

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**



ISO 9001 - 2008

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

NGÀNH: XÂY DỰNG CẦU Đ- ỜNG

Sinh viên : Hoàng Văn Dũng
Người hướng dẫn : Th.s Trần Anh Tuấn

HẢI PHÒNG 2011

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

**THIẾT KẾ CẦU VĨNH CỬU
QUA SÔNG MÃ - THANH HÓA**

**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP HỆ ĐẠI HỌC CHÍNH QUY
NGÀNH: XÂY DỰNG CẦU Đ- ỜNG**

Sinh viên : Hoàng Văn Dũng
Người hướng dẫn : Th.s Trần Anh Tuấn

HẢI PHÒNG 2011

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Sinh viên : Hoàng Văn Dũng

Mã số : 110653

Lớp : CD1101

Ngành : Xây dựng Cầu đường

Tên đề tài : Thiết kế cầu vĩnh cửu qua sông Mã trên huyện Hoảng Hóa
thuộc tỉnh Thanh Hóa

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN

1. Nội dung và các yêu cầu cần giải quyết trong nhiệm vụ đồ án tốt nghiệp

Đồ án gồm 3 phần:

✓ **PHẦN I: THIẾT KẾ CƠ SỞ**

-Đưa ra các phương án sau đó thiết kế, tính toán thi công, đánh giá tổng mức đầu tư và lựa chọn phương án tốt nhất để thiết kế kỹ thuật.

-Phần thiết kế cơ sở gồm 6 bản vẽ.

✓ **PHẦN II : THIẾT KẾ KỸ THUẬT**

-Tính toán và kiểm tra cốt thép phần bản mặt cầu, dầm chủ, trụ cầu.

-Các bản vẽ: +Bản mặt cầu: 1 bản vẽ

+Dầm chủ : 2bản vẽ

+Trụ cầu : 2 bản vẽ

✓ **PHẦN III: THI CÔNG**

-Thi công cọc khoan nhồi, trụ cầu và kết cấu nhịp.

-Các bản vẽ: +Thi công trụ : 1 bản vẽ

+Thi công kết cấu nhịp: 1bản vẽ

+ Cọc khoan nhồi : 1 bản vẽ

2. Các số liệu cần thiết để thiết kế, tính toán :

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

-Khổ cầu: $B= 9+2\times 0.25+2\times 1.5+2\times 0.5\text{m}$

-MNCN : +6.50m

-MNTT : -4.50m

-MNTN : +2.00m

-Tần suất lũ thiết kế P=1%

-Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống 22TCN-272-05 của bộ GTVT

-Tải trọng: Xe HL93 và người 3KN/m²

3. Địa điểm thực tập tốt nghiệp:

Công ty xây dựng và đầu tư Bạch Đằng 6

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Họ và tên: Trần Anh Tuấn

Học hàm, học vị: Thạc sĩ , giảng viên

Cơ quan công tác: Trường đại học dân lập Hải Phòng

Nội dung hướng dẫn:
.....
.....
.....
.....
.....

Đề tài tốt nghiệp được giao ngày 28 tháng 09 năm 2011

Yêu cầu phải hoàn thành xong trước ngày 04 tháng 01 năm 2012

Đã nhận nhiệm vụ ĐATN
Sinh viên

Đã giao nhiệm vụ ĐATN
Người hướng dẫn

Hoàng Văn Dũng

Trần Anh Tuấn

Hải Phòng, ngày tháng.....năm 20....

HIỆU TRƯỞNG

GS.TS. NGUYỄN Trần Hữu Nghị

SVTH : Hoàng Văn Dũng - Lớp : CĐ1101
MSV : 110653

PHẦN NHẬN XÉT TÓM TẮT CỦA CÁN BỘ HƯỚNG DẪN ĐỒ ÁN

1. Tinh thần thái độ của sinh viên trong quá trình làm đồ án tốt nghiệp:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

2. Đánh giá chất lượng của đồ án (so với nội dung yêu cầu đã đề ra trong nhiệm vụ Đ.A.T.N trên các mặt lý luận, thực tiễn, tính toán số liệu...):

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

3. Cho điểm của cán bộ hướng dẫn (ghi bằng cả số và chữ):

.....

.....

.....

Hải Phòng, ngày ... tháng ... năm 20...
Cán bộ hướng dẫn
(họ tên và chữ ký)

QUY CÁCH TRÌNH BÀY

- Đồ án được trình bày trên giấy A4
- Ngoài cùng là bìa cứng màu xanh có mẫu sẵn ở phòng photo của trường, cả lớp nên tập hợp lại để cùng làm cho rẻ.
- Tờ 1 là bìa (có mẫu - bìa 1)
- Tiếp theo là 5 tờ còn lại (có mẫu hướng dẫn)
- Tiếp theo là mục lục
- Tiếp theo là lời cảm ơn (nếu có)
- Tiếp theo mới đến nội dung của đồ án
- Kiểu chữ VnTime (hay Times New Roman), 13-14 pt.
- Cách dòng 1,3 đến 1,5 line.
- Lề: Trên 2 - 2,5 cm, dưới 2 - 2,5 cm, trái 3 cm, phải 1,5 - 2 cm.

PHẦN I

THIẾT KẾ CƠ SỞ

CHƯƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG

I.1. VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU :

Cầu A bắc qua sông Đà thuộc tỉnh Hòa Bình. Cầu dự kiến được xây dựng Km X trên quốc lộ Y.

Căn cứ quyết định số 1102/CP-CN ngày 29/09/2009 Thủ T-ớng Chính phủ, cho phép đầu t- dự án mở rộng và nâng cấp quốc lộ Y và cơ sở pháp lý có liên quan, UBND tỉnh Hòa Bình, Ban QLDA các công trình sông Đà đã giao nhiệm vụ cho tổng công ty T- vấn thiết kế GTVT lập thiết kế kỹ thuật, tổng dự toán của dự án.

I.2. CĂN CỨ LẬP THIẾT KẾ

- Nghị định số ... NĐ-CP của Chính phủ về quản lý dự án đầu t- xây dựng công trình.
- Nghị định số NĐ-CP ngày ... của Chính phủ về quản lý chất l- ợng công trình xây dựng.
- Quyết định số... QĐ-TT ngày...tháng...năm của Thủ t-ớng Chính phủ về việc phê duyệt quy hoạch chung.
- Văn bản số.../CP-CN của Thủ t-ớng chính phủ về việc thông qua về mặt công tác nghiên cứu khả thi dự án.
- Hợp đồng kinh tế số ... Ngày...tháng...năm...giữa ban quản lý dự án các công trình sông Đà với Tổng công ty T- vấn thiết kế GTVT về việc lập thiết kế kỹ thuật và tổng dự toán của Dự án mở rộng và nâng cấp quốc lộ Y.
- Một số văn bản liên quan khác.

I.3. HỆ THỐNG QUY TRÌNH QUY PHẠM ÁP DỤNG

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

CH- ƠNG II: ĐẶC ĐIỂM VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU

II.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA HÌNH

Vị trí xây dựng cầu A thuộc tỉnh Hòa Bình về phía hạ l-u của sông Đà.

Do vị trí xây dựng cầu nằm ở vùng đồng bằng nên hai bờ sông có bãi rộng mức n- ớc thấp, lòng sông t- ơng đối bằng phẳng ,địa chất ổn định ít có hiện t- ợng xói lở. Hình dạng chung của mặt cắt sông đối xứng.

II.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT

2.2.1. Điều kiện địa chất công trình

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

Lớp số 1: Cát nhỏ-Bùn sét

Lớp số 2 : á sét dẻo

Lớp số 3: Cát cuội sỏi

Lớp số 4 : Đá granit

2.2.2. Điều kiện địa chất thủy văn

Mức n- ớc cao nhất $H_{CN} = +6.50m$.

Mực n- ớc thấp nhất $H_{TN} = -4.50m$

Mực n- ớc thông thuyền $H_{TT} = +2.00m$

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

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

CH- ƠNG III: THIẾT KẾ CẦU VÀ TUYẾN

III.1.LỰA CHỌN CÁC TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT VÀ QUY MÔ CÔNG TRÌNH

3.1.1. Quy mô công trình

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

3.1.2. Tiêu chuẩn thiết kế

3.1.2.1. Quy trình thiết kế

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

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

Các quy trình và tiêu chuẩn liên quan.

3.1.2.2. Tiêu chuẩn kỹ thuật

- Cấp kỹ thuật $V > 80\text{Km/h}$
- Tải trọng thiết kế: Hoạt tải HL93, ng- ời $0,3\text{T/m}^2$
- Khổ cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe ô tô và 2 làn ng- ời đi.

$$K = 9 + 2 \times 1.5 = 12\text{m}$$

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

$$B = 12 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 13.5\text{m}$$

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

III.2. LỰA CHỌN CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU

3.2.1. Lựa chọn kết cấu

3.2.1.1. Nguyên tắc lựa chọn

- Thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật.
- Phù hợp với các công nghệ thi công hiện có.
- Phù hợp với cảnh quan khu vực.
- Không gây ảnh h- ưởng tới đê sông Đà

- Thuận tiện trong thi công và thời gian thi công nhanh.
- Hợp lý về kinh tế.
- Thuận tiện trong khai thác, duy tu bảo dưỡng

3.2.1.2. Lựa chọn nhịp cầu chính

Các sơ đồ nhịp đưa ra nghiên cứu gồm:

- ✓ Phương án cầu 3 nhịp liên tục bê tông cốt thép DUL+3 nhịp dẫn
- ✓ Phương án cầu 5 nhịp liên tục bê tông cốt thép DUL+2 nhịp dẫn
- ✓ Phương án kết cấu cầu giàn thép.

3.2.1.3. Lựa chọn nhịp cầu dẫn

Kiến nghị sử dụng kết cấu dầm đơn giản : Chiều dài nhịp 33.0m-37.0m , MCN cầu rộng 13,5m bao gồm 5 dầm tiết diện chữ T chiều cao dầm 1.65m-1.75m, khoảng cách giữa các dầm 2,7m. Bản mặt cầu đổ tại chỗ dày 20cm. Loại kết cấu này có rất nhiều ưu điểm như : Công nghệ thi công đơn giản, dễ đảm bảo chất lượng, tận dụng được công nghệ thi công và thiết bị hiện có trong nước, giá thành khá rẻ, thời gian thi công nhanh.

3.2.1.4. Giải pháp móng

Căn cứ vào cấu tạo địa chất khu vực cầu, chiều dài nhịp và quy mô mặt cắt ngang cầu, kiến nghị dùng phương án móng cho phần cầu chính và cầu dẫn như sau:

- Phần cầu chính: Dùng móng cọc khoan nhồi D1,2m .
- Phần cầu dẫn: Dùng móng cọc khoan nhồi D1,2m

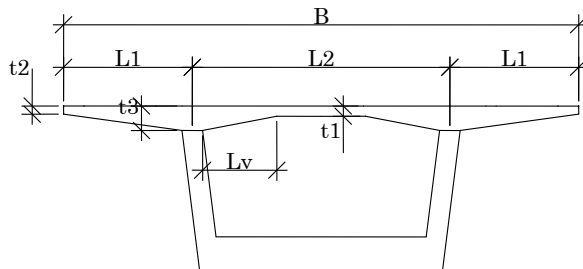
III.3. PHƯƠNG ÁN I: Phương án kết cấu cầu dầm 3 nhịp liên tục BTCT + 3 nhịp dẫn

3.3.1. Phương án kết cấu cầu dầm 3 nhịp liên tục BTCT + 3 nhịp dẫn

- Sơ đồ nhịp gồm: $(3 \times 37 + 70 + 110 + 70 + 3 \times 37)m$; Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi hai móng là 472m

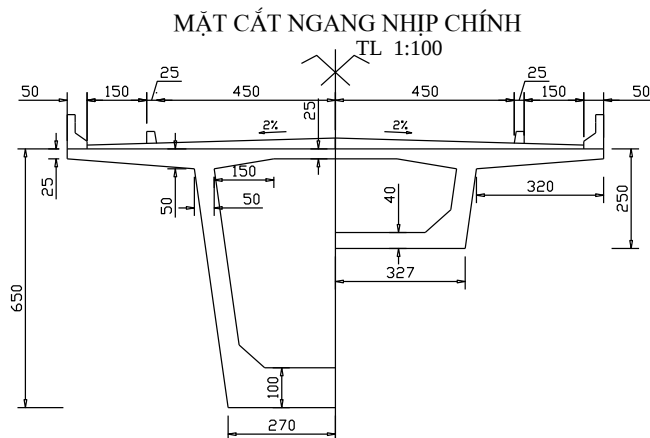
Các kích thước cơ bản dầm liên tục được chọn như sau:

-Dầm liên tục có mặt cắt ngang hộp 1 ngăn, thành xiên có chiều cao thay đổi.



Hình 3.1. Các kích thước mặt cắt ngang dầm.

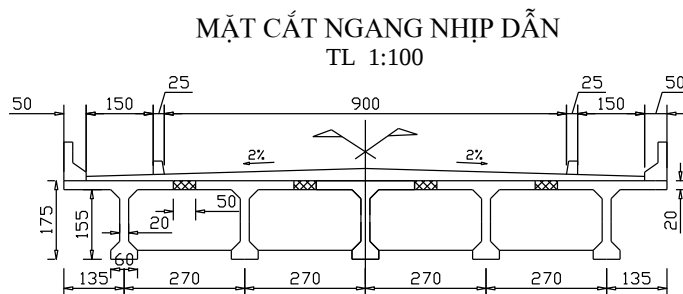
- + Chiều cao dầm ở vị trí trụ $H_p = (1/12 - 1/17)L = (9.17 - 6.47)$, chọn $H_p = 6.50(m)$.
 - + Chiều cao dầm ở vị trí giữa nhịp và ở gối $h = (1/40 - 1/60)L = (2.75 - 1.83)$, chọn $h = 2,5(m)$.
 - + Khoảng cách tim của hai sườn dầm $L_2 = (1/1,9 - 1/2)B$, trong đó $B=13.5m$ là bề rộng mặt cầu. chọn khoảng cách tim của hai sườn dầm là $L_2 = (7.1 - 6.75) (m)$. chọn $L_2=6.6 m$.
 - + Chiều dài cánh hẫng $L_1 = (0,45 - 0,5)L_2 = (3.03 - 3.37)$, chọn $L_1 = 3.20 (m)$.
 - + Chiều dày tại giữa nhịp chọn $t_1 = 250(mm)$.
 - + Chiều dày mép ngoài cánh hẫng (t_2) chọn $t_2 = 250(mm)$.
 - + Chiều dày tại điểm giao với sườn hộp $t_3 = (2 - 3)t_2 = 500-750(mm)$, chọn $t_3 = 500(mm)$.
 - + Chiều dài vút thường lấy $L_v = 1,5(m)$.
 - + Chiều dày của sườn dầm chọn $500 (mm)$.
 - + Bản biên d-ới ở gối $(1/75 - 1/200)74 = 0.98 - 0.37(m)$, chọn $1000 mm$.
 - + Bản biên d-ới ở giữa nhịp lấy $400(mm)$.
- Với kích thước đo chọn và khổ cầu ta sơ bộ chọn mặt cắt ngang kết cấu nhịp nh-
- hình vẽ:



Hình 3.2. Tiết diện dầm hộp.

Kết cấu cầu đối xứng một bên gồm 1 cầu dẫn nhịp 37 m .

- Chiều rộng cánh dầm 2.7m.
- Chiều dày bản mặt cầu 20 cm.
- Chiều cao dầm 1.75 m.
- Chiều dày s-ôn dầm 20 cm.
- Khoảng vát 20x20 cm.



Hình 3.3. Mặt cắt dầm dẫn

Cấu tạo trụ:

Thân trụ rộng 3.0m-2m t-ong ứng theo ph-ơng dọc cầu và 6m theo ph-ơng ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính R = 1m-1.5m.

Bệ móng cao 2.0m-2.5m, rộng 6.0m-9.6m theo ph-ong dọc cầu, 9.6m-11.0m theo ph-ong ngang cầu.

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

Cấu tạo mố

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

Bệ móng mố dày 2m, rộng 6.0m, dài 12.5m .

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

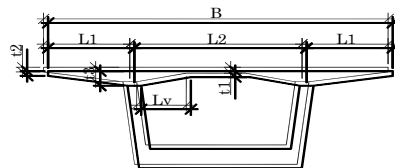
III.4. PH- ƠNG ÁN II: Ph- ơng án cầu dầm 5 nhịp liên tục BTCT + 2 nhịp dẫn

3.4.1. Ph- ơng án kết cấu

- Sơ đồ nhịp: $(2 \times 33 + 50 + 3 \times 80 + 50 + 2 \times 33)$ m; Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi hai mố là 472m.
- Nhịp chính gồm 5 nhịp dầm BTCTDƯL liên tục đúc hẫng có sơ đồ $(50 + 3 \times 80 + 50)$ chiều dài nhịp chính 80 m.

Các kích th-ớc cơ bản dầm liên tục đ-ợc chọn nh- sau:

-Dầm liên tục có mặt cắt ngang hộp 1 ngăn, thành xiên có chiều cao thay đổi.



Hình 3.4. Các kích th-ớc mặt cắt ngang dầm.

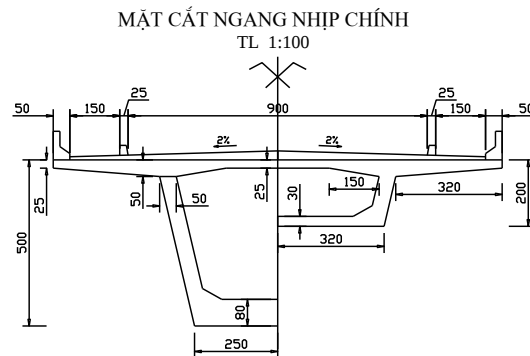
+ Chiều cao dầm ở vị trí trụ $H_p = (1/12 - 1/17)L = (6.67 - 4.70)$, chọn $H_p = 5.00$ (m).

+ Chiều cao dầm ở vị trí giữa nhịp và ở mố $h = (1/40 - 1/60)L = (2.0 - 1.3)$, chọn $h = 2.0$ (m).

