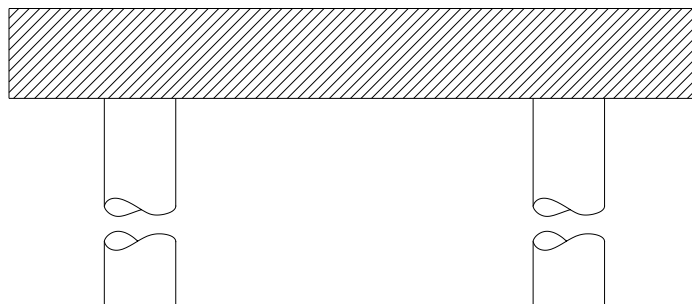
Trong đó:

- γ_{bt} : Trọng lượng riêng của bê tông; $\gamma_{bt}=2.4 \text{ T/m}^3$
- γ_n : Trọng lượng riêng của nước; $\gamma_n=1.0 \text{ T/m}^3$
- h_b : Chiều dày lớp bê tông bọt đáy (m)
- Ω : Diện tích mặt bằng vòng vây cọc ván $\Omega = 9.2 \times 12 = 110.4 \text{ (m}^2\text{)}$
- n : Số cọc trong móng; $n=8$ cọc
- τ_1 : Lực ma sát đơn vị giữa cọc và vòng vây cọc ván thép $\tau_1 = 3 \text{ T/m}^2$
- τ_2 : Lực ma sát đơn vị giữa cọc và bê tông bọt đáy; $\tau_2 = 3.0 \text{ T/m}^2$
- U_1 : Chu vi hố móng $U_1 = 2 \times (9.2 + 12) = 42.4 \text{ m}$
- U_2 : Chu vi cọc; $U_2 = 3.768 \text{ m}$
- H : Chiều cao tính từ mặt nước thi công đến đáy bệ móng.
- n_1 : Là hệ số v-ợt tải; $n_1=0.9$
- m : Hệ số điều kiện làm việc; $m=0.9$

$$h_b \geq \frac{110.4 \times 7 \times 1}{0.9 \times 110.4 \times 2.4 + 42.4 \times 3 + 8 \times 3.768 \times 3} \geq 1m$$

$$h_b > 2.49 \text{ m chọn } h_b = 2.5 \text{ m}$$

❖ Kiểm tra cường độ lớp bê tông bọt đáy:



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Tính cho 1m rộng lớp bê tông bít đáy.

Lớp bê tông bít đáy được xem như 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của tường vây cọc ván.

- Nhịp dầm $l = 9.2 \text{ m}$
- Tải trọng tác dụng là hiệu số trọng lượng bê tông và lực đẩy nổi của nước được xác định theo công thức:

$$q_{tt} = \gamma_n(h+h_b) - \gamma_{bt}h_b = 1 \times (7 + h_b) - 2.4 \times h_b = 7 - 1.4 h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{\max} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{(7-1.4.h_b) \times 9.2^2}{8} = 74.06 - 14.81h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1.h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \times (74.06 - 14.81h_b)}{h_b^2} \leq 65 \text{ T/m}^2$$

Dùng bê tông cấp 20 có $[\sigma_k] = 65.0 \text{ T/m}^2$

Ta có phương trình bậc hai:

$$65.h_b^2 + 88.86h_b - 444.36 = 0$$

Giải ra ta có: $h_b = 2.01 \text{ m} > 1\text{m} \Rightarrow$ chọn $h_b = 2.5\text{m}$