+ Khoảng cách trục của hai s-ờn dầm $L_2 = (1/1,9 - 1/2)B$, trong đó $B=13.5$ m là bề rộng mặt cầu. chọn khoảng cách trục của hai s-ờn dầm là $L_2 = (7.1 - 6.75)$ (m). chọn $L_2=6.6$ m.

+ Chiều dài cánh hẫng $L_1 = (0,45 - 0,5)L_2 = (3.03 - 3.37)$, chọn $L_1 = 3.2$ (m).

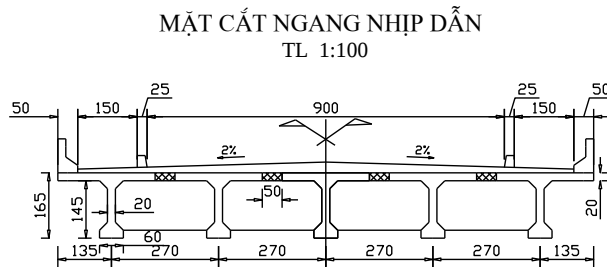
- + Chiều dày tại giữa nhịp chọn $t_1 = 250(\text{mm})$.
 - + Chiều dày mép ngoài cánh hẫng (t_2) chọn $t_2 = 250(\text{mm})$.
 - + Chiều dày tại điểm giao với s-ôn hộp $t_3 = (2 - 3)t_2 = 500-750(\text{mm})$, chọn $t_3 = 500(\text{mm})$.
 - + Chiều dài vút thường lấy $L_v = 1,5(\text{m})$.
 - + Chiều dày của s-ôn dầm chọn $500 (\text{mm})$.
 - + Bản biên d-ới ở gối $(1/75 - 1/200)74 = 0.98 - 0.37(\text{m})$, chọn 800 mm .
 - + Bản biên d-ới ở giữa nhịp lấy $300(\text{mm})$.
- Với kích th-ớc đo chọn và khổ cầu ta sơ bộ chọn mặt cắt ngang kết cấu nhịp nh-
hình vẽ:



Hình 3.5.Tiết diện dầm hộp.

Kết cấu cầu đối xứng một bên gồm 1cầu dẫn nhịp 33 m .

- Chiều rộng cánh dầm 2.7m .
- Chiều dày bản mặt cầu 20 cm .
- Chiều cao dầm 1.65 m .
- Chiều dày s-ôn dầm 20 cm .
- Khoảng vát $20 \times 20 \text{ cm}$.



Hình 3.6. Mặt cắt dầm dẫn

Cấu tạo trụ:

Thân trụ rộng 3.0m-2m t-ong ứng theo ph-ong dọc cầu và 6m theo ph-ong ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính R = 1m-1.5m.

Bệ móng cao 2.0m-2.5m, rộng 6.0m-9.6m theo ph-ong dọc cầu, 9.6m-11.0m theo ph-ong ngang cầu.

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

Cấu tạo mố

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

Bệ móng mố dày 2m, rộng 6.0m, dài 14.5m .

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

III.5. PH-ONG ÁN III: Cầu giàn thép

3.5.1. Ph-ong án kết cấu

- Sơ đồ bố trí nhịp : (6x78 m);Tổng chiều dài toàn cầu tính đến đuôi hai mố L =468m.

Chọn sơ đồ dàn chủ là loại dàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đ-ờng xe chạy d-ới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 9 m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 10.1m.

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

song:
$$h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhịp} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10} \right) 78 = (13.0 \div 7.8)m \text{ và } h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$$

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

Cấu tạo mặt cầu

Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía.

- **Kết cấu phần trên**
 - Kết cấu nhịp chính : Gồm 6 nhịp chính dài 78m.với chiều cao dầm là 10m.góc nghiêng giữa các thanh xiên là 52° .Chiều dài mỗi khoang là 7.8m
 - Kết cấu cầu đối xứng hai bên.

Cấu tạo trụ:

Dùng trụ Thân cột rộng 2.5m .

Bệ móng cao 2.0m, rộng 6.0m theo ph- ơng dọc cầu, 14.8m theo ph- ơng ngang cầu . Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

Cấu tạo móng:

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

Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0m, dài 15.7 m .

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

Các ph- ơng án bố trí chung cầu dùng để so sánh, thực hiện trong bảng sau:

Ph- ơng án	Thông thuyền	Khổ cầu	Sơ đồ	$\sum L(m)$	Nhịp chính
I	60×9	9+2×1.5	3x37+70+110+70+3x37	472	Cầu 3 nhịp liên tục BTCTDƯ
II	60×9	9+2×1.5	2x33+50+3x80+50+2x33	472	Cầu 5 nhịp liên tục BTCTDƯ
III	60×9	9+2×1.5	6x78	468	Cầu giàn thép

CH- ƠNG IV: TÍNH TOÁN KHỐI L- ỢNG CÁC PH- ƠNG ÁN

IV.1. PH- ƠNG ÁN 1: CẦU 3 NHỊP LIÊN TỤC + 3 NHỊP DẪN

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

$$K = 9 + 2 \times 1,5 = 12 \text{ (m)}$$

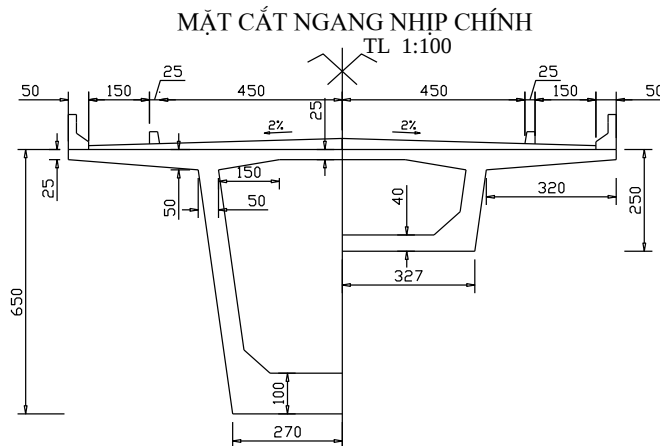
- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 9 + 2 \times 1,5 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 13,5 \text{ (m)}$$

- Sơ đồ nhịp: $3 \times 37 + 70 + 110 + 70 + 3 \times 37 = 472 \text{ (m)}$

1. Công tác nhịp cầu

1.1 Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp



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

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

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

Trong đó:

$H_p = 6,5\text{m}$; $h_m = 2,5\text{ m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hẫng $L = \frac{110 - 5}{2} = 52,5\text{m}$

Thay số ta có:

$$Y = \frac{(6.5 - 2.5)}{52.5^2} \cdot x^2 + 2.5$$

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

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

Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp = 1.0 ; 0.4 m

L : Chiều dài phân cánh hẫng

Thay số vào ta có phương trình bậc nhất:

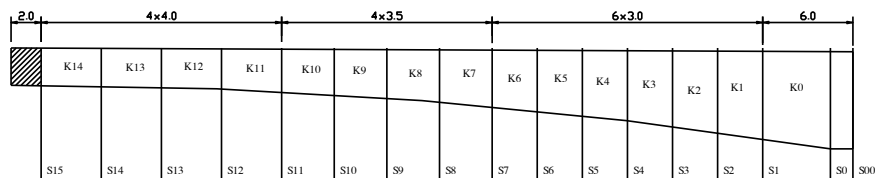
$$h_x = 0.4 + 0.6/52.5 \times L_x$$

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

Phân chia các đốt dầm ở 3 nhịp giữa như sau:

- + Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 12 m
- + Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2,0m
- + Số đốt trung gian $n = 6 \times 3 + 4 \times 3.5 + 4 \times 3,5$ m.

Tên đốt	Lđốt (m)
Đốt K0	6
Đốt K1	3
Đốt K2	3
Đốt K3	3
Đốt K4	3
Đốt K5	3
Đốt K6	3
Đốt K7	3.5
Đốt K8	3.5
Đốt K9	3.5
Đốt K10	3.5
Đốt K11	4
Đốt K12	4
Đốt K13	4
Đốt K14	4



Hình 4.2. Sơ đồ chia đốt dầm

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

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

$$a_1 = \frac{6.5 - 2.5}{52.5^2} = 1.45 \times 10^{-3}, \quad b_1 = 2.5\text{m}$$

Thứ tự	Tiết diện	a_1	$b_1(m)$	$x(m)$	$h(m)$
1	S00	0.00145	2.5	54	6.50
2	S0	0.00145	2.5	52.5	6.50
3	S1	0.00145	2.5	48	5.84
4	S2	0.00145	2.5	45	5.44
5	S3	0.00145	2.5	42	5.06
6	S4	0.00145	2.5	39	4.71
7	S5	0.00145	2.5	36	4.38
8	S6	0.00145	2.5	33	4.08
9	S7	0.00145	2.5	30	3.81
10	S8	0.00145	2.5	26.5	3.52
11	S9	0.00145	2.5	23	3.27
12	S10	0.00145	2.5	19.5	3.05
13	S11	0.00145	2.5	16	2.87
14	S12	0.00145	2.5	12	2.71
15	S13	0.00145	2.5	8	2.59
16	S14	0.00145	2.5	4	2.52
17	S15	0.00145	2.5	0	2.50

Bảng tính diện tích các mặt cắt tại các vị trí:

S TT	Tên mặt cắt	Chiều dài đốt (m)	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt (m ²)
1	S00	1.5	54	6.5	1	5.4	15.25
2	S0	4.5	52.5	6.5	1	5.4	15.25
3	S1	3	48	5.84	0.95	5.59	14.54
4	S2	3	45	5.44	0.91	5.7	14.08
5	S3	3	42	5.06	0.88	5.81	13.63
6	S4	3	39	4.71	0.85	5.91	13.2
7	S5	3	36	4.38	0.81	6	12.77
8	S6	3	33	4.08	0.78	6.09	12.36
9	S7	3.5	30	3.81	0.74	6.17	11.98
10	S8	3.5	26.5	3.52	0.7	6.25	11.53
11	S9	3.5	23	3.27	0.66	6.32	11.12
12	S10	3.5	19.5	3.05	0.62	6.38	10.72
13	S11	4	16	2.87	0.58	6.43	10.35
14	S12	4	12	2.71	0.54	6.48	9.97
15	S13	4	8	2.59	0.49	6.51	9.61
16	S14	4	4	2.52	0.45	6.53	9.3
17	S15	0	0	2.5	0.4	6.54	9.03

Tính khối lượng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

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

Bảng xác định khối lượng các cốt đúc

STT	Khối Đúc	Diện tích Tbình(m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích (m ³)	Khối Lượng (T)
1	1/2 đỉnh trụ	15.25	1.5	22.88	57.19
2	1/2 K _o	14.895	4.5	67.03	167.57
3	K1	14.31	3	42.93	107.33
4	K2	13.855	3	41.57	103.91
5	K3	13.415	3	40.25	100.61
6	K4	12.985	3	38.96	97.39
7	K5	12.565	3	37.7	94.24
8	K6	12.17	3	36.51	91.28
9	K7	11.755	3.5	41.14	102.86
10	K8	11.325	3.5	39.64	99.09
11	K9	10.92	3.5	38.22	95.55
12	K10	10.535	3.5	36.87	92.18
13	K11	10.16	4	40.64	101.6
14	K12	9.79	4	39.16	97.9
15	K13	9.455	4	37.82	94.55
16	K14	9.165	4	36.66	91.65
17	Tổng 14 cốt đúc		54	637.98	1594.9
18	KN(hộp long)	9.03	2	18.06	45.15
19	Đúc trên đà giáo	9.03	14	126.42	316.05

Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 1 nhịp giữa là: $V_1=1294.02\text{m}^3$

Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 1 nhịp biên là: $V_2=782.46\text{m}^3$

Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 3 nhịp liên tục là: $V=2858.94\text{m}^3$

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

+ Bê tông asphan 5 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 3 cm

+ Lớp phòng n-ớc 2cm

+Lớp đệm tạo dốc 2 cm

+ Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 12$ cm và $\gamma_{tb} = 2,25 \text{ T/m}^3$

- Vậy trọng l-ợng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 2,25 = 3,375 \text{ T/m}$$

- Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu cho một nhịp 3 nhịp liên tục là :

$$V_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 250 = 375 \text{ m}^3$$

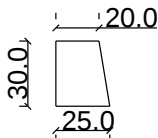
- Trọng l-ợng lan can:

$$g_{lc} = [(1,050 \times 0,180) + (0,50 - 0,18) \times 0,075 + 0,050 \times 0,255 + 0,535 \times 0,050 / 2 + (0,50 - 0,230) \times 0,255 / 2] \times 2,5 = 0,684 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0,25 \times 250 = 125 (\text{m}^3)$$

Cốt thép lan can: $m_{lc} = 0,15 \times 125 = 18,75 \text{ T}$ (hàm l-ợng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

-Trọng l-ợng gờ chắn :



Hình 4.4. Cấu tạo gờ chắn bánh

$$G_{gc} = (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 2,5 = 0,1688 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 250 = 33,75 (\text{m}^3)$$

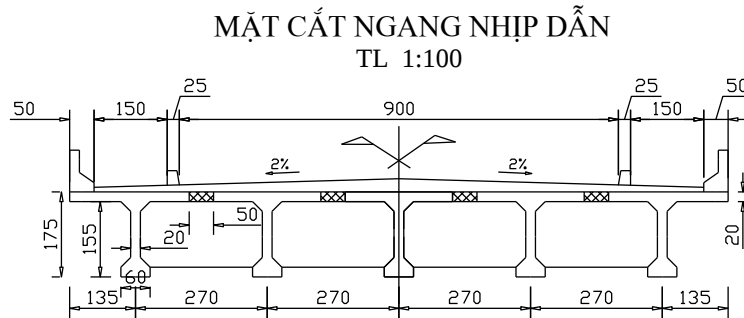
1.2. Kết cấu nhịp dẫn

Nhịp dẫn gồm 5 dầm tiết diện chữ T định hình có dầm ngang với chiều dài $L = 37$ (m).

+ chiều cao $H = 1,75$ (m).

+ bề dày sườn dầm $b_0 = 20(\text{cm})$

+ bề dày bản mặt cầu $20(\text{cm})$



Hình 4.3. Mặt cắt ngang nhịp dẫn

Khối lượng dầm nhịp dẫn dài 37 m

- Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 37 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,7m, chiều cao dầm 1,75m.

- Chiều dài tính toán là: $L_{tt} = 37,0\text{m}$

- Diện tích mặt cắt ngang một dầm chủ:

$$F_{dc} = 0.2 \times 2.2 + 4 \times (0.2 \times 0.2 / 2) + 0.2 \times 0.6 + 0.2 \times 1.35 = 0.91 \text{ m}^2$$

- Diện tích dầm ngang: $F_{dn} = 1.35 \times 0.2 = 0.27 \text{ m}^2$, dầm dài 9.8 m

- Diện tích mối nối: $F_{mn} = 0.2 \times 0.5 = 0.1 \text{ m}^2$

Thể tích bê tông 1 nhịp là :

$$V = 5 \times 0.91 \times 33 + 4 \times 0.1 \times 33 + 5 \times 0.27 \times 9.8 = 176.58 \text{ (m}^3\text{)}$$

Tổng thể tích bê tông cho cả 6 nhịp là: $V = 6 \times 176.58 = 1059.48 \text{ (m}^3\text{)}$

Khối lượng cốt thép cho một nhịp dẫn sơ bộ (chọn hàm lượng cốt thép là 160 kg/m^3):

$$G = 1059.48 \times 0.16 = 169.52 \text{ (T)}$$

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

+ Bê tông asphal 5 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 3 cm

+ Lớp phòng n-ớc 2cm

+Lớp đệm tạo dốc 2 cm

+ Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 12 \text{ cm}$ và $\gamma_{tb} = 2,25 \text{ T/m}^3$

- Vậy trọng lượng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 2,25 = 3,375 \text{ T/m}$$

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

$$V_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 6 \times 37 = 333 \text{ m}^3$$

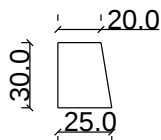
- Trọng lượng lan can:

$$g_{lc} = [(1,050 \times 0,180) + (0,50 - 0,18) \times 0,075 + 0,050 \times 0,255 + 0,535 \times 0,050 / 2 + (0,50 - 0,230) \times 0,255 / 2] \times 2,5 = 0,684 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0,25 \times 6 \times 37 = 111 (\text{m}^3)$$

Cốt thép lan can: $m_{lc} = 0,15 \times 111 = 16,65 \text{ T}$ (hàm lượng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

- Trọng lượng gờ chắn :



Hình 4.4. Cấu tạo gờ chắn bánh

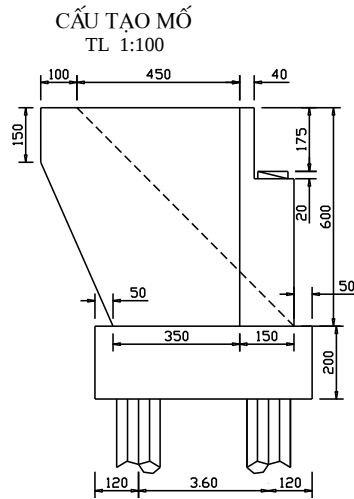
$$G_{gc} = (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 2,5 = 0,1688 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 6 \times 37 = 29,97 (\text{m}^3)$$

2. Công tác mố cầu

Khối lượng mố cầu :



Hình 4.5. Cấu tạo mố M0

- Khối lượng t-ờng cánh :
 $V_{tc} = 2 \times (1.5 \times 5.5 + (5.5 + 3.5) \times 4.5 / 2) \times 0.5 = 28.50 \text{ m}^3$
- Khối lượng thân mố :
 $V_{tn} = (1.5 \times 4.05 \times 13.5) = 82.01 \text{ m}^3$
 Khối lượng t-ờng đỉnh: $V_{td} = 0.4 \times 1.95 \times 13.5 = 10.53 \text{ m}^3$
- Khối lượng bệ mố : $V_{bm} = 6 \times 2 \times 114.5 = 174 \text{ m}^3$
- Ta có khối lượng một mố :
 $V_M = 28.50 + 82.01 + 10.53 + 174 = 268.04 \text{ m}^3$
- Khối lượng hai mố : $V = 268.04 \times 2 = 536.08 \text{ (m}^3\text{)}$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong mố 80 kg / m^3

Khối lượng cốt thép trong mố là : $G = 0.08 \times 536.08 = 42.89 \text{ T}$

❖ Xác định số cọc trong mố M0

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

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

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

η_i, y_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

➤ **Do tính tải**

- Tính tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \times 529.74 \times 2.5 / 37 = 44.74 \text{ T/m}$$

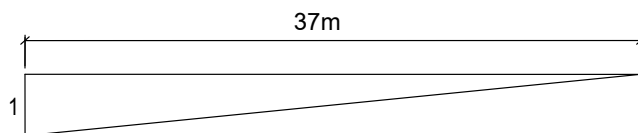
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 3.375 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.684) = 7.20 \text{ T/m}$$

- Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 44.74 + 7.20 = 51.94 \text{ T/m}$$

Ta có đ- ờng ảnh h- ưởng áp lực lên mố do tính tải nh- hình Vẽ (gần đúng xem nh- hình tam giác):



Đ- ờng ảnh h- ưởng áp lực lên mố M0

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ưởng áp lực mố: $\omega = 18.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 18.5 \times 44.74 = 827.69 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân mố

$$DC_{mố} = 268.04 \times 2.5 \times 1.25 = 837.63 \text{ T}$$

Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 18.5 \times 7.20 = 133.2 \text{ T}$$

Do hoạt tải

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

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

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

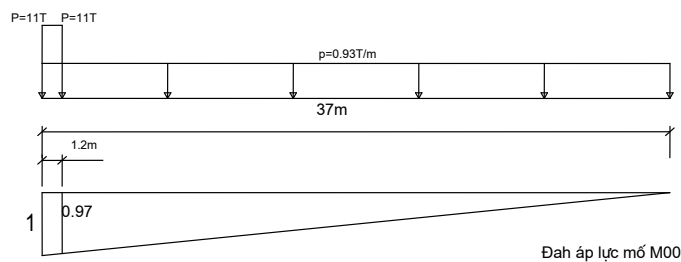
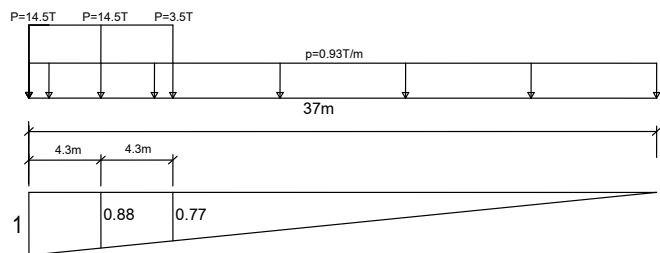
ω : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

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

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

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 37 m

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



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

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1 + 0.88) + 3.5 \times 0.77 + 18.5 \times 0.93 = 47.16 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.97) + 18.5 \times 0.93 = 38.88 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 47.16 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.88) + 3.5 \times 0.77] + 1.75 \times 18.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 190.3 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 827.69 + 837.63 + 133.2 + 190.3 = 1988.82 \text{ T}$$

-Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 18.00m

+Theo vật liệu làm cọc:

-Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ-ờng kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granits

+ Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$

+ Cốt chịu lực $18 \varnothing 25 \text{ AII}$ có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

$$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ-ợc nhồi bê tông theo ph-ơng 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- R_n : C-ờng độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : C-ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169.22 \text{ (T)}$$

➤ Theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính đ-ợc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

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

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2/4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đã quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

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

$$P_{\text{cọc}} = \min(P_{\text{v}}, P_{\text{nd}})$$

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng móng M_o*

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

$$R_{\text{Đáy đài}} = 1988.82 \text{ T}$$

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

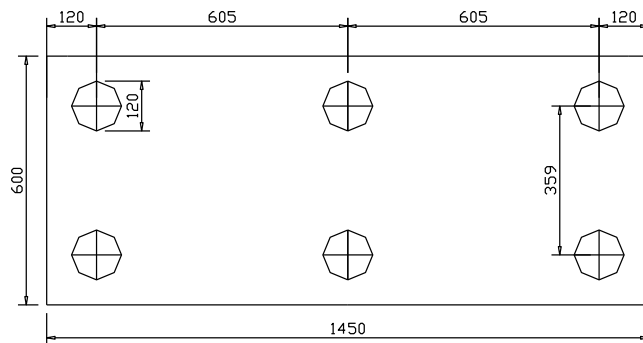
$$\text{Với } P = 1169.22 \text{ T}$$

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{1988.82}{1169.22} = 3.4 \text{ (cọc)}.$$

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

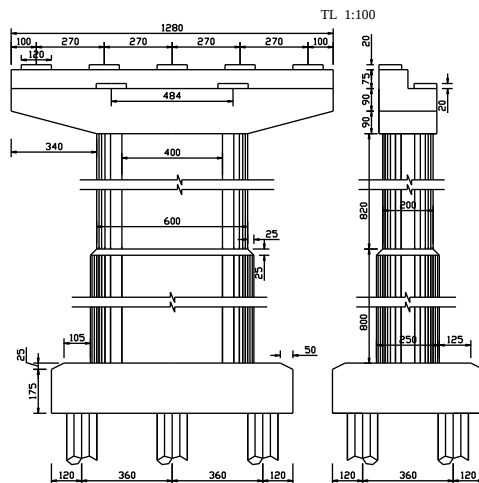
Dùng 6 cọc khoan nhồi $\phi 1.2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.6. Mặt bằng móng mố M_0

3. Công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu T3 :



Hình 4.7. Cấu tạo trụ T3

+ Khối lượng BTCT mũ trụ :

$$V_{\text{mũ}} = [12.8 \times 2.3 \times 1.8 + 12.8 \times 0.5 \times 1.15 - 2 \times \frac{3.4 \times 0.9 \times 2.3}{2}] = 68.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng BTCT thân trụ :

$$V_{\text{thân}} = (4 \times 2 + 3.14 \times 1^2) \times 8.2 + (4 \times 2 + 3.14 \times 1.25^2) \times 8 = 194.60 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối l- ợng BTCT móng trụ : $V_{mt} = [6 \times 9.6 \times 2] = 115.2 (m^3)$

+ khối l- ợng trụ T3: $V = 68.04 + 194.60 + 115.2 = 377.84 m^3$

+ Khối l- ợng hai trụ : $V = 377.84 \times 2 = 755.68 (m^3)$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép thân trụ là : $100 kg/m^3$, hàm l- ợng thép trong móng trụ là $80 kg/m^3$, mũ trụ là $100 kg/m^3$

Khối l- ợng cốt thép 2 Trụ T2(T1') :

$$G_{II} = 2 \times (0.08 \times 115.2 + 0.1 \times (68.04 + 194.60)) = 70.84 T$$

❖ Xác định số cọc tại trụ T3

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T3:

➤ Do tính tải

- Tính tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \cdot \frac{176.58 \times 2.5 + 1956}{37 + 70} = 28.01 T/m$$

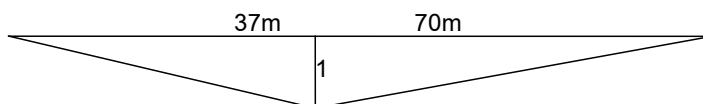
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 3.375 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.684) = 7.20 T/m$$

Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 28.01 + 7.20 = 35.21 t/m$$

Ta có đ- ờng ảnh h- ớng áp lực lên trụ do tính tải nh- hình vẽ (gần đúng xem nh- hình tam giác):



Đ- ờng ảnh h- ớng áp lực lên trụ T3

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ớng áp lực gối: $\omega = 53.5 m^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 53.5 \times 28.01 = 1498.54 T$$

+ Phản lực do tính tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 377.84 \times 2.5 = 1180.75 T$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 53.5 \times 7.2 = 385.2 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

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

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

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

ϖ : Diện tích đ- ờng ảnh h- ớng.

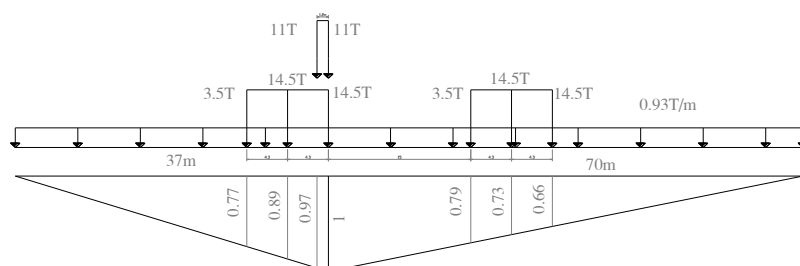
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

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

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L =107m

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



Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ớng áp lực trụ T3

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

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng làn=tải trọng làn

$$LL_{HL-93K} = [14.5 \times (1 + 0.89 + 0.73 + 0.66) + 3.5 \times (0.77 + 0.79)] + 53.5 \times 0.93 = 117.28 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.97) + 53.5 \times 0.93 = 71.43 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 117.28 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.89 + 0.73 + 0.66) + 3.5 \times (0.77 + 0.79)] + 1.75 \times 53.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 403.30 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1498.54 + 1180.75 + 385.2 + 403.3 = 3467.79 \text{ T}$$

- *Xác định số l-ợng cọc khoan nhồi cho móng trụ T3*

Dự kiến chiều dài cọc là : 18.50m

+ Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ-ờng kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granits

+ Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$

+ Cốt chịu lực $18 \varnothing 25 \text{ AII}$ có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

$$a. \quad \Rightarrow P_{VL}^c = \varphi(m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ-ợc nhồi bê tông theo ph-ơng 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- R_n : C-ờng độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : C-ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169,22 \text{ (T)}$$

➤ Theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0,55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên. (10.7.3.5-2)

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính đ-ợc : $d = 1,6$

$$K_{sp} = 2,86$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 2,86 \times 1,6 = 412,86 \text{ Mp} = 412862 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2/4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đã quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

$$n = \beta P / P_{\text{cọc}}$$

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

$\beta = 1.5$ cho trụ, $\beta = 2.0$ cho móng (móng chịu tải trọng ngang lớn do áp lực ngang của đất

và tác dụng của hoạt tải truyền qua đất trong phạm vi lăng thể trọng của đất đắp trên móng).

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

$$P_{\text{cọc}} = \min (P_{\text{vl}}, P_{\text{nd}})$$

- **Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho trụ T3**

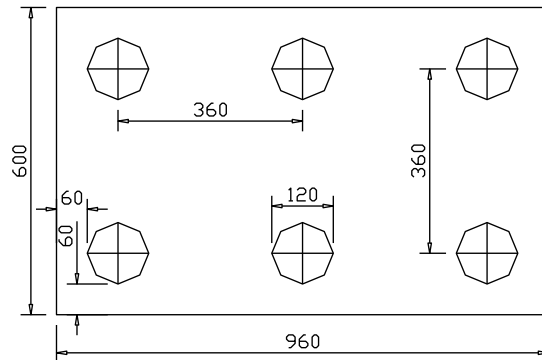
Các cọc đã bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tâm các cọc $a \geq 3d$ (d : Đường kính cọc khoan nhồi).

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{3467.79}{1169.22} = 2.97 \text{ (cọc)}.$$

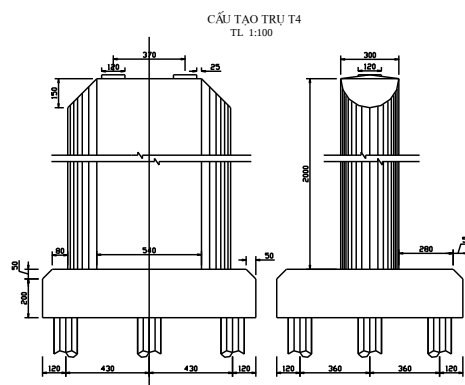
Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 6 cọc khoan nhồi $\phi 1.2$ m bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.8. Mặt bằng móng trụ T3

Khối lượng trụ cầu T4 :



Hình 4.9. Cấu tạo trụ T4

Hai trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả hai trụ T3 và T4:

- Thể tích thân trụ :T4
 $V_{tt} = [(5.4 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2) \times 20] = 465.30 (m^3)$
- Thể tích móng trụ : $V_{mt} = (2.5 \times 9.6 \times 11) = 264 (m^3)$
- Thể tích trụ T4 : $V = 465.3 + 264 = 729.3 (m^3)$
- Thể tích 2 trụ : $V = 729.3 \times 2 = 1458.6 (m^3)$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 100 kg/m^3 , hàm lượng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong 2 trụ là

$$G=0.08 \times 264 \times 2 + 0.1 \times 465.3 \times 2 = 95.3 \text{ T}$$

❖ **Xác định số cọc tại trụ T4**

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T4:

➤ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{1956 + 3234,95}{70 + 110} = 36.05 \text{ T/m}$$

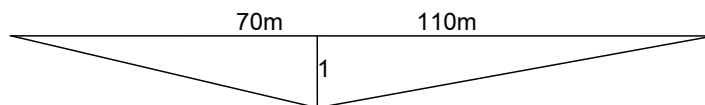
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 3.375 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.684) = 7.20 \text{ T/m}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 36.05 + 7.20 = 43.25 \text{ t/m}$$

Ta có đồ hình ảnh hưởng áp lực lên trụ do tĩnh tải như hình vẽ (gần đúng xem như hình tam giác):



Đồ hình ảnh hưởng áp lực lên trụ T4

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

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 90 \times 36.05 = 3244.5 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 729.3 \times 2.5 = 2279.06 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 90 \times 7.2 = 648 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

Trong đó:

n : Số làn xe , $n = 2$.

m : Hệ số làn xe, $m = 1$

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

ω : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

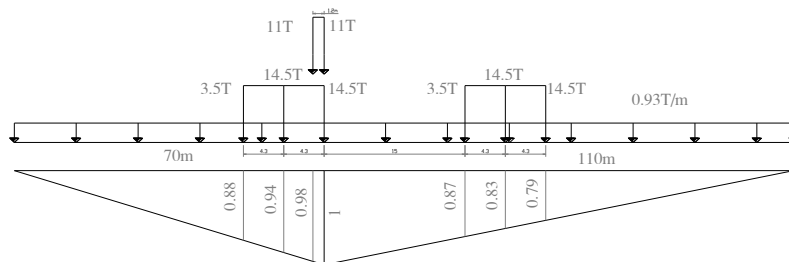
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

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

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 180m$

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



Sơ đồ xếp tải lên đ-ờng ảnh h-ởng áp lực trụ T2

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

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng làn=tải trọng làn

$$LL_{HL-93K} = [14.5 \times (1 + 0.94 + 0.83 + 0.79) + 3.5 \times (0.88 + 0.87)] + 90 \times 0.93 = 148.68 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.98) + 90 \times 0.93 = 105.48 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 148.68 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.94 + 0.83 + 0.79) + 3.5 \times (0.88 + 0.87)]$$

$$+ 1.75 \times 90 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 540.86 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 3244.5 + 2279.06 + 648 + 540.86 = 6712.42 \text{ T}$$

- **Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T4**
Dự kiến chiều dài cọc là : 18.00m
+ Theo vật liệu làm cọc:
- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granits
+ Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$
+ Cốt chịu lực 18 Ø 25 AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

b. $\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- 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

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169.22 \text{ (T)}$$

➤ *Theo đất nền*

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc được tính theo công thức sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các cọc (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các cọc (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính đ-ợc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

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

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2 / 4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ-ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

$$n = \beta P / P_{\text{cọc}}$$

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

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

$$P_{\text{cọc}} = \min(P_{\text{v}}, P_{\text{nd}})$$

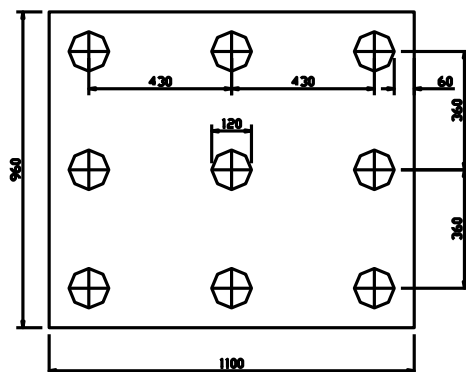
- **Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho trụ T4**

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

Vậy số lượng cọc sơ bộ là : $n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{6712.42}{1169.22} = 8.61$ (cọc).