Vậy điều kiện chống độ võng thỏa mãn

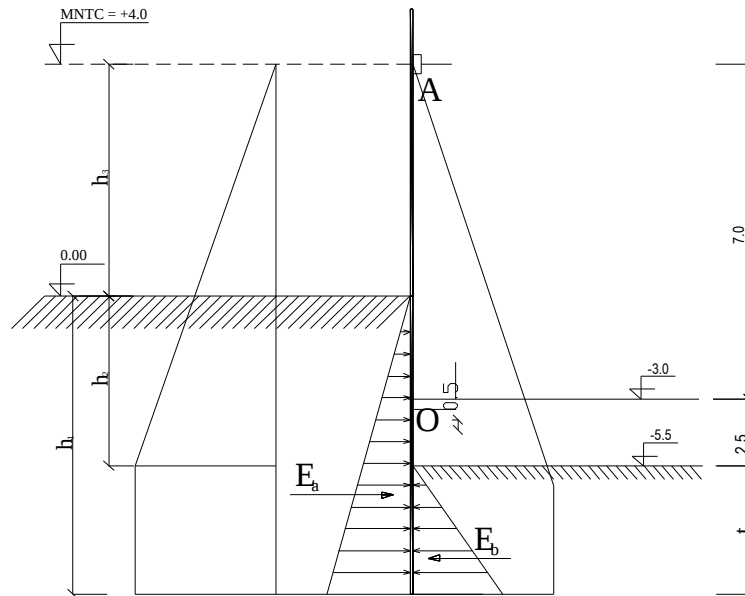
V. Xác định độ sâu chôn cọc ván thép

1.Xác định độ chôn sâu cọc ván thép

Khi đào đất theo phương pháp xói hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là như nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

- Trọng lượng riêng của đất: $\gamma_d = 1.8 \text{ T/m}^3$
- Góc ma sát: $\varphi = 42.0^\circ$



áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \lambda_a$$

Trong đó : $h_1 = h_2 + t = 5.5 + t$

- γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 2.1 - 1 = 1.1 \text{ T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.198$$

$$\Rightarrow E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \lambda_a = 0.5 \times 1.1 \times 0.198 \times (5.5 + t)^2 = 0.1089 \times (5.5 + t)^2 = 3.29 + 1.197t + 0.1089t^2$$

áp lực bị động của đất:

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} h^2 \lambda_b$$

$$\lambda_b = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 5.045$$

λ_b : Hệ số áp lực bị động.

$$\Rightarrow E_b = 0.5 \gamma_{dn} h^2 \lambda_b = 0.5 \times 1.1 \times 5.045 \times t^2 = 2.772 \times t^2$$

Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta đ- ợc:

$$\Sigma M_A = E_a \left[\frac{2}{3} (t + h_2) + h_3 \right] - E_b \left(\frac{2}{3} t + h_2 + h_3 \right) = 0$$

Rút gọn ta đ- ợc ph- ơng trình bậc 3 của t có dạng:

$$-1.788 t^3 - 24.776 t^2 + 11.28 t + 25.004 = 0$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Giải phương trình ta được: $t = 1.19\text{m}$. Chọn $t = 1.3\text{ m}$

Vậy chiều dài cọc ván là: $L = 1.3 + 5.5 + 4 + 0.5 = 11.3\text{m} \Rightarrow$ chọn $L = 12\text{m}$

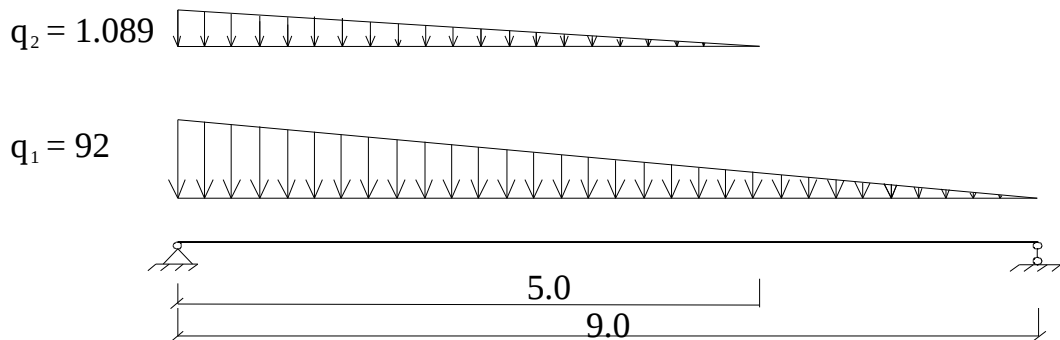
2. Tính toán cọc ván thép

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bít đáy và hút hết nước trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi như 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng như hình vẽ, tính cho 1m chiều rộng (vị trí của điểm O nằm cách mặt trên lớp bê tông bít đáy $0,5\text{m}$ về phía dưới)

Ta có:

-áp lực ngang của nước: $P_n = \gamma_n \cdot l_1 = 1 \times 9 = 9\text{ (T/m)}$

-áp lực đất chủ động: $q_d = \gamma_{dn} \lambda_a = 1.1 \times 5 \times 0.198 = 1.089\text{ (T/m)}$



$$\Rightarrow M_{\max} = 52.47\text{ T.m (dùng phần mềm midas)}$$

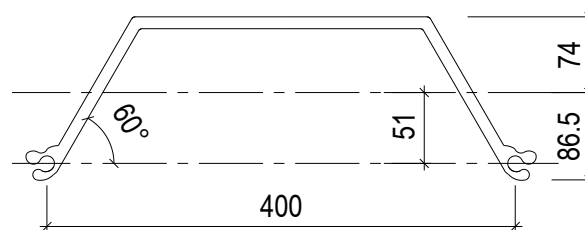
$$\text{Từ điều kiện: } W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma}$$

Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 2400\text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow W \geq 1962.42\text{ cm}^3$$

Vậy ta chọn loại cọc ván hình máng lacsen IV, có $W = 2000\text{ cm}^3$



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

VI. 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. Máy bơm có thể bố trí trên phao, dùng hai máy bơm loại C203 hút n-ớc từ các giếng tự tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

VII. 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.

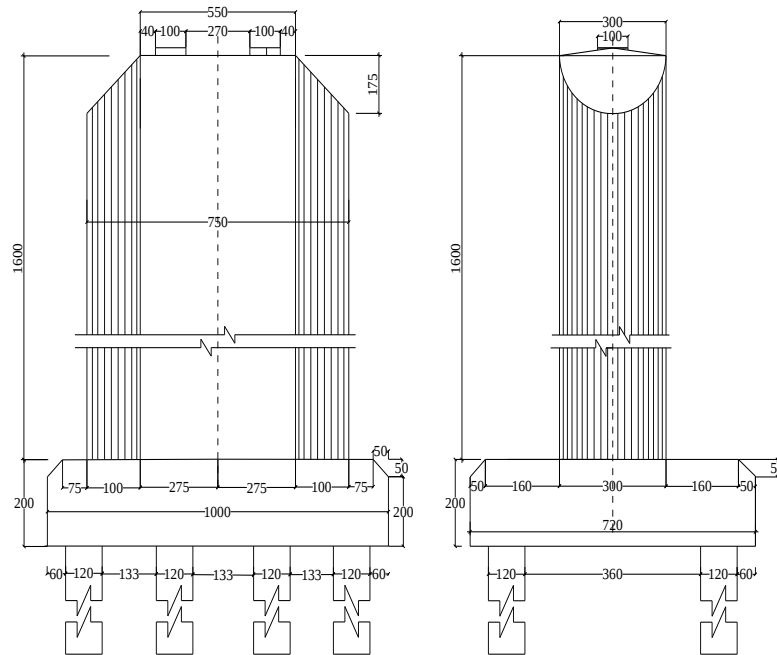
Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f'_c thì tháo dỡ ván khuôn.

Sau khi bê tông đã đông cứng ta có thể quét Bitum chống thấm cho trụ, quét đến mực n-ớc thi công .

CHƯƠNG IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích thước cơ bản của trụ và đài nhô sau :



I. Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn được chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy được vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông được thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m³/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng R = 0.75m.

Trình tự thi công như sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ, lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, trước khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

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 n-ớc xi măng nổi lên là đ-ợc. 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 n-ớc, 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.

II. Tính ván khuôn trụ:

1. Tính ván khuôn bê trụ.

a. Kiểm tra ván khuôn

- Kích thước của ván khuôn

$$L = 1 \rightarrow 2\text{m} ; h = 0.5 - 1.5\text{m} ; \delta = 6\text{mm}$$

- Chúng được liên kết với nhau bằng các bu lông:

- Diện tích bề móng: $F = 7.2 \times 10 = 72 \text{ (m}^2\text{)}$

- Thể tích cần đổ là: $V = 72 \times 2 = 144 \text{ (m}^3\text{)}$

Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 40m^3 trong 1 giờ ($t_{\text{đổ}} = 4$ giờ)

- Vậy Chiều cao đổ bê tông tưới cần $h = 2 \text{ m}$ do vậy để đổ xong $V_{\text{bê tông}}$ cần thời gian

$$\text{là: } t = \frac{V_{tt}}{V_{may}} = \frac{144}{40} = 3.6(h)$$

- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có $R = 0.75 \text{ m}$

- Ta thấy $h > R \rightarrow$

- áp lực ngang của bê tông (khi không đầm) $P_b = \gamma \times R = 2.4 \times 0.75 = 1.8 \text{ (T/m}^2\text{)}$

- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của bê tông rơi tự do

$$P_{\max} = (q + \gamma R) \times n$$

- q: lực xung động do đổ bê tông bằng ống vòi voi gây ra $q = 0.4 \text{ (T/m}^2\text{)}$

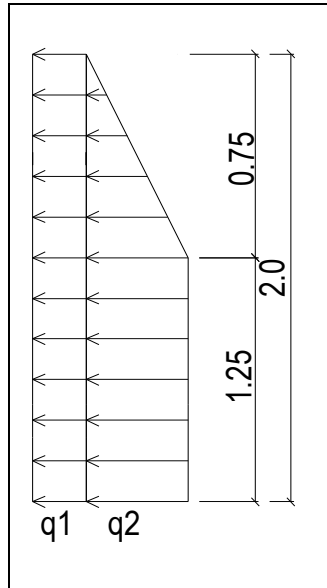
- n: hệ số v-ợt tải $= 1.3$

Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{tc} = (q + \gamma R) \times n = (0.4 + 1.8) \times 1.3 = 2.86 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Mặt khác $H = 2 > 1$

- Sơ đồ tính toán ván khuôn là:



Biểu đồ áp lực thay đổi theo chiều cao đài nh- ng để đơn giản hóa tính toán và thi công ta coi áp lực phân bố đều:

$$q^{tc} = \frac{\frac{1800 \times 0.75}{2} + 1800 \times 1.25 + 400 \times 2}{2} = 1862.5 (kg / m^2)$$

$$q^{tt} = 1.3 \times 1862.5 = 2521.25 \text{ kg/m}^2$$

- Diện tích áp lực:

$$F_{al} = (H-R).P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) = (2 - 0.75) \times 2.86 + \frac{0.75}{2} \times (0.4 + 2.86) = 4.79 \text{ (T/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$F_{qd} = \frac{F_{al}}{h} = \frac{4.79}{2} = 2.39 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- 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)

$$M_{max} = \alpha \cdot P_{qd} \cdot a = 0.046 \times 2.39 \times 0.5 = 0.054 \text{ T.m} = 5400 \text{ kg.cm}$$

- Kiểm tra theo c- ờng độ:

Dùng thép than CT3 có $[\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5400}{3} = 1800 (kg / cm^2) < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{a \cdot \delta^2}{6} = \frac{50 \cdot 0.6^2}{6} = 3 (cm^3)$$

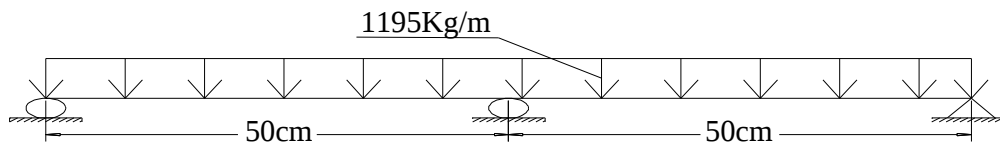
THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \alpha \times \frac{P_{qd} \times a^4}{EJ} = 0.046 \times \frac{0.239 \times 50^4}{2.1 \times 10^6 \times 0.9} = 0.036 \text{ cm}$
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$
Vậy $f < [f]$ thỏa mãn.

Tính toán s-ờn gia c-ờng

Công thức : $q = p_{qd} \times l_{tt} = 2.39 \times 0.5 = 1.195 \text{ (T/m)}$

Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{1195 \times 0.5^2}{10} = 29.87 \text{ kg.m}$$

- 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: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2987}{2.08} = 1436.05 \text{ (kg / cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

$$\text{- Kiểm tra độ võng: } f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{1195 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.056 \text{ cm}$$