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 9 cọc khoan nhồi $\phi 1.2$ m bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.10. Mặt bằng móng trụ T4

4. Giá trị dự toán xây lắp ph-ơng án I

Tổng mức đầu tư - ph-ơng án I

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu tư pa I			A+B+C	110,660,316

A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	96,608,213
I,	Kết cấu phần trên				
1	BTCT Nhịp 37 m.	m ³	1059.48	15,000	15,892,200
2	BTCT nhịp liên tục	m ³	2858.94	15,000	42,884,100
3	Gối dầm liên tục	Cái	8	5,000	40,000
4	Gối dầm giản đơn	Cái	40	5,000	200,000
5	Khe co giãn	m	81	3,000	243,000
6	Lớp phòng nóc	m ²	6345	120	761,400
7	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	708	2,200	1,557,600
8	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	299.72	2,000	599,440
9	ống thoát nước	Cái	20	150	3,000
10	Đèn chiếu sáng	Cột	136	14,000	1,904,000
Tổng I					64,084,740
II,	Kết cấu phần dới				
1	Bê tông mố	m3	536.08	2,000	1,072,160
2	Cốt thép mố	T	42.89	15,000	643,350
3	Bê tông trụ	m3	3725.64	2,000	7,451,280
4	Cốt thép trụ	T	307.82	15,000	4,617,300
5	Cọc khoan nhồi D120	m	1200	5,000	6,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	20	1+2+3+4+5	3,956,818
Tổng II					23,740,908
I+II					87,825,648
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		8,782,565
A=I+II+III					96,608,213
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	8,782,565
1	Khảo sát thiết kế, QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					8,782,565
A+B					105,390,778
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	5,269,539

IV.2. PH- ƠNG ÁN 2: CẦU DẦM 3 LIÊN TỤC+3NHỊP DẪN

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

$$K = 9 + 2 \times 1,5 = 12 \text{ (m)}$$

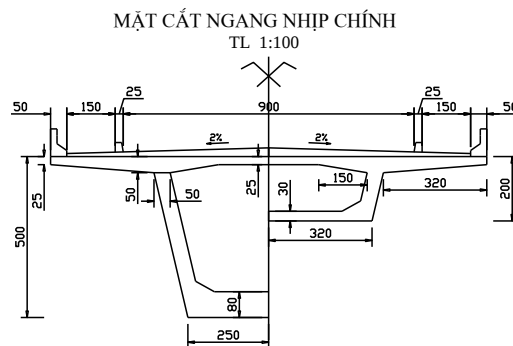
- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 9 + 2 \times 1,5 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 13,5 \text{ (m)}$$

- Sơ đồ nhịp: : $2 \times 33 + 50 + 3 \times 80 + 50 + 2 \times 33 = 472 \text{ (m)}$

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

1.1. Kết cấu nhịp liên tục



Hình 4.11. 1/2 mặt cắt đỉnh trụ và 1/2 mặt cắt giữa nhịp

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

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

Trong đó:

$H_p = 5.0\text{m}$; $h_m = 2.0 \text{ m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hằng $L = \frac{80 - 5}{2} = 37.5\text{m}$

Thay số ta có:

$$Y = \frac{(5.0 - 2.0)}{37.5^2} \cdot x^2 + 2.0$$

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

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

Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp=0.8 ;0.3 m

L : Chiều dài phân cánh hẫng

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

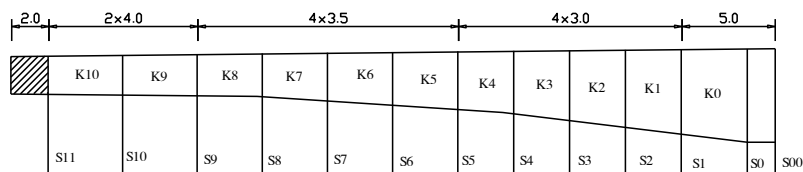
$$h_x = 0.3 + 0.5/37.5 \times L_x$$

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

Phân chia các đốt dầm nh- sau:

- + Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 10 m
- + Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2,0m
- + Số đốt trung gian $n = 4 \times 3 + 4 \times 3.5 + 2 \times 4$ m.
- + Khối đúc trên đà giáo dài 9m

Tên đốt	Lđốt (m)
Đốt K0	5
Đốt K1	3
Đốt K2	3
Đốt K3	3
Đốt K4	3
Đốt K5	3.5
Đốt K6	3.5
Đốt K7	3.5
Đốt K8	3.5
Đốt K9	4
Đốt K10	4



Hình 4.12. Sơ đồ chia đốt dầm

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

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

$$a_1 = \frac{5.0 - 2.0}{37.5^2} = 2.13 \times 10^{-3}, b_1 = 2.0m$$

Thứ tự	Tiết diện	a_1	$b_1(m)$	$x(m)$	$h(m)$
1	S00	0.0021	2	39	5
2	S0	0.0021	2	37.5	5
3	S1	0.0021	2	34	4.43
4	S2	0.0021	2	31	4.02
5	S3	0.0021	2	28	3.65
6	S4	0.0021	2	25	3.31
7	S5	0.0021	2	22	3.02
8	S6	0.0021	2	18.5	2.72
9	S7	0.0021	2	15	2.47
10	S8	0.0021	2	11.5	2.28
11	S9	0.0021	2	8	2.13
12	S10	0.0021	2	4	2.03
13	S11	0.0021	2	0	2

Bảng tính diện tích các mặt cắt tại các vị trí:

TT	Tên mặt cắt	Chiều dài đốt (m)	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt (m ²)
1	S00	1.5	39	5	0.8	5	12.61
2	S0	3.5	37.5	5	0.8	5	12.61
3	S1	3	34	4.43	0.75	5.27	12.04
4	S2	3	31	4.02	0.71	5.46	11.59
5	S3	3	28	3.65	0.67	5.63	11.14
6	S4	3	25	3.31	0.63	5.79	10.71
7	S5	3.5	22	3.02	0.59	5.92	10.3
8	S6	3.5	18.5	2.72	0.55	6.06	9.84
9	S7	3.5	15	2.47	0.5	6.18	9.41
10	S8	3.5	11.5	2.28	0.45	6.27	9.01
11	S9	4	8	2.13	0.41	6.34	8.64
12	S10	4	4	2.03	0.35	6.39	8.27
13	S11	0	0	2	0.3	6.4	7.96

Tính khối lượng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

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

Bảng xác định khối lượng các cốt đúc

STT	Khối Đúc	Diện tích Trung bình(m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích(m ³)	Khối Lượng (T)
1	1/2 đỉnh trụ	12.61	1.5	18.92	47.29
2	1/2 K _o	12.325	3.5	43.14	107.84
3	K1	11.815	3	35.45	88.61
4	K2	11.365	3	34.1	85.24
5	K3	10.925	3	32.78	81.94
6	K4	10.505	3	31.52	78.79
7	K5	10.07	3.5	35.25	88.11
8	K6	9.625	3.5	33.69	84.22
9	K7	9.21	3.5	32.24	80.59
10	K8	8.825	3.5	30.89	77.22
11	K9	8.455	4	33.82	84.55
12	K10	8.115	4	32.46	81.15
13	Tổng 12 cốt đúc		39	394.26	985.55
14	KN(hộp long)	7.96	2	15.92	39.80
15	KT(đúc trên đà giáo)	7.96	9	71.64	179.10

Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 1 nhịp biên là: $V_1 = 481.82 \text{ m}^3$

Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho nhịp giữa là: $V_2 = 804.44 \text{ m}^3$

Vậy tổng tính cho 5 nhịp liên tục là: $V = 3376.96 \text{ m}^3$

Khối lượng cốt thép cho kết cấu nhịp (chọn hàm lượng cốt thép là 160 kg/m^3):

$$G = 3376.96 \times 0.16 = 540.31 \text{ (T)}$$

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

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

- + Bê tông asphan 5 cm
- + Lớp bảo vệ (bê tông 1-ới thép) 3 cm
- + Lớp phòng n-ớc 2cm
- +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- + Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 12$ cm và $\gamma = 2,25 \text{ T/m}^3$

- Vậy trọng lượng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 2,25 = 3,375 \text{ T/m}$$

- Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu

$$V_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 340 = 510 \text{ m}^3$$

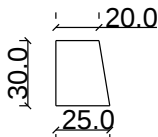
- Trọng lượng lan can:

$$g_{lc} = [(1,050 \times 0,180) + (0,50 - 0,18) \times 0,075 + 0,050 \times 0,255 + 0,535 \times 0,050 / 2 + (0,50 - 0,230) \times 0,255 / 2] \times 2,5 = 0,684 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0,25 \times 340 = 170 (\text{m}^3)$$

Cốt thép lan can: $m_{lc} = 0,15 \times 170 = 25,5 \text{ T}$ (hàm lượng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

-Trọng lượng gờ chắn :



Hình 4.13. Cấu tạo gờ chắn bánh

$$G_{gc} = (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 2,5 = 0,1688 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 340 = 45,9 (\text{m}^3)$$

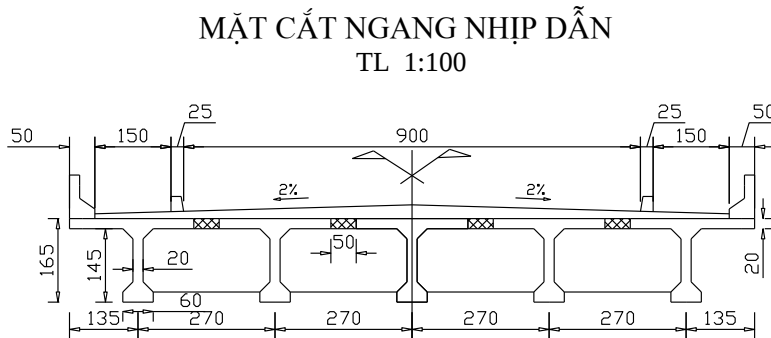
1.2. Kết cấu nhịp dẫn

Nhịp dẫn gồm 5 dầm tiết diện chữ T định hình có dầm ngang với chiều dài $L = 33$ (m).

+ chiều cao $H = 1,65$ (m).

+ bề dày sườn dầm $b_0 = 20$ (cm)

+ bề dày bản mặt cầu 20(cm)



Hình 4.14. Mặt cắt ngang nhịp dẫn

Khối l- ượng dầm nhịp dẫn dài 33 m

- Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 33 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,7m, chiều cao dầm 1,65m.

- Chiều dài tính toán là: $L_{tt}=33,0\text{m}$

- Diện tích mặt cắt ngang một dầm chủ:

$$F_{dc}=0.2 \times 2.2 + 4 \times (0.2 \times 0.2 / 2) + 0.2 \times 0.6 + 0.2 \times 1.25 = 0.89 \text{ m}^2$$

- Diện tích dầm ngang: $F_{dn}=1.25 \times 0.2 = 0.25 \text{ m}^2$, dầm dài 9.8 m

- Diện tích mối nối : $F_{mn}=0.2 \times 0.5 = 0.1 \text{ m}^2$

Thể tích bê tông 1 nhịp là :

$$V=5 \times 0.89 \times 33 + 4 \times 0.1 \times 33 + 5 \times 0.2 \times 9.8 = 169.85 \text{ (m}^3\text{)}$$

Tổng thể tích bê tông cho cả 4 nhịp là: $V = 4 \times 169.85 = 679.4 \text{ (m}^3\text{)}$

Khối l- ượng cốt thép cho một nhịp dẫn sơ bộ (chọn hàm l- ượng cốt thép là 160 kg/m^3)

$$G = 679.4 \times 0.16 = 108.7 \text{ (T)}$$

-Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:

+ Bê tông asphan 5 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông l- ỏi thép) 3 cm

+ Lớp phòng n- ọc 2cm

+Lớp đệm tạo dốc 2 cm

+ Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 12 \text{ cm}$ và $\gamma_{tb} = 2,25 \text{ T/m}^3$

- Vậy trọng lượng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 2,25 = 3,375 \text{ T/m}$$

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

$$V_{lp} = 0,12 \times 12,5 \times 4 \times 33 = 198 \text{ m}^3$$

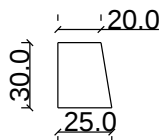
- Trọng lượng lan can:

$$g_{lc} = [(1,050 \times 0,180) + (0,50 - 0,18) \times 0,075 + 0,050 \times 0,255 + 0,535 \times 0,050 / 2 + (0,50 - 0,230) \times 0,255 / 2] \times 2,5 = 0,684 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0,25 \times 4 \times 33 = 66 \text{ (m}^3\text{)}$$

Cốt thép lan can: $m_{lc} = 0,15 \times 66 = 9,9 \text{ T}$ (hàm lượng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

- Trọng lượng gờ chắn :



Hình 4.15. Cấu tạo gờ chắn bánh

$$G_{gc} = (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 2,5 = 0,1688 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 4 \times 33 = 17,82 \text{ (m}^3\text{)}$$

2. Khối lượng công tác móng, trụ

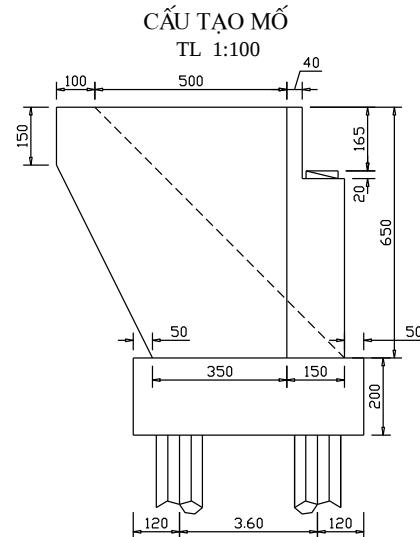
2.1. Cấu tạo móng, trụ cầu

- Mố : Hai mố đối xứng, dùng loại mố nặng chữ U, bằng BTCT tầng thẳng, đặt trên nền móng cọc khoan nhồi đường kính D1,2m.

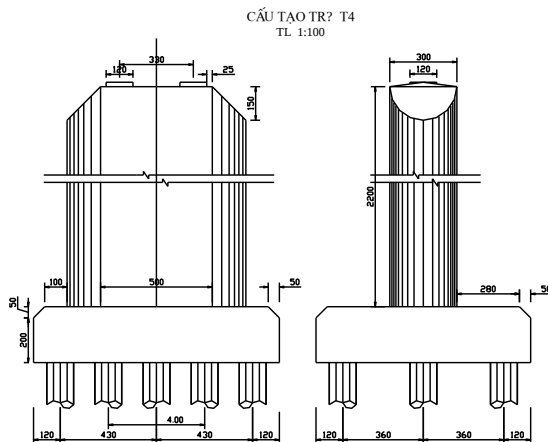
- Bản quá độ : Hay bản giảm tải có tác dụng làm tăng độ cứng nền đường khi vào đầu cầu, tạo điều kiện cho xe chạy êm thuận, giảm tải cho mố hoạt tải đứng trên lạng thể trượt. Bản quá độ bằng BTCT dày 30cm, dài 5,0 m, rộng 1m. Bản quá độ được đặt

ngiêng 10%, một đầu gối kê lên vai kê, một đầu gối lên dầm bằng BTCT, đ-ợc thi công lắp ghép.

- Trụ cầu: Trụ đặc BTCT, đ-ợc đặt trên nền móng cọc khoan nhồi D1,2m.



Hình 4.16. Cấu tạo mố



Hình 4.17. Cấu tạo trụ T4

2.2. Công tác mố cầu

Khối l-ợng mố cầu :

$$\text{Khối l-ợng t-ờng cánh : } V_{tc} = 2 \times ((1.5 \times 6 + (6 + 3.5) \times 5 / 2) \times 0.5) = 32.75 \text{ m}^3$$

SVTH : Hoàng Văn Dũng - Lớp : CĐ1101

MSV : 110653

- Khối lượng thân móng :

$$V_{\text{tn}}=(4.65 \times 1.5 \times 13.5)=94.16 \text{ m}^3$$

$$\text{Khối lượng tầng đỉnh: } V_{\text{td}}=0.4 \times 1.85 \times 13.5=9.99 \text{ m}^3$$

- Khối lượng bậc móng : $V_{\text{bm}}=6 \times 2 \times 14.5 = 174 \text{ m}^3$
- Tổng khối lượng một móng : $V_{\text{M}}=32.75+94.16+9.99+174=310.9 \text{ m}^3$
- Khối lượng hai móng : $V = 310.9 \times 2 = 621.8 (\text{m}^3)$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong móng 80 kg / m^3

$$\text{Khối lượng cốt thép trong 2 móng là : } G=0.08 \times 621.8=49.75 \text{ T}$$

2.3. Công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu :

❖ Khối lượng trụ liên tục :

Hai trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả hai trụ T3 và T4:

- Thể tích thân trụ :T4
 $V_{\text{tt}}=[(5 \times 3+3.14 \times 1.5^2) \times 22]=485.43 (\text{m}^3)$
- Thể tích thân trụ :T3
 $V_{\text{tt}}=[(5 \times 3+3.14 \times 1.5^2) \times 16]=353.04 (\text{m}^3)$
- Thể tích móng trụ : $V_{\text{mt}}=(2.5 \times 9.6 \times 11)=264 (\text{m}^3)$
- Thể tích trụ T4 : $V=485.43+264=749.43 (\text{m}^3)$
- Thể tích trụ T3 : $V=353.04+264=617.04 (\text{m}^3)$
- Thể tích 4 trụ : $V=485.43 \times 2+353.04 \times 2+264 \times 4=2732.94 (\text{m}^3)$

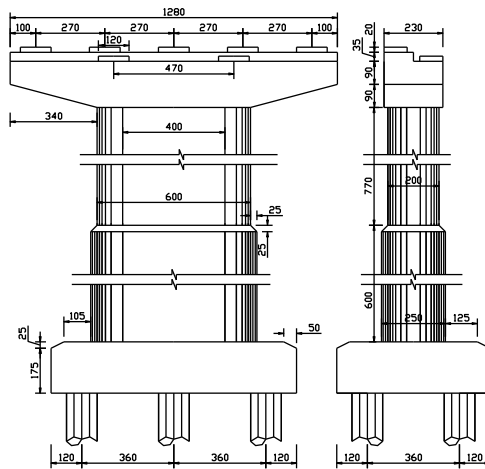
Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 100 kg/m^3 , hàm lượng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong 4 trụ là

$$G=0.08 \times 264 \times 4+0.1 \times (485.43+353.04) \times 2=252.18 \text{ T}$$

❖ Khối lượng trụ dẫn :

- Trụ T2 :



Hình 4.18. Cấu tạo trụ T2

+ Khối lượng BTCT mũ trụ :

$$V_{mt} = [12.8 \times 2.3 \times 1.8 + 12.8 \times 0.5 \times 1.15 - 2 \times \frac{3.4 \times 0.9 \times 2.3}{2}] = 68.04 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng BTCT thân trụ :

$$V_{tt} = (4 \times 2 + 3.14 \times 1^2) \times 7.7 + (4 \times 2 + 3.14 \times 1.25^2) \times 6 = 163.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng BTCT móng trụ : $V_{mt} = [6 \times 9.6 \times 2] = 115.2 \text{ (m}^3\text{)}$

+ khối lượng trụ T3: $V = 68.04 + 163.22 + 115.2 = 346.46 \text{ m}^3$

+ Khối lượng hai trụ : $V = 346.46 \times 2 = 692.92 \text{ (m}^3\text{)}$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 100 kg/m^3 , hàm lượng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3 , mũ trụ là 100 kg/m^3

Khối lượng cốt thép 2 Trụ T2(T1) :

$$G_{tt} = 2 \times (0.08 \times 115.2 + 0.1 \times (68.04 + 163.22)) = 64.69 \text{ T}$$

3 . Tính toán sơ bộ số lượng cọc trong móng

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

3.1. Xác định tải trọng tác dụng lên dầm móng

❖ Xác định số cọc trong móng M0

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

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

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

η_i, γ_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

➤ Do tính tải

- Tính tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \times 169.85 \times 2.5 / 33 = 16.09 \text{ T/m}$$

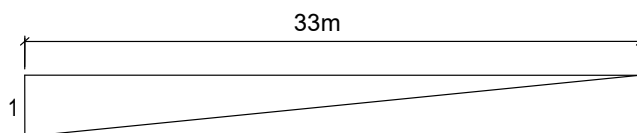
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 3.375 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.684) = 7.20 \text{ T/m}$$

- Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 16.09 + 7.20 = 23.29 \text{ t/m}$$

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



Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên móng M0

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực móng: $\omega = 16.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 16.5 \times 16.09 = 265.49 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân móng

$$DC_{mố} = 310.9 \times 2.5 \times 1.25 = 971.56 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 16.5 \times 7.20 = 118.8 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

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

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

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

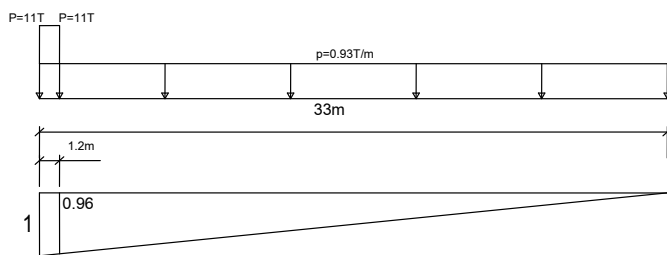
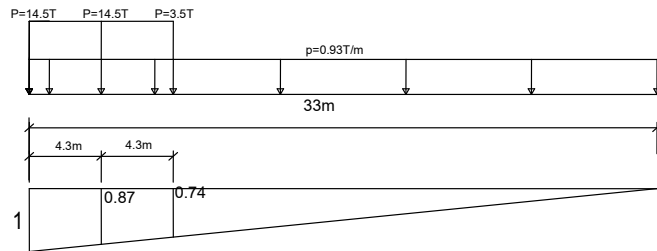
ϖ : Diện tích đ- ờng ảnh h- ớng.

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

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

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 33 \text{ m}$

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



Sơ đồ xếp tải lên d- ông ảnh h- ớng áp lực mố

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1 + 0.87) + 3.5 \times 0.74 + 16.5 \times 0.93 = 45.05 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.96) + 16.5 \times 0.93 = 36.9 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 45.05 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.87) + 3.5 \times 0.74] + 1.75 \times 16.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 182.8 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 265.49 + 971.56 + 118.8 + 182.8 = 1538.65 \text{ T}$$

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 19.00m

+Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granits
- + Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$
- + Cốt chịu lực 18 $\varnothing 25$ AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

c. $\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- 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

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169,22 \text{ (T)}$$

➤ *Theo đất nền*

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc được tính theo công thức sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

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

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

(10.7.3.5-2)

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400\text{mm}$.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6\text{mm}$.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000\text{mm}$.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800\text{mm}$.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400\text{mm}$.

Tính đ-ợc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

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

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2/4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ-ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

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

$$P_{\text{cọc}} = \min(P_v, P_{nd})$$

- *Xác định số cọc khoan nhồi cho móng móng M_0*

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

$$R_{\text{Đáy dài}} = 1538.65 \text{ T}$$

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

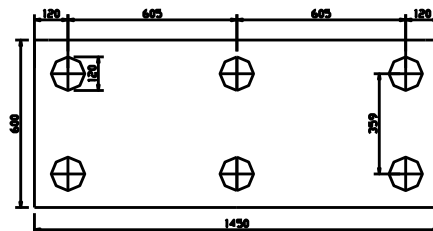
$$\text{Với } P = 1169.22 \text{ T}$$

Vậy số cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{1538.65}{1169.22} = 2.63 \text{ (cọc)}.$$

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

Dùng 6 cọc khoan nhồi $\phi 1.2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.19. Mặt bằng móng móng M_0

3.2. Xác định số cọc tại trụ T2

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T2:

➤ Do tĩnh tải

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1,25 \times \frac{169.85 \times 2.5 + 481.82 \times 2.5}{33 + 50} = 24.54 \text{ T/m}$$

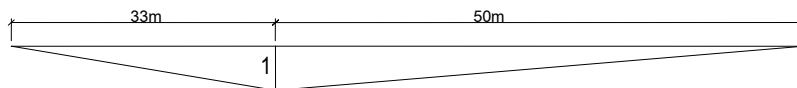
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 3.375 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.684) = 7.20 \text{ T/m}$$

Tổng tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 24.54 + 7.20 = 31.74 \text{ t/m}$$

Ta có đồ- ờng ảnh h- ờng áp lực lên trụ do tải nh- hình Vẽ (gần đúng):



Đ- ờng ảnh h- ờng áp lực lên trụ T2

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ờng áp lực gối: $\omega = 41.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 41.5 \times 24.54 = 1018.41 \text{ T}$$

+ Phản lực do tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 346.46 \times 2.5 = 1082.69 \text{ T}$$

+ Phản lực do tải lớp phủ và lan can

$$DW = 41.5 \times 7.20 = 298.8 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

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

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

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

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

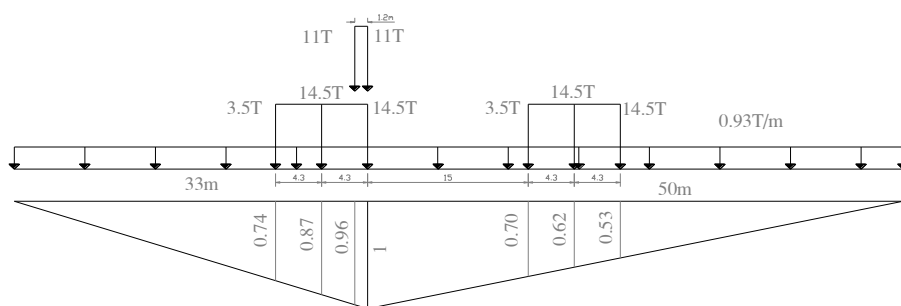
γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

ϖ : Diện tích đ- ờng ảnh h- ờng.

- + Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.
- + PL : Tải trọng ng-ời, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng ng-ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là $PL = (1.5 \times 3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$
- Tính phản lực lên mô do hoạt tải
- + Chiều dài tính toán của nhịp $L = 83 \text{ m}$
- + Đ-ờng ảnh h-ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đ-ờng ảnh h-ởng áp lực trụ T2

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

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng làn)
 $LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1 + 0.87 + 0.62 + 0.53) + 3.5 \times (0.74 + 0.7) + 41.5 \times 0.93 = 259.30 \text{ T}$
- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)
 $LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.96) + 41.5 \times 0.93 = 60.16 \text{ T}$
 $\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 259.30 \text{ T}$
- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên trụ do hoạt tải :
 $LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.87 + 0.62 + 0.53) + 3.5 \times (0.74 + 0.7)] + 1.75 \times 41.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 346.54 \text{ T}$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1018.41 + 1082.69 + 298.8 + 346.54 = 2746.44 \text{ T}$$

- Xác định số l-ợng cọc khoan nhồi cho móng trụ T2
 Dự kiến chiều dài cọc là : 15.00m

- + Theo vật liệu làm cọc:
- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granits
- + Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$
- + Cốt chịu lực 18 $\varnothing 25$ AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

d. $\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- 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

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169,22 \text{ (T)}$$

➤ *Theo đất nền*

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc được tính theo công thức sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi q_p A_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các cọc (mm). Lấy $S_d = 400\text{mm}$.

t_d : Chiều rộng các cọc (mm). Lấy $t_d = 6\text{mm}$.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000\text{mm}$.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800\text{mm}$.

D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1400\text{mm}$.

Tính cọc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 2.86 \times 1,6 = 412.86 \text{ Mp} = 412862 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2/4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

P(T) : Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng móng, trụ đã tính ở trên.
 $P_{\text{cọc}} = \min (P_v, P_{nd})$

- **Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho trụ T2**

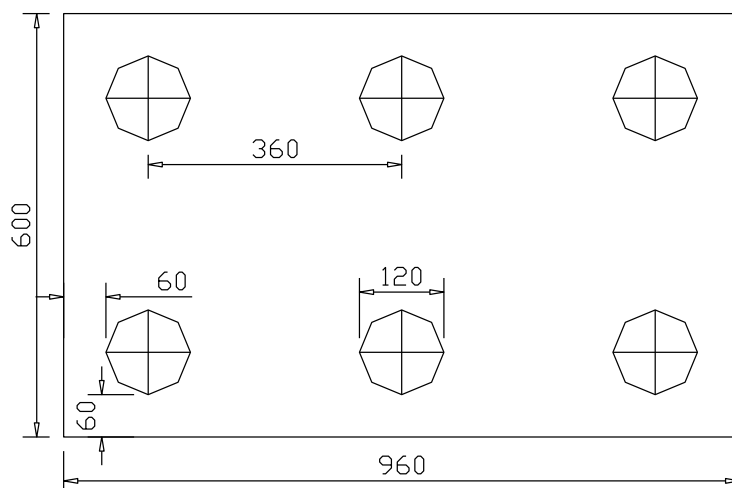
Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tâm các cọc $a \geq 3d$ (d : Đường kính cọc khoan nhồi).

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{2746.44}{1169.22} = 3.53 (\text{cọc}).$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta=1.5$

Dùng 6 cọc khoan nhồi $\phi 1.2$ m bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.20. Mặt bằng móng trụ T3

***, Xác định số cọc tại trụ T4**

- Số cọc của trụ T4:
-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T4:

➤ **Do tính tải**

- Tính tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{2 \times 2010 \cdot 9}{2 \times 80} = 31.42 \text{ T/m}$$

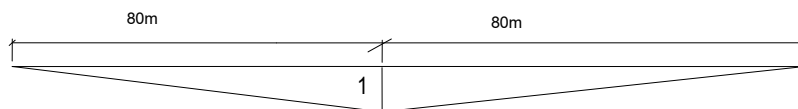
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 3.375 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.684) = 7.20 \text{ T/m}$$

Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 31.42 + 7.20 = 38.62 \text{ T/m}$$

Ta có đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên trụ do tính tải nh- hình vẽ (gần đúng xem nh- hình tam giác):



Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên trụ T4

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực gối : $\omega = 80 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 80 \times 31.42 = 2513.60 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 749.43 \times 2.5 \times 1.25 = 2341.97 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 80 \times 7.20 = 576 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

ω : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

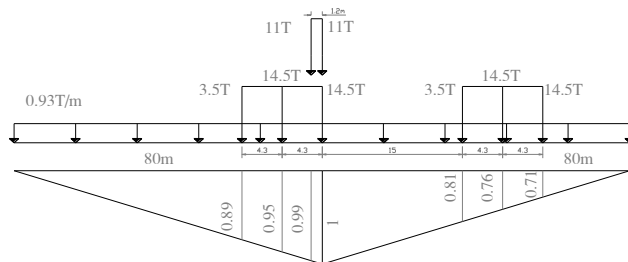
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

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

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 160 \text{ m}$

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



Sơ đồ xếp tải lên đ-ờng ảnh h-ởng áp lực trụ T4

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1 + 0.95 + 0.76 + 0.71) + 3.5 \times (0.89 + 0.81) + 80 \times 0.93 = 129.94 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.99) + 80 \times 0.93 = 97.22 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 369.46 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên trụ T2 do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.95 + 0.76 + 0.71) + 3.5 \times (0.89 + 0.81)] + 1.75 \times 80 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 499.19 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$\text{Vậy : } P_{\text{Đáy đài}} = 2513.60 + 2341.97 + 576 + 499.19 = 5930.76 \text{ T}$$

- **Xác định số l-ợng cọc khoan nhồi cho móng trụ T4**

Dự kiến chiều dài cọc là : 18.00m

+Theo vật liệu làm cọc:

-Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ-ờng kính $D = 1.2 \text{ m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát (φ_f) và đến lớp đá granits

+ Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$

+ Cốt chịu lực 18 Ø 25 AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

e. $\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ-ợc nhồi bê tông theo ph-ơng 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- R_n : C-ờng độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : C-ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169.22 \text{ (T)}$$

➤ *Theo đất nền*

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các cọc (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các cọc (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính độ lệch : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

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

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2 / 4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đã quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

$\beta = 1.5$ cho trụ, $\beta = 2.0$ cho móng (móng chịu tải trọng ngang lớn do áp lực ngang của đất

và tác dụng của hoạt tải truyền qua đất trong phạm vi lăng thể trọng tải của đất đắp trên móng).

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

$$P_{\text{cọc}} = \min(P_{\text{vl}}, P_{\text{nd}})$$

- **Xác định số l-ợng cọc khoan nhồi cho trụ T4**

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

$$P_{\text{Dây dãi}} = 5930.76 \text{ T}$$

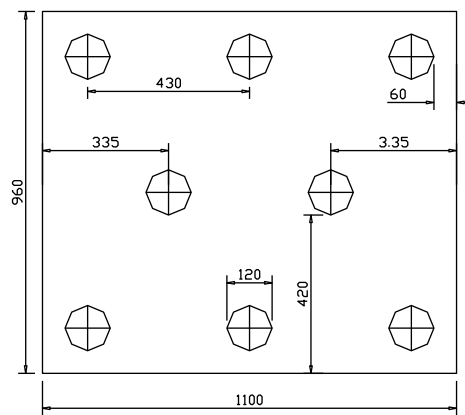
Các cọc đ-ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ-ờng kính cọc khoan nhồi).

Vậy số l-ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1,5 \times \frac{5930.76}{1169.22} = 7.6 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\phi 1.2 \text{ m}$ bố trí thể hiện trên hình vẽ.



Hình 4.21. Mặt bằng móng trụ T4

4. Giá trị dự toán xây lắp ph-ơng án II

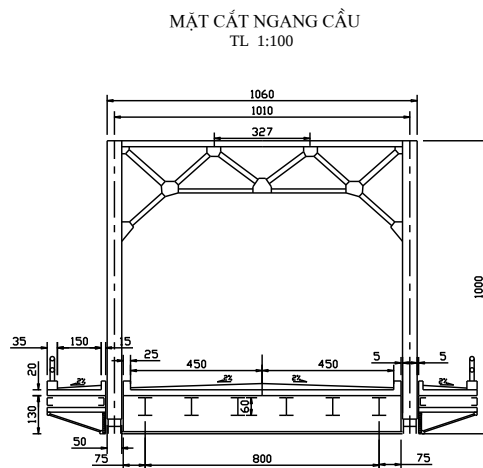
Tổng mức đầu t- ph-ơng án II

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu t pa I			A+B+C	117,121,803

A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	102,249,193
I,	Kết cấu phần trên				
1	BTCT Nhịp 33 m.	m ³	697.4	15,000	10,461,000
2	BTCT nhịp liên tục	m ³	3376.96	15,000	50,654,400
3	Gối dầm liên tục	Cái	12	5,000	60,000
4	Gối dầm giản đơn	Cái	30	5,000	150,000
5	Khe co giãn	m	54	3,000	162,000
6	Lớp phòng nóc	m ²	6345	120	761,400
7	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	708	2,200	1,557,600
8	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	299.72	2,000	599,440
9	ống thoát nóc	Cái	20	150	3,000
10	Đèn chiếu sáng	Cột	136	14,000	1,904,000
Tổng I					66,312,840
II,	Kết cấu phần dưới				
1	Bê tông móng	m ³	621.8	2,000	1,243,600
2	Cốt thép móng	T	49.75	15,000	746,250
3	Bê tông trụ	m ³	4118.78	2,000	8,237,560
4	Cốt thép trụ	T	381.56	15,000	5,723,400
5	Cọc khoan nhồi D120	m	1250	5,000	6,250,000
6	Công trình phụ trợ	%	20	1+2+3+4+5	4,440,162
Tổng II					26,640,972
I+II					92,953,812
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		9,295,381
A=I+II+III					102,249,193
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	9,295,381
1	Khảo sát thiết kế, QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					9,295,381
A+B					111,544,574
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	5,577,229

IV. 3. PH- ƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP

- Khổ cầu $9+2\times 1.5\text{m}$
- Dàn có đ- ờng biên song song có thanh đứng thanh treo.
- Chiều cao dàn $H= 10\text{ m}$.
- Chiều rộng khoang dàn $d = 7.8\text{ m}$.
- Số khoang dàn $n = 10$.
- Thép hợp kim thấp có:
 - + C- ờng độ chịu lực dọc trục $R_t=2700\text{kg/cm}^2$.
 - + C- ờng độ chịu nén khi uốn $R_u=2800\text{kg/cm}^2$.
 - + Trọng l- ợng riêng $\gamma =7.85\text{ T/m}^3$.
- Khoảng cách tim 2 dàn chủ : $B = 10.1\text{m}$.
- Chiều dài tính toán dàn cầu $L = 78.0\text{ m}$.



Hình 4.18. Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

1. Cấu tạo hệ mặt cầu.

- Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:
- + Bê tông asphan 5 cm
 - + Lớp bảo vệ (bê tông l- ới thép) 3 cm
 - + Lớp phòng n- ớc 2cm
 - +Lớp đệm tạo dốc 2 cm

+ Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu dtb = 12 cm và $\gamma = 2,25 \text{ T/m}^3$

2. Xác định tính tải.

* Tính tải giai đoạn I:

- Trọng lượng bản BTCT mặt cầu: $g_{mc} = 2.5(0.2 \times 9.5 + 0.2 \times 1.5 \times 2) = 6.25 \text{ T/m}$.

- Trọng lượng hệ mặt cầu có dầm dọc, dầm ngang khoảng 0.08 T/m^2

- Trọng lượng dầm đỡ đường ng-ời đi bộ 0.04 T/m^2

⇒ Tính tải giai đoạn I là :

$$g_{dmc} = [6.25 + 0.04 \times 1.5 \times 2 + 0.08 \times 9.5] = 7.17 (\text{T/m})$$

Tải trọng phân bố cho một dầm là.

$$g_{tt}^1 = 7.17 / 6 = 1.195 (\text{T/m}).$$

* Tính tải giai đoạn II:

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0,12 \times 12 \times 2,25 = 3.24 \text{ T/m}$$

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

$$V_{lp} = 0,12 \times 12 \times 78 = 112.32 \text{ m}^3$$

- Gờ chắn bánh:

Trọng lượng gờ chắn bánh:

$$g_{cb} = 2 \times (0.25 + 0.15) \times 0,3 \times 2.5 = 0.6 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0.25 + 0.15) \times 0,3 \times 78 = 18.72 (\text{m}^3)$$

Trọng lượng lan can:

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

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0.24 \times 78 = 37.44 (\text{m}^3)$$

⇒ Tính tải giai đoạn II là :

$$g_{tc}^2 = 3.24 + 0.6 + 2 \times 0.6006 = 5.041 \text{ T/m}$$

* Trọng lượng giàn chủ đ-ợc tính bằng công thức:

$$g_{dan} = \frac{a * n_h * k + \sum_{i=1}^n g_{dmc} + n_2 (g_{mc} + g_{lk}) \bar{b}}{\frac{R}{\gamma} - n_2 * b * (1 + \alpha) L} * L$$

Trong đó :

g – Trọng lượng giàn chủ (dầm) trên 1m dài

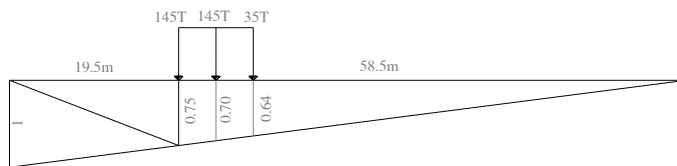
n_h, n_t, n'_t : là các hệ số v-ợt tải hoạt tải ,tĩnh tải và các lớp mặt cầu .