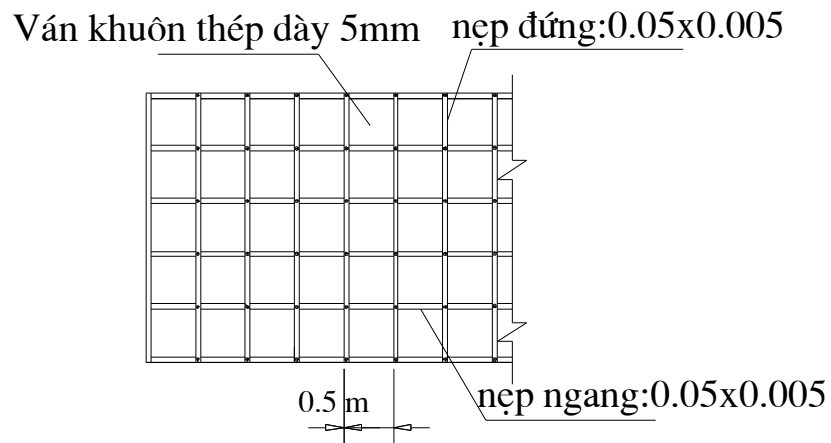
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

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

$$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$$

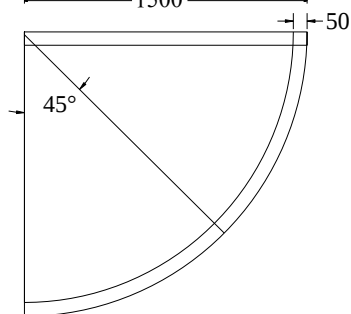
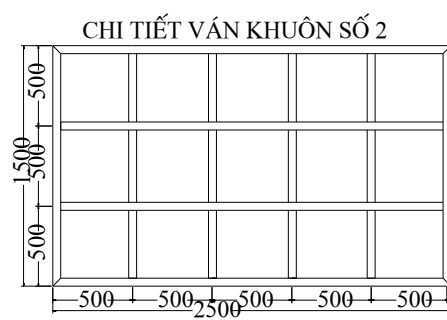
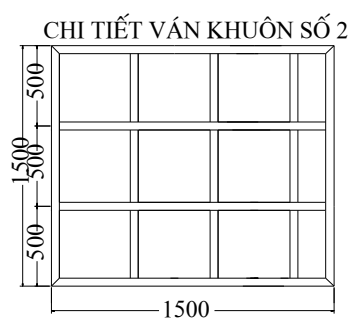
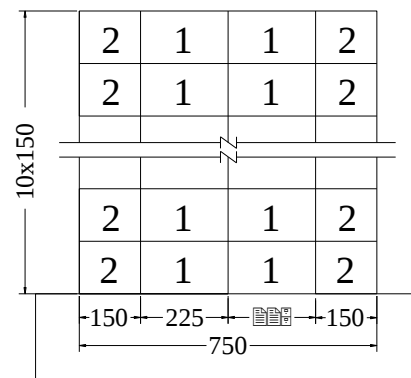
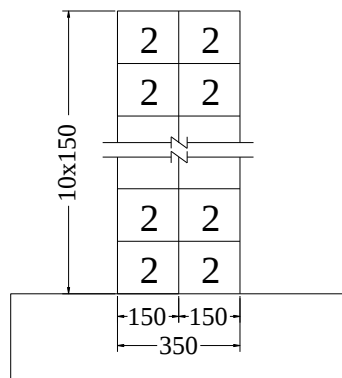
Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bộ móng).



2. Tính ván khuôn thân trụ

a Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:

- Sơ đồ bố trí ván khuôn thân trụ :



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

- *Tính chiều cao đổ bê tông sau 4 giờ :*

- Diện tích đổ BT : $F = 4.2 \times 3 + 3^2 / 4 \times 3.14 = 19.665 \text{ m}^2$.
- Thể tích BT cho 1 lớp dày 0,3m : 5.899 m^3 .
- Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ $40 \text{ m}^3/\text{h}$.
trong 1 giờ ($t_{\text{đổ}} = 4 \text{ giờ}$)
- Thời gian đầm 1 lớp BT là 10'(phút).
- Thời gian đổ và đầm 1 lớp dày 30 cm là : $T = \frac{5.899}{40} \times 60 + 10 = 18'$
- Sau 4h đổ được chiều dày là : $H = \frac{4 \times 60 \times 0.3}{18} = 4(\text{m})$

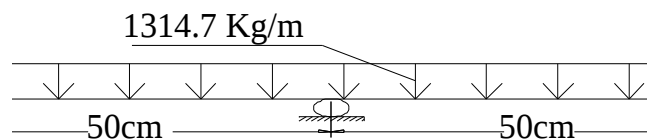
b. Tính toán ván khuôn :

- Tính toán thép tấm của ván khuôn số 2.
- Tính toán thép sườn của ván khuôn số 2.
- 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 : $P_{tc} = (q + \gamma \times R) \times n$
 - + $q = 400 \text{ (kg/m}^2)$: lực xung động do đổ bê tông gây ra
 - + $\gamma = 2400 \text{ (Kg/m}^3)$: dung trọng của bê tông.
 - + $R = 0.75 \text{ (m)}$: bán kính tác dụng của đầm dùi.
 - + n : hệ số siêu tải $n = 1.3$
- $\Rightarrow P_{tc} = (400 + 2400 \times 0.75) \times 1.3 = 2860 \text{ (Kg/m}^2)$



- Biểu đồ áp lực :

$$+ F_{al} = (H - R) \cdot P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) =$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

$$= (4-0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (2860+400) = 10517.5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{qd} = \frac{F_{al}}{H} = \frac{10517.5}{4} = 2629.4 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

- 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:

$$M = \alpha * P_{qd} * a^2$$

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 :

$$W = \frac{50}{6} \times 0.6^2 = 3 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = 1008 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = 1008 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} < R_u = 2100 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{2629.4 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.118 \text{ cm}$

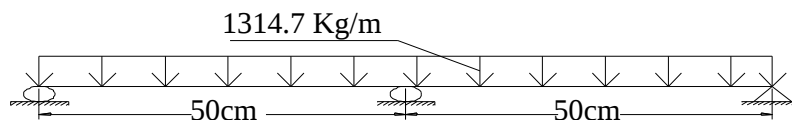
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

b.2. Tính toán sườn gia cường:

$$q = p_{qd} * l_u = 2629.4 * 0.5 = 1314.7 \text{ (kg/m)}$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{1314.7 \times 0.5^2}{10} = 32.87 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích thước: b x h = 5 x 50 mm

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

$$W = 2.08 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

** 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: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times E J} = \frac{1314.7 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.059 \text{ cm}$

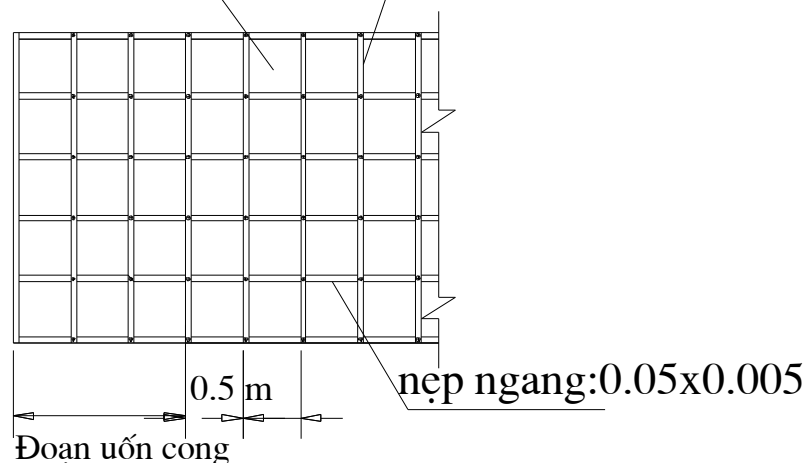
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

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

$$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$$

Ván khuôn thép dày 5mm nẹp đứng: 0.05×0.005



CHƯƠNG V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

I. Nguyên lý của phương pháp thi công hẫng

Thi công hẫng là thi công kết cấu nhịp từng đốt đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm được đúc theo sơ đồ mút thừa đối xứng qua trụ làm xong đốt nào căng cốt thép đốt đấy. Các đốt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép được tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh hưởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hẫng có ưu điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diện có thể là hình hộp, chữ nhật...

II. Tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công

Trong quá trình thi công đúc hẫng cân bằng từ trụ ra 2 phía chúng ta phải đảm bảo ổn định cánh hẫng trong suốt quá trình thi công. Hiện nay ở Việt Nam chưa có 1 quy định cụ thể nào về việc tính toán ổn định cánh hẫng khi đúc dầm. Nhưng cho đến nay đã có 3 kiểu được áp dụng để tính cho các cầu đúc hẫng tại Việt Nam (2 kiểu đã áp dụng cho cầu Phú Lương và cầu Sông Gianh, 1 kiểu theo quy trình ASSHTO 94 dùng cho cầu thi công phân đoạn áp dụng cho các cầu Đuống, Đáp Cầu, và Bắc Giang). Trên cơ sở tham khảo các cách tính trên và tình hình thực tế cầu PL, kiến nghị tính toán ổn định cánh hẫng khi đúc dầm của cầu PL theo trường hợp có thể coi là bất lợi như sau:

III. Sơ đồ và tải trọng

Sơ đồ tính là sơ đồ cánh hẫng đang thi công đúc đốt K10 đầu cánh hẫng, phía cánh hẫng bên kia thì chưa di chuyển xe đúc để chuẩn bị đúc đốt K11.