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

K – Tải trọng phân bố đều của hoạt tải có kể đến hệ số xung kích và hệ số phân phối ngang.

$$K = m \left(1 + \frac{IM}{100} \right) n_{HL93} K_{td} + n_{ng} b q_{ng}$$

Với : k_{td} - Tải trọng t-ong đ-ong của một làn xe ô tô tra với đ-òng ảnh h-ởng tam giác có đỉnh ở $\frac{1}{4}$ nhịp :



$$k_{td} = \frac{P_i * y_i}{\omega} = \frac{14.5 * (0.75 + 0.70) + 3.5 * 0.64}{78 * 0.75 / 2} = 0.829 \text{ T/m}$$

η - Hệ số phân phối ngang của ô tô

m – Hệ số làn xe = 1 (Hai làn xe)

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

η_{ng} - hệ số phân phối ngang của ng-ời đi bộ .

Tải trọng phân bố đều của ng-ời đi bộ : 0.3 (T/m).

g_{lk} : Trọng lượng hệ dầm mặt cầu trên 1m² mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là 0.1 T/m² => $g_{dmc} = 0.1 \times 9.5 = 0.95 \text{ T/m}$.

R – C-ờng độ tính toán của vật liệu. $R = 27000 \text{ T/m}^2$ (Tính với cầu giàn)

γ - Trọng lượng riêng của thép : $\gamma = 7.85 \text{ T/m}^3$

L – Chiều dài nhịp tính toán của giàn : $l = 78 \text{m}$.

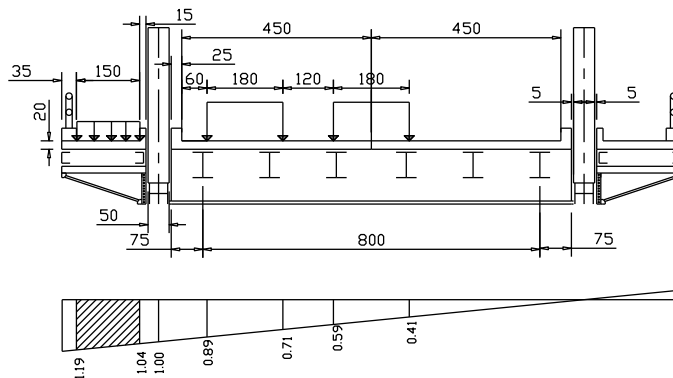
a, b – Hệ số đặc tr-ọng trọng lượng. Sơ bộ chọn: $a = b = 3.5$

α : là hệ số tính đến trọng lượng của hệ liên kết , lấy $\alpha=0.1$

***. Tính toán hệ số phân phối ngang của giàn chủ:**

- Tính theo phương pháp đòn bẩy.

Sơ đồ tính như hình vẽ:



Hình 4.19. Sơ đồ tính hệ số PPN

- Ta xếp tải đoàn xe HL-93, ngược lại. Ta đọc hệ số phân phối ngang như sau.

Đoàn xe HL-93: $\eta_{HL-93} = 0.5 \cdot (0.89 + 0.71 + 0.59 + 0.41) = 1.3$

Ngôi đi bộ : $\eta_{ng-đi} = (1.19 + 1.04) \cdot 1.5 / 2 = 1.67$

=> Tải trọng tổng hợp :

$$K = m \left(1 + \frac{IM}{100} \right) n_{HL93} K_{td} + n_{ng} b q_{ng} = 1 \cdot 1.25 \cdot 1.3 \cdot 0.829 + 1.67 \cdot 1.5 \cdot 0.3 = 2.099 \text{ T/m}$$

$$g_{gian} = \frac{a \cdot n_h \cdot k + \sum_{i=1}^n g_{dmc} + n_2 (g_{mc} + g_{lk}) \bar{b}}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \cdot b \cdot (1 + \alpha) L} \cdot L =$$

$$\Rightarrow g_{gian} = \frac{3.5 \cdot 1.75 \cdot 2.099 + 1.5 \cdot 7.17 + 1.25 \cdot (6.25 + 0.95) \cdot 3.5}{\frac{27000}{7.85} - 1.25 \cdot 3.5 \cdot 1.1 \cdot 78} \cdot 78 = 1.77 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng dàn đọc nhân với hệ số cấu tạo $c = 1.8$

$$g_{gian} = 1.8 \cdot 1.77 = 3.186 \text{ T}$$

- Trọng lượng của hệ liên kết là:

$$g_{lk} = 0.1 \times g_d = 0.1 \times 3.186 = 0.3186 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng của 1 giàn chính là:

$$G_g = g_{gian} + g_{lk} = 3.186 + 0,3186 = 3.51 \text{ T/m}$$

=> Trọng lượng thép của toàn bộ 1 kết cấu nhịp là :

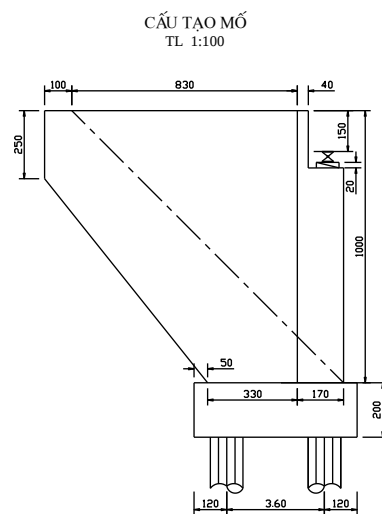
$$G_g = 3.51 \times 78 = 273.78 \text{ T}$$

=> Trọng lượng thép của toàn bộ 6 nhịp là :

$$G_{gian} = 6 \times 273.78 = 1642.68 \text{ T}$$

3. Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu

a . Móng móng M_0



Hình 4.20. Cấu tạo móng

❖ Khối lượng móng cầu :

➤ Khối lượng t-ờng cánh: $V_{tc} = 2 \times (2.5 \times 9.3 + (0.33 + 9.3) \times 8.3/2) \times 0.5 = 63.09 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng thân móng :

$$V_{tn} = (1.7 \times 8.3 \times 14.7) = 207.42 \text{ m}^3$$

$$\text{Khối lượng t-ờng đỉnh: } V_{td} = (0.4 \times 1.7) \times 14.7 = 10.00 \text{ m}^3$$

➤ Khối lượng bệ móng : $V_{bm} = 6 \times 2 \times 15.7 = 188.4 \text{ m}^3$

➤ Ta có khối lượng một móng : $V_M = 63.09 + 207.42 + 10.00 + 188.40 = 468.91 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng hai móng : $V = 468.91 \times 2 = 937.82 (\text{m}^3)$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong móng 80 kg / m^3

Khối lượng cốt thép trong móng là : $G = 0.08 \times 937.82 = 75.03 \text{ T}$

❖ **Xác định số cọc trong móng M0**

- Lực tính toán để xác định theo công thức: $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$

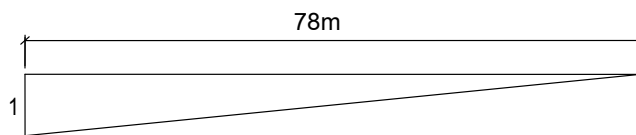
Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

η_i, γ_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

➤ **Do tính tải**

Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên gối



Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên móng M0

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực gối : $\omega = 39 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 1.25 \cdot (7.17 + 3.51) \cdot 39 = 520.65 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân Mố

$$DC_{trụ} = 1.25 \cdot 468.91 \cdot 2.5 = 1465.35 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can gờ chắn

$$DW = 1.5 \cdot 5.041 \cdot 39 = 294.90 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

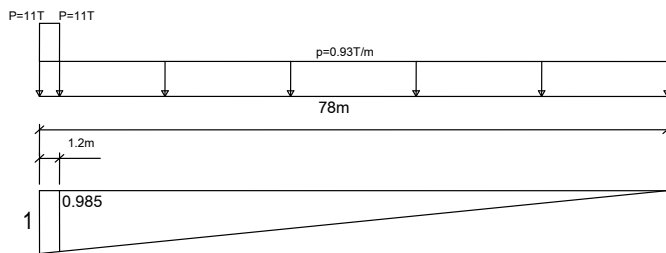
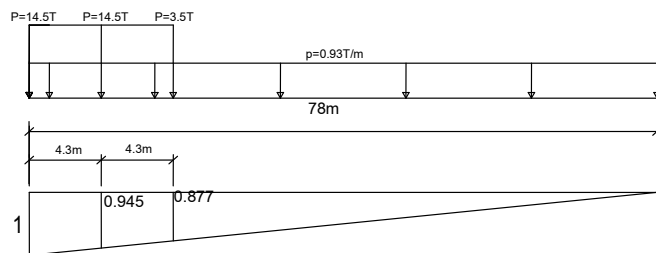
ω : Diện tích ảnh hưởng.

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

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

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 78 \text{ m}$

+ Ảnh hưởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên ảnh hưởng áp lực mố

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1 + 0.945) + 3.5 \times 0.877 + 39 \times 0.93 = 67.55 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.985) + 39 \times 0.93 = 58.11 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 67.55 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.945) + 3.5 \times 0.877] + 1.75 \times 39 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 261.71 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 520.65 + 1465.35 + 294.9 + 261.71 = 2542.61 \text{ T}$$

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 16.00m

+ Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granit

+ Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$

+ Cốt chịu lực 18 Ø 25 AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

$$f. \quad \Rightarrow P_{VL}^c = \varphi(m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- 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

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169,22 \text{ (T)}$$

➤ Theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0,55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính đ-ợc : $d = 1,6$

$$K_{sp} = 2,86$$

Vậy $q_p = 3 \times 30 \times 2.86 \times 1.6 = 412.86 \text{ MPa} = 412862 \text{ T/m}^2$
Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :
 $Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2 / 4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$
Trong đó:

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

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

$P(T)$: Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng móng, trụ đã tính ở trên.
 $P_{\text{cọc}} = \min(P_{\text{v}}, P_{\text{nd}})$

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng móng M_o*
Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c- ứng độ I là:

$$R_{\text{Đáy đài}} = 2542.61 \text{ T}$$

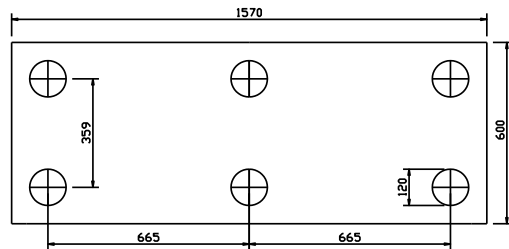
Các cọc đã bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2.0 \times \frac{2542.61}{1169.22} = 4.4 \text{ (cọc)}.$$

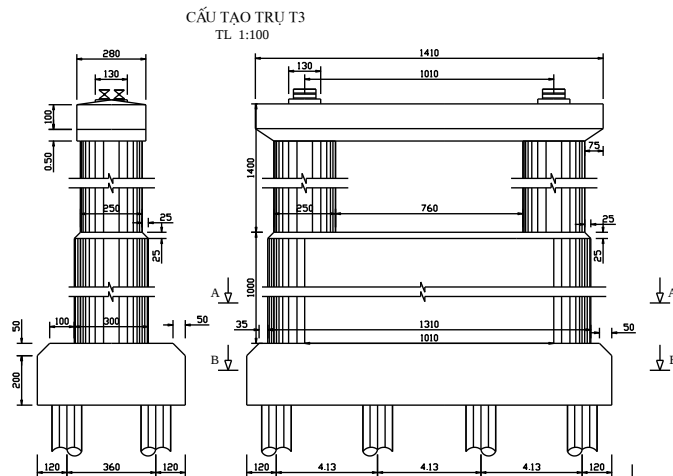
Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 2.0$

Dùng 6 cọc khoan nhồi $\phi 1.2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.21. Mặt bằng móng mố M_0

b . Móng trụ cầu T3



Hình 4.22 . Cấu tạo trụ

- Khối l- ợng thân trụ :

$$V_{tt} = 2 \times (3.14 \times 2.5^2 \times 12.5 / 4) + (3.14 \times 3^2 \times 10 / 4 + 10.1 \times 3 \times 10) = 496.31 (m^3)$$

- Khối l- ợng móng trụ : $V_{mt} = (2.5 \times 6 \times 14.8) = 222 (m^3)$

- Khối l- ợng đỉnh trụ : $V_d = 2.8 \times 1.5 \times 14.1 - 2 \times 0.5 \times 0.75 / 2 = 58.85 (m^3)$

- Khối l- ợng trụ T2: $V = 496.31 + 222 + 58.85 = 777.16 (m^3)$

$$\text{Khối l- ợng 5 trụ: } V = 777.16 \times 5 = 3885.8 (m^3)$$

Sơ bộ chọn hàm l- ợng cốt thép thân trụ, đỉnh trụ là : 150 kg/m^3 , hàm l- ợng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong 5 trụ là :

$$G=[0.15 \times 496.31 + 0.08 \times 222 + 0.15 \times 58.85] \times 5 = 505.17 \text{ T}$$

❖ **Xác định số cọc trong trụ T3**

- Lực tính toán để xác định theo công thức:

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

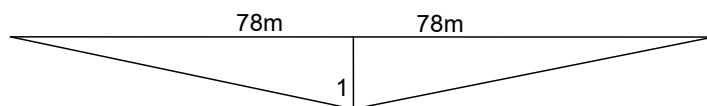
Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

η_i, γ_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

➤ **Do tính tải**

Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên trụ



Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên trụ T3

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực gối : $\omega = 78 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 1.25 \times (7.17 + 3.51) \times 78 = 1041.3 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân Trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 777.16 \times 2.5 = 2428.63 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 1.5 \times 5.041 \times 78 = 589.8 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

Trong đó:

n : Số làn xe , $n = 2$.

m : Hệ số làn xe, $m = 1$.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

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

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

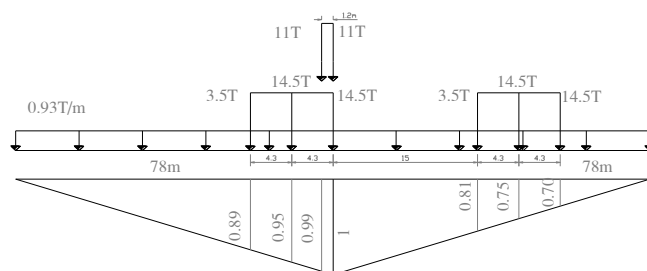
ω : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

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

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

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 156 \text{ m}$

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



Sơ đồ xếp tải lên đ-ờng ảnh h-ởng áp lực trụ T2

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

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

LL_{HL-93K}

$$= 14.5 \times (1 + 0.95 + 0.75 + 0.70) + 3.5 \times (0.89 + 0.81) + 78 \times 0.93$$
$$= 127.79 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1 + 0.99) + 78 \times 0.93 = 94.43 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 127.79 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1 + 0.95 + 0.75 + 0.70) + 3.5 \times (0.89 + 0.81)] + 1.75 \times 78 \times (2 \times 0.45 + 0.93)$$

$$= 491.52 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1041.3 + 2428.63 + 589.8 + 491.52 = 4551.25 \text{ T}$$

❖ Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 17.00m

+ Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và đến lớp đá granit

+ Bê tông mác 350 có $R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$

+ Cốt chịu lực 18 $\varnothing 25$ AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

➤ *Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :*

$$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- 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

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169,22 \text{ (T)}$$

➤ Theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính đ-ợc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

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

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2/4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đã quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

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

$$P_{\text{cọc}} = \min(P_{\text{v}}, P_{\text{nd}})$$

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho trụ T3*

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

$$R_{\text{Dây dãi}} = 4551.25 \text{ T}$$

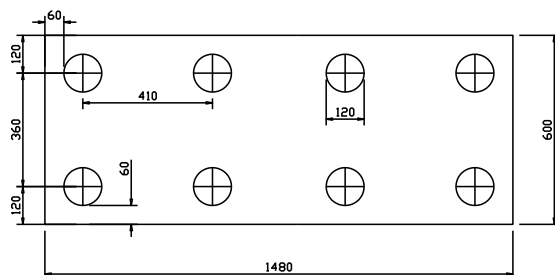
Các cọc đã bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{4551.25}{1169.22} = 5.84 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\phi 1.2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.23. Mặt bằng móng trụ T3

4. Lập tổng mức đầu tư -

Tổng mức đầu tư - ph-ong án III

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu tư pa III			A+B+C	160,606,300
A	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	145,674,648
I	Kết cấu phần trên				
1	Sáu nhịp giàn thép	T	2084.52	24,000	50,028,480
2	Bê tông bản mặt cầu	m3	1170	2,000	2,340,000
3	Bê tông lan can, gờ chắn	m3	336.96	2,000	673,920
4	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	673.92	2,200	1,482,624
5	Gối cầu thép	Cái	14	1,000	14,000
6	Khe co giãn	m	102.2	3,000	306,600
7	Lớp phòng nước	m ²	8016	120	961,920
8	Hệ thống chiếu sáng	Cột	134	14,000	1,876,000
9	ống thoát nước	Cái	14	750	10,500
	Tổng I				57,694,044
II	Kết cấu phần dưới				
1	Bê tông móng	m3	937.82	2,000	1,875,640
2	Cốt thép móng	T	75.03	15,000	1,125,450
3	Bê tông trụ	m3	3885.8	2,000	7,771,600
4	Cốt thép trụ	T	505.17	15,000	7,577,550
5	Cọc khoan nhồi D120	m	940	5,000	4,700,000

6	Công trình phụ trợ	%	20	1+2+3+4+5	4,610,048
Tổng II					15,143,280
I+II					72,837,324
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		72,837,324
A=I+II+III					145,674,648
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	7,283,732
1	Khảo sát thiết kế, QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					7,283,732
A+B					152,958,381
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	7,647,919

CH- ƠNG V: SO SÁNH VÀ LỰA CHỌN PH- ƠNG ÁN

V.1. PH- ƠNG ÁN CẦU 3 NHỊP LIÊN TỤC + 6 NHỊP DẪN

❖ Ưu điểm

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + V- ợt đ- ọc nhịp lớn.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- + Kết cấu hiện đại, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay cũng nh- phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông thủy tốt, mặt bằng cầu thông thoáng.
- + Khắc phục đ- ọc các nh- ợc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.
- + Mặt bằng cầu thông thoáng.
- + ít khe biến dạng, đ- ờng xe chạy là đ- ờng cong trơn nên xe chạy êm thuận.
- + Tận dụng vật liệu địa ph- ơng

❖ Nh- ợc điểm

- + Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng suất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến.
- + Thời gian thi công lâu.
- + Dùng vật liệu bê tông nên trọng l- ợng bản thân lớn
- + Thi công phức tạp.
- + Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp UST, gối cầu.
- + Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn sát trụ

V.2. PH- ƠNG ÁN CẦU LIÊN TỤC 5 NHỊP + NHỊP DẪN

❖ Ưu điểm

- + Tiết diện dầm hộp nên độ cứng chống xoắn lớn, ít bị ảnh h- ưởng của xung kích do hoạt tải, tiếng ồn nhỏ, dao động ít.
- + Có ít trụ trên sông, ít ảnh h- ưởng đến chế độ thủy văn dòng sông và thông thuyền của sông.

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- + V- ợt đ- ọc nhịp lớn, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật.
- + Kết cấu hiện đại, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông đ- ồng thủy tốt.
- + Khắc phục đ- ọc các nh- ọc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ồng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.
- + Ít khe biến dạng, đ- ồng xe chạy là đ- ồng cong tròn nên xe chạy êm thuận.
- + Tận dụng vật liệu địa ph- ơng
- ❖ **Nh- ọc điểm**
 - + Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng suất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến.
 - + Dùng vật liệu bê tông nên trọng l- ợng bản thân lớn
 - + Thi công phức tạp.
 - + Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp UST, gối cầu.
 - + Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn dầm đầu mố **sắt**

V.3. PH- ƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP 5NHỊP GIẢN ĐƠN

- ❖ **Ưu điểm**
 - + Kết cấu chế tạo gần nh- hoàn toàn trong công x- ưởng nên thời gian thi công có thể rút ngắn, chất l- ợng cấu kiện đ- ọc đảm bảo
 - + Vật liệu sử dụng : Thép là loại vật liệu có ứng suất chịu lực cao nên v- ợt đ- ọc khẩu độ lớn trọng l- ợng kết cấu nhẹ => Giảm khối l- ợng vật liệu cho mố, trụ cũng nh- toàn cầu
 - + Công nghệ thi công lao kéo dọc cũng là công nghệ quen thuộc với công nhân Việt Nam nên việc thi công có nhiều thuận lợi
 - + Việc tháo lắp các cấu kiện bằng thép t- ơng đối dễ dàng do đó công tác thay thế sửa chữa sau này có thuận lợi .
 - + Thi công không đòi hỏi nhiều thiết bị thi công phức tạp .

+ Do vật liệu thép nhẹ đồng nhất, khả năng làm việc chịu nén và chịu kéo là như nhau, do đó khả năng vận chuyển dễ dàng.

+ Có thể định hình hoá các cấu kiện và sản xuất hàng loạt trong nhà máy.

❖ Nhược điểm

- Vì thép dễ bị môi trường xâm thực, dễ bị rỉ và ăn mòn nên đòi hỏi công tác duy tu, bảo dưỡng thường xuyên, rất khó khăn và tốn kém trong quá trình khai thác.
- Nhiều khe biến dạng gây lực xung kích lớn, xe chạy không êm thuận.
- Tốn vật liệu và giá thành cao hơn cầu BTCT.
- Thép phải nhập ngoại do trong nước chưa đáp ứng được yêu cầu.
- Kém về khai thác, gây ồn.
- Kết cấu siêu tĩnh chịu ảnh hưởng của tác dụng nhiệt, lún không đều của móng trụ.

V.4. LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN VÀ KIẾN NGHỊ

Qua so sánh, phân tích ưu, nhược điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các phương án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật tư thiết bị của các đơn vị xây lắp trong nước, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và tương lai phát triển của khu kinh tế. Cảnh quan kiến trúc xung quanh. Nhận thấy phương án 1 là hợp lý. Cầu thi công theo công nghệ đúc hẫng cân bằng là công nghệ khá phổ biến hiện nay. Do đó có thể tận dụng tốt kinh nghiệm của các nhà thầu trong nước.

Kiến nghị: Xây dựng cầu A theo phương án 1

Cầu liên tục 3 nhịp liên tục + nhịp dẫn : $37 \times 3 + 70 + 110 + 70 + 37 \times 3$ m có tiết diện với chiều cao thay đổi. Tổng chiều dài toàn cầu là 472 m.

Vị trí xây dựng

Quy mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT thường

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: $B = 60\text{m}$, $H = 9\text{m}$

Khổ cầu: $B = 9 + 2 \times 1,5$ m

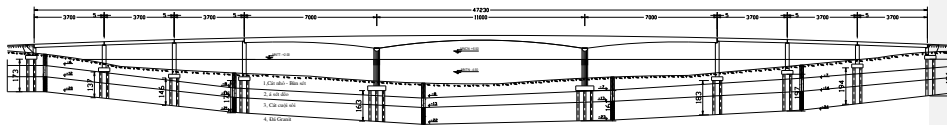
Tải trọng: xe HL93 và người 300 kg/cm^2

Tần suất lưu thiết kế: $P=1\%$ thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

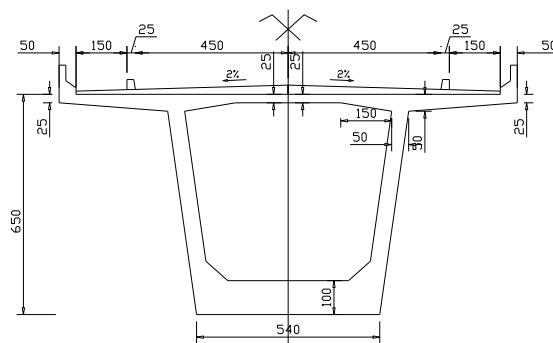
Phần II

THIẾT KẾ KỸ THUẬT

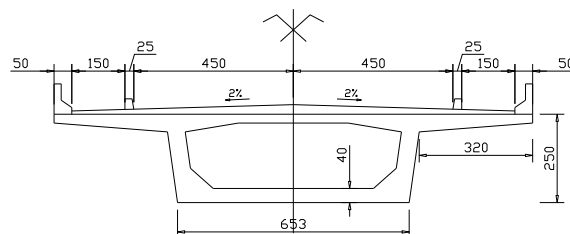
- Sơ đồ kết cấu: $3 \times 37 + 70 + 110 + 70 + 37 \times 3$ m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 472 m



- Chiều cao dầm chính:
 - Tại vị trí đỉnh trụ $H = 6.5 \text{ m}$



- Tại vị trí giữa nhịp $h = 2.5 \text{ m}$



- Sơ đồ phân chia đốt dầm:

Figure 1 is a schematic diagram of the layout of the test specimens. It shows a horizontal arrangement of 19 rectangular specimens, labeled K14, K13, K12, K11, K10, K9, K8, K7, K6, K5, K4, K3, K2, K1, and K0 from left to right. The dimensions of the specimens are indicated by arrows above the layout: a hatched rectangular area at the far left, followed by a specimen of width 2.0, and then groups of specimens with widths 4x4.0, 4x3.5, 6x3.0, and 6.0. Below the specimens, a row of labels S15, S14, S13, S12, S11, S10, S9, S8, S7, S6, S5, S4, S3, S2, S1, and S0 is aligned with the specimens. At the far right, below S0, is the label S00. A diagonal line is drawn across the specimens, starting from the bottom of K14 and extending towards the top of K0.

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

* Tiết diện ngang của dầm hộp:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph-ơng thẳng đứng một góc 10° , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 50 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s-ườn 150 cm

*Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 37 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,7m, chiều cao dầm 1,75m.

● **Cấu tạo mặt cầu:**

- Mặt cầu đ-ợc thiết kế theo đ-ờng cong bán kính 5900m
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:
 - + Bê tông asphan 5 cm
 - + Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 3 cm
 - + Lớp phòng n-ớc 2cm
 - +Lớp đệm tạo dốc 2 cm

● **Cấu tạo trụ:**

- Thân trụ rộng 2-3 m theo ph-ơng dọc cầu và 6-8.4 m theo ph-ơng ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính $R = 1-1.5$ m.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 6-9.6m theo ph-ơng ngang cầu, 9.6-11m theo ph-ơng dọc cầu và đặt d-ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá granit, chiều dài cọc là 17 m

● **Cấu tạo mố:**

- Dạng mố có t-ờng cánh ng-ợc bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 6m, dài 14.5m đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 20.5 m

CH- ƠNG II: TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

II.1 VẬT LIỆU:

ii.1.1 Bê tông:

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

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

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

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

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

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

C- ờng độ chịu nén của bê tông đầm hộp, nhịp cầu đầm, qui định ở tuổi 28 ngày là: f'_c
= 50MPa

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

C- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng th- ờng $f_{tr} = 0.63 \sqrt{f'_c}$
(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 : $0.50 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

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

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

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

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

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

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

ii.1.2 Thép th-ờng (A5.5.3)

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

ii.1.3 Thép ứng suất tr-ớc

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

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

II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2)

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

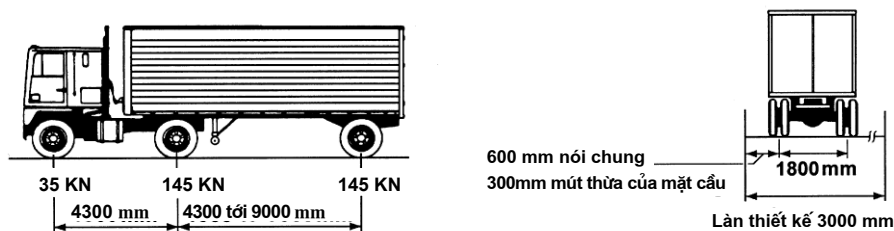
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

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

ii.2.1 Xe tải thiết kế

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

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



ii.2.2Xe hai trục thiết kế

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

ii.2.3 Tải trọng làn thiết kế

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

III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU

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

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

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

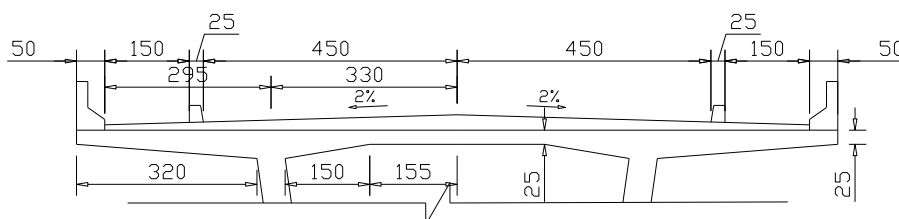
- Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men d-ơng dầm chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
- Độ dày cần thiết đ-ợc coi là phân bản chịu hoạt tải trực tiếp.
- Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st cẳng ngang , dọc và thép th-ờng) (FCC)

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

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

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

Chi tiết thể hiện nh- hình vẽ sau (mắt cắt tại giữa nhíp)



Mặt cắt ngang tính toán bản

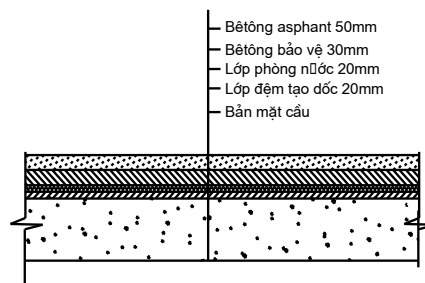
Lan can đ-ợc xây dựng liền với bản mặt cầu ở hai bên có 2 khối bê tông dầy 15cm để che chắn các lỗ neo cáp (2 khối này không đ-a vào tính toán)

iii.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu

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

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

+Bản mặt cầu



Cấu tạo chung lớp mặt cầu

III.2 PH- ƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC

- Do bản mặt cầu đ-ợc cấu tạo liền khối với s-ờn dầm không bố trí bản chắn ngang nên chỉ tồn tại liên kết theo ph-ơng dọc cầu áp dụng ph-ơng pháp tính toán gần đúng.
- Ph-ơng pháp phân tích gần đúng trong đó bản mặt cầu đ-ợc chia thành những dải nhỏ vuông góc với cấu kiện đỡ. Khi áp dụng ph-ơng pháp dải thì phải lấy mô men d-ơng cực trị trong bất cứ panen sàn giữa các dầm để đặt tải cho tất cả các vùng có mô men d-ơng, t-ơng tự phải lấy mômen âm cực trị trên bất cứ dầm nào để đặt tải cho tất cả các vùng có mômen âm.

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

III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:

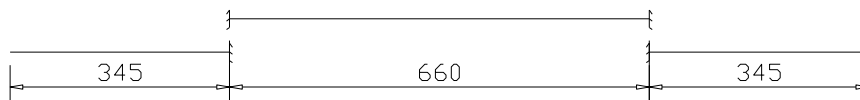
Ta có thể có sơ đồ tính nh- sau:

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

Quan niệm nh- một dầm giản đơn, hai đầu khớp, nhịp của bản là khoảng cách từ tim đến tim của cầu 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 .Hệ số đó lấy nh- sau:

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

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



III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC

iii.2.2.1 Tính toán tải trọng tác dụng lên bản

- Bản bê tông phần hằng (DC1)
- Lan can (DC2)
- Lớp mặt cầu (DW)

1. Do lan can (Hình 1)

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

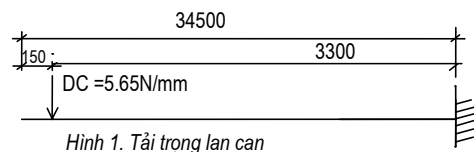
$$DC_2 = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] = 0.240 \text{ m}^2$$

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

Lan can là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của lan can $P_b = 5.65 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài lan can là 150 mm $\rightarrow$ cách mép bản tính toán là 150 mm $\rightarrow$ cách ngàm là $3450 - 150 = 3300 \text{ (mm)}$

$$M_{DC2} = -5.65 \times 3300 = -18645 \text{ (Nmm/mm)} = -18.645 \text{ KNm/m}$$

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



2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

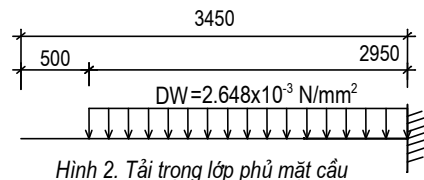
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250 Kg/m^3)

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

Lớp mặt cầu là tải trọng phân bố tác dụng lên phần hẫng trên chiều dài kể từ mép trong của lan can đến vị trí ngàm $L = 3450 - 500 = 2950 \text{ (mm)}$

$$M_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2950^2 / 2 = -11525.16 \text{ (Nmm/mm)} = -11.525 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2950 = -7.814 \text{ (N/mm)} = -7.814 \text{ KN/m}$$



3. Do bản bê tông (Hình 3)

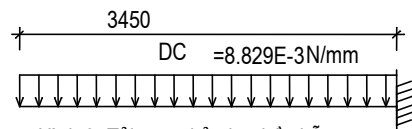
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250 + 500) / 2 = 375 \text{ (mm)}$

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

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

$$M_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3450^2 / 2 = -52543.59 \text{ (Nmm/mm)} = -52.55 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3450 = -30.46 (\text{Nmm/mm}) = -30.46 (\text{KN/m})$$



Hình 3. Tải trọng bản bt phần hằng

4. Do hoạt tải xe tác dụng:

- Bề rộng của dải t-ong đ-ong bên trong (mm) đối với tải trọng bánh xe có thể phân bố theo ph-ong dọc nh- sau [Bảng A4.6.2.1.3-1]

- Phần hằng : $1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 900 = 1889.7 \text{ mm}$

- Mômen d-ong: $660 + 0.55S$ (đối với bản kê 2 cạnh)

$$\Rightarrow 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6600 = 4290 \text{ mm}$$

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

$$\Rightarrow 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6600 = 2870 \text{ mm}$$

Trong đó:

+ $X = 900$ (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+ $S = 6600$ (mm) khoảng cách của các cấu kiện đỡ

- Trong thiết kế này, hiệu ứng lực sẽ tính toán bằng cách sử dụng tải trọng bánh xe tập trung.
- Bề rộng của phần đ-ờng dành cho ng-ời đi bộ là 1500mm ,gờ chắn bánh rộng 250mm, tải trọng xe tải tác dụng lên là 1200mm

Bề rộng t-ong đ-ong của dải ngang là:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 900 = 1889.7 \text{ mm} \text{ và hệ số làn } m = 1.2$$

$$M_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5 \times 10^3}{1889.7} \times 900 \right) = -41435 \text{ Nmm/mm} = -41.435 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr}^1 = -1.2 \times \left(\frac{72.5}{1.8897} \right) = -46.039 (\text{KN/m})$$