Đối với trường hợp này các tải trọng tác dụng gồm có:

Tĩnh tải xe đúc 600KN, xe đúc bên phải đặt tại khối 11, xe bên trái đặt tại khối 10

Trọng lượng bản thân cánh hẫng, trong đó cánh bên phải tăng 2%, cánh bên trái giảm 2%

Một khối đúc đặt lệch (khối bên phải đỡ trước)

Mô men tập trung ở 2 đầu mút cánh hẫng do xe đúc sinh ra 300 KN.m

Lực tập trung do thiết bị 200KN đặt tại đầu mút cánh hẫng phải.

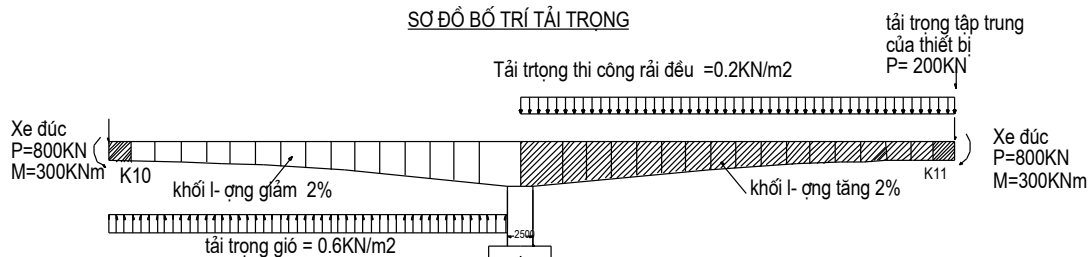
Tải trọng thi công rải đều tác dụng lên cánh hẫng bên phải 0.2KN/m², với cầu có bề rộng mặt cầu 12.5m thì tải trọng thi công rải đều là 2.KN/m dài cầu.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG KIÊN GIANG QUẢNG BÌNH

Gió ngang tác dụng lên cánh hẫng bên trái $w = 0.6 \text{ KN/m}^2$, với cầu có bề rộng mặt cầu 12.5m thì tải trọng gió ngang là 7.2 KN/m dài cầu.

Mô hình hoá sơ đồ kết cấu trong chương trình SAP2000, và gán các tải trọng lên sơ đồ ta có kết quả sau:

Momen gây lật : $M_{\text{lật}} = 264558.5 - 221783.9 = 42774.6 \text{ KNm}$



IV. Tính toán thép neo khối đỉnh trụ

Mômen gây lật là $M_{\text{lật}} = 42774.6 \text{ KNm}$

Nh- vậy mômen chống lật sẽ phải là $M_{\text{cl}} > 42774.6 \text{ KNm}$

Dự kiến sử dụng thanh dự ứng lực $\phi 32$ ($f_{pu} = 1035 \text{ Mpa}$) để neo khối đỉnh trụ, bố trí 2 bên trụ đi từ d-ới trụ lên và xuyên qua dầm lên tới mặt cầu, những thanh thép này có tác dụng giữ ổn định chống lật của cánh hẫng quanh điểm mép ngoài gối tựa.

Khả năng giữ ổn định của một thanh thép d- ứng lực là $M_{\text{chống}} = yP_{d-l}$

Trong đó:

- P_{d-l} : khả năng chịu kéo của một thanh thép d-1 $\phi 32$ (832KN)
 - y : Khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải
- $y = 3.5 \text{ m}$

Số thanh thép d- ứng lực một bên sẽ là :

$$n \geq \frac{M_l}{M_{CL}} = \frac{42774.6}{832 \times 3.5} = 14.68 (\text{thanh})$$

Chọn 32 thanh $\phi 32$ bố trí làm neo đỉnh trụ T_3

Bố trí mỗi bên 16 thanh $\phi 32$.