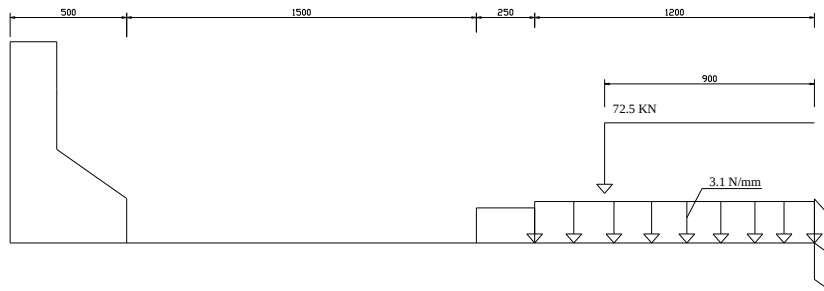
$$M_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 1200^2 / 2 = -2678.4 (\text{Nmm/mm}) = -2.678 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1.2 \times 3.1 \times 1.2 = -4.464 (\text{KN/m})$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr}(1 + \frac{IM}{100}) + M_{Ln} = -1.25 \times 41.435 - 2.678 = -54.472 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr}(1 + \frac{IM}{100}) + V_{Ln} = -1.25 \times 46.039 - 4.464 = -62.013 \text{ (KN/m)}$$



Hình 5: Hoạt tải tác dụng lên phần hằng khi có ng-ời đi bộ

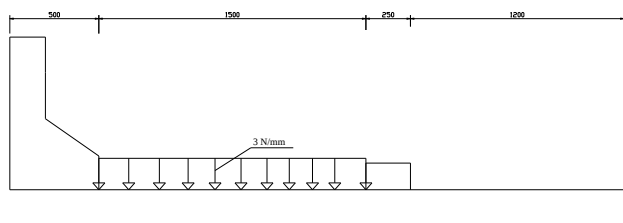
5. Do tải trong ng-ời đi bộ (hình 6)

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

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

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1500 \times (1500/2 + 1450) = -9711.9 \text{ Nmm/mm} = -9.742 \text{ KNm/m}$$

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



Hình 6: Hoạt tải ng-ời đi bộ

iii.2.2.2 Tính toán nội lực của bản ngàm hai đầu

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

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

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahM_{0,5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 5.28 \times 10^6 = 13985.14 \text{ Nmm/m} \\ = 13.99 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahV_{gối}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 3.3 \times 10^3 = 8.74 \text{ KN/m}$$

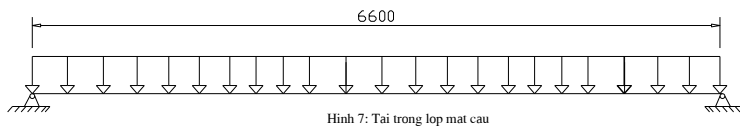
2. Do tải trọng của bản bê tông (hình 8)

Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dày trung bình là $\approx 0.35 \text{ m}$

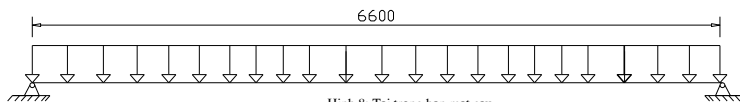
$$DC1 = 2400 \times 9.81 \times 0.35 = 8240 \text{ N/m}^2 = 8,24 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$M_{DC1} = w_s(\text{Diện tích } DahM_{0,5}) = 8,24 \times 10^{-3} \times 5.28 \times 10^6 = 43507.2 \text{ Nmm/mm} \\ = 43.5 \text{ KNm/m}$$

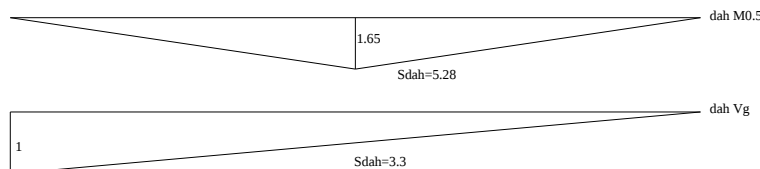
$$V_{DC1} = w_s(\text{Diện tích } DahV_{gối}) = 8,24 \times 10^{-3} \times 3.3 \times 10^6 = 27192 \text{ Nmm/mm} = 27.192 \text{ KN/m}$$



Hình 7: Tải trọng lớp mặt cầu



Hình 8: Tải trọng bản mặt cầu



3. Do hoạt tải xe thiết kế (LL)

Bề rộng dải t-ơng đ-ơng với mômen đ-ơng: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6600 = 4290 \text{ mm}$ < khoảng cách giữa hai trục bánh xe (4300) $\Rightarrow$ chỉ xếp đ-ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh-ng có thể xếp đ-ợc hai bánh của xe theo ph-ơng dọc cầu.

Bề rộng dải t-ong đ-ong với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6600 = 2870$ mm < khoảng cách giữa hai trục bánh xe (4300) $\Rightarrow$ chỉ xếp đ-ợc 1 bánh của xe tải thiết kế nh-ng có thể xếp đ-ợc hai bánh của xe theo ph-ơng dọc cầu.

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

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

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

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

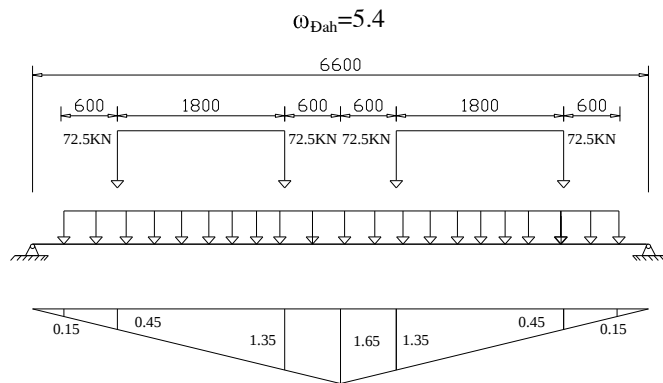
$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i \quad V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahlựccắt}$$

Trong đó

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

b. Tính toán Mômen: (hình 9)

$$\sum y_i = 0.45 + 1.35 + 1.35 + 0.45 = 3.6$$



Hình 9: Xếp hoạt tải lên đ-ờng ảnh h-ởng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i = \frac{72.5}{4290} \times 3.6 = 0.0608 \text{ KNm/mm} = 60.8 \text{ KNm/m}$$

(Hệ số làn xe $m=1$)

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahmomen} = 3.1 \times 5.4 = 16.74 \text{ KN/m}$$

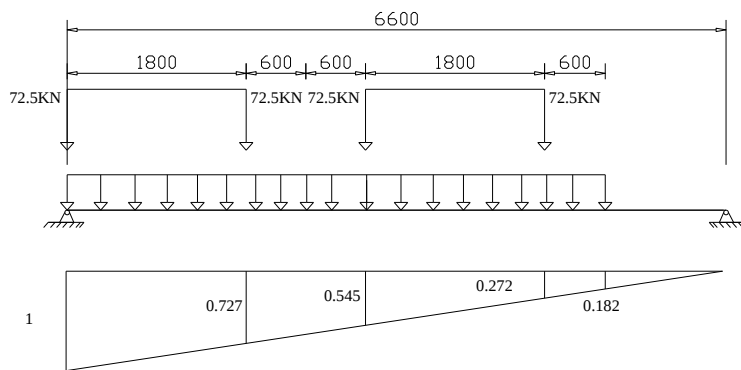
$$M_{LL+IM} = m(1.25M_{Tr} + M_{Ln}) = 1.0 \times (1.25 \times 60.8 + 16.74) = 90.74 \text{ KNm/m}$$

c. **Tính toán Lực cắt tại gối: (hình 10)**

$$\sum y_i = 1 + 0.727 + 0.545 + 0.272 = 2.544$$

$$\omega_{Đah} = 3.2 \text{ (m}^2\text{)}$$

Sơ đồ tính toán:



Hình 10: Xếp hoạt tải lên d-ờng ảnh h-ởng lực cắt

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i = \frac{72.5}{2870} \times 2.544 = 0.0643 \text{ KN/mm} = 64.3 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahlyccat} = 3.1 \times 3.2 = 9.92 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{LL+IM} = m(1.25V_{Tr} + V_{Ln}) = 1(1.25 \times 64.3 + 9.92) = 90.3 \text{ (KN/m)}$$

III.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

*** Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.**

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

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

Trong đó:

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

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

- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.

- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng

→ $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$

▪ 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

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

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

▪ Đối với trạng thái GHCD1

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

▪ Đối với trạng thái GH sử dụng I

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

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

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

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

k : Là hệ số ngàm.

Tính gần đúng: $k = 0.5$ cho tiết diện giữa nhịp, $k = -0.7$ cho tiết diện tại gối.

Bảng tổng hợp nội lực

	M_{DC2}	V_{DC2}	M_{DC1}	V_{DC1}	M_{DW}	V_{DW}	M_{PL}	V_{PL}	M_{LL+IM}	V_{LL+IM}
Phần hàng	-18.645	-5.65	-52.55	-30.46	-11.525	-7.814	-9.742	-4.414	-54.472	-62.013
Phần giữa			43.5	27.192	13.99	8.74			90.74	90.3

Bảng tổ hợp nội lực dầm giản đơn

	TTGHCĐI		TTGHSD	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Nhịp giản đơn	287.55	256.863	148.23	126.232

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

	TTGHCĐI		TTGHSD	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Hàng	-259.09	-212.28	-146.93	-110.35
Ngàm	-201.28	-179.8	-103.76	-88.362
Giữa nhịp	143.77	128.431	74.115	63.116

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

Chọn $\max(M_{Hàng}; M_{Ngàm}) = 259.09$

III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU

iii.4 .1 Tính toán diện tích cốt thép

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

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

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

- Mômen âm tại gối: $M^- = -259.09 \text{ KNm/m}$
- Mômen d-ơng tại giữa nhịp: $M^+ = 143.77 \text{ KNm/m}$

Các đặc tr-ng vật liệu thiết kế

- C-ờng độ chịu nén của bê tông qui định ở tuổi 28 ngày là $f'_c = 50 \text{ Mpa}$
- C-ờng độ bê tông khi căng cáp $0.9 f'_c$
- Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th-ờng lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 35750 \text{ Mpa}$
- Lớp bảo vệ
 - Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50 mm
 - Lớp bê tông bảo vệ phía d-ới : 50 mm

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

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

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

Trong đó:

- M_u = Mômen tính toán Nmm/mm
- A_{ps} = Diện tích cốt thép ứng suất tr- ốc (mm^2)
- f_{pj} = C- ồng độ kéo qui định của thép - st trong giai đoạn khai thác(N/mm^2)
 $f_{pj} = 1302 \text{ N/mm}^2$

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{259.09 \cdot 10^6}{440 \cdot 1302} = 452.3 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d- ơng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{143.77 \cdot 10^6}{190 \cdot 1302} = 581.17 \text{ (mm}^2\text{)}$

Chọn số l- ợng bó cáp trên 1m bản:

$$n = A_{ps}/A_{1bó}$$

Trong đó:

$A_{1bó}$ = diện tích một bó cáp.

Bó cáp sử dụng của hãng VSL có dạng dẹt, mỗi bó 4 tao $\phi 12.7$ diện tích mỗi tao là 98.7 mm^2

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

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u (Nmm/m ²)	h mm	z mm	$0.7f_{pu}$ N/mm ²	$A_{1bó}$ mm ²	A_{ps} mm ²	$n_{tính}$	n chọn bó	$A_{ps \text{ Thực}}$ mm ²
Gối	259090	500	440	1302	394.8	452.3	1.15	2	789.6
Giữa nhịp	143770	250	190	1302	394.8	581.17	1.47	2	789.6

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

Kích th- ớc ống Gen t- ơng ứng là: cao x rộng = $25 \times 100 = 2500 \text{ mm}^2$

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

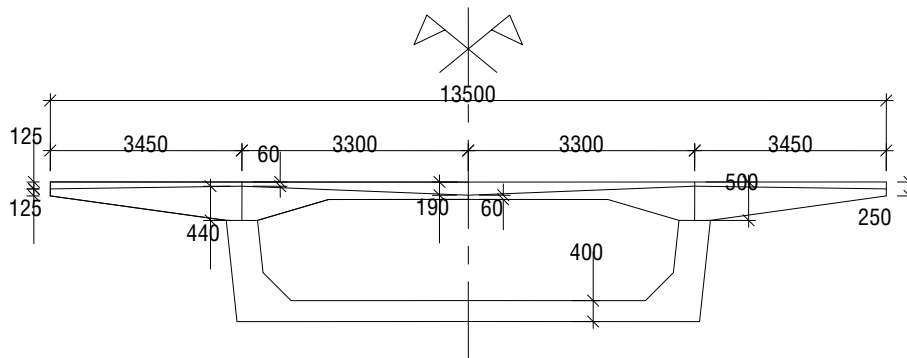
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

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 $500\text{mm} < 4 \times 250 = 1000\text{ mm}$

iii.4 .2 Tính toán mất mát ứng suất tr-ớc



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

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

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

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

Trong các cấu kiện kéo sau:

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

(5.9.5.1-2)

ở đây:

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

- Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} = Mất mát do trùng đảo 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:

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

(5.9.5.2b-1)

Trong đó:

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

Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bó thép	$\alpha(\text{rad})$	$X(\text{mm})$	$Kx + \mu\alpha$	$f_{pj}(\text{MPa})$	$\Delta f_{pF}(\text{MPa})$
Gối 1	B1, B2	0.04	3450	0.010277	1488	15.21
Giữa nhịp	B1, B2	0.082	6750	0.018677	1488	27.53
Gối 2	B1, B2	0.122	10050	0.026677	1488	39.17

2. Mất mát do tr- ot neo.

Công thức tính toán:

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

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo ; $\Delta_L = 6\text{mm/neo}$
- E_p : mô đun đàn hồi của thép; $E_p = 197000\text{Mpa}$
- L : chiều dài của bó cáp; $L=13.52\text{ m}$

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{13.52} \times 197000 = 87.43\text{Mpa}$$

3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

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

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

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

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

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

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

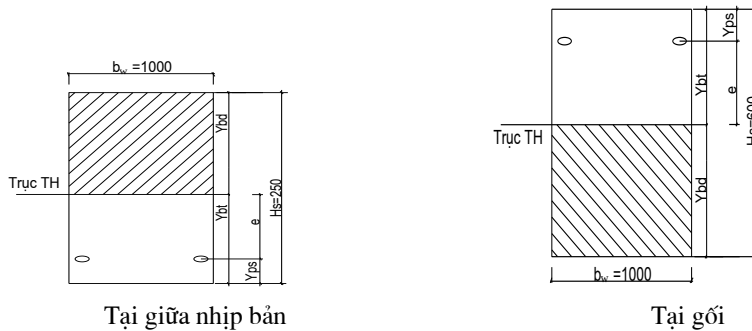
- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà(mm) $e = \frac{S_g}{A_g} - Y_{PS}$
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán) $A_g = H_g \times b_w + nA_{ps}$
- $S_g = \frac{H_g^2 \times b_w}{2} + nA_{ps}Y_{PS}$
- $n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{E_{ps}}{0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{50}} = 5.51$

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

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

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

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



➤ Tại gối: $A_g = 500 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 503263.022 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$S_g = \frac{500^2 \times 1000}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 440 = 126435729.7 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow Y_{bd} = \frac{126435729.7}{503263.022} = 251.23 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow e = 440 - Y_{bd} = 440 - 251.23 = 188.77 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{500^3 \times 1000}{12} + 500 \times 1000 \left(248.7 - \frac{500}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 188.77^2 = 1.04E + 10$$

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

$$S_g = \frac{250^2 \times 1000}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 60 = 31445781.3 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow e = \frac{31445781.3}{253263.022} - 60 = 64.16 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow Y_{td} = e + Y_{ps} = 64.16 + 60 = 124.16 \text{ mm}$$

$$I_g = \frac{250^3 \times 1000}{12} + 250 \times 1000 \left(125.84 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 64.16^2 = 1.30E + 09$$

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

Bảng tính mất mát do co ngắn đàn hồi

Tiết diện	Tên bó thép	M _g (Nmm)	e (mm)	A _g (mm ²)	I _g (mm ⁴)	F _i KN	f _{cgp} (MPa)	Δf _{pES} (MPa)	0.25Δf _{pES} (MPa)
Gối 1	B1, B2	52550000	188.7	503263.022	1.04E+10	947014	-4.17	-24.2	-6.06
Giữa nhịp	B1, B2	43500000	64.16	253263.022	1.30E+09	937286	-4.52	-26.3	-6.57
Gối 2	B1, B2	52550000	188.7	503263.022	1.04E+10	928095	-4.07	-23.6	-5.91

4. Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất tr-óc 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(%) = 80%

5. Mất mát do từ biến của bê tông

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

(5.9.5.4.3-1)

Trong đó:

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

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

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

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà(mm)

- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản (Nmm)
- $\Delta f_{\text{cđp}}$ = 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 $\Delta f_{\text{cđp}}$ cần đ-ợc tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt đ-ợc tính f_{cgp} (MPa)

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

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

Bảng tính mất mát do từ biến

Tiết	Tên bó thép	M_g (Nmm)	c (mm)	A_g (mm^2)	I_g (mm^4)	$-f_{\text{cgp}}$ (MPa)	$M_{\text{DC2}} + M_{\text{DW}}$ Nmm	$\Delta f_{\text{cđp}}$ (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	52550000	188.7	503263.022	1.04E+10	4.17	30170000	0.55	46.19
Giữa nhịp	B1,B2	43500000	64.16	253263.022	1.30E+09	4.52	13990000	0.69	49.41
Gối 2	B1,B2	52550000	188.7	503263.022	1.04E+10	4.07	30170000	0.55	44.99

6. Mất mát do tròng dảo cốt thép

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

$$\Delta f_{\text{pR}} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{\text{pF}} - 0.4\Delta f_{\text{pES}} - 0.2(\Delta f_{\text{pSR}} + \Delta f_{\text{pCR}})] \quad (5.9.5.4c-2)$$

ở đây:

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

- Δf_{psR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pcR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dãn cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	15.21	-24.2	25	46.19	38.66
Giữa nhịp	B1,B2	27.53	-26.3	25	49.41	37.61
Gối 2	B1,B2	39.17	-23.6	25	44.99	36.51

7. Tổng mất mát ứng suất tr- ốc

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	$0.25\Delta f_{pES}$ (MPa)	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa	Δf_{pT} MPa
Gối 1	B1,B2	87.43	15.21	-6.06	25	46.19	38.66	206.43
Giữa nhịp	B1,B2	87.43	27.53	-6.57	25	49.41	37.61	220.41
Gối 2	B1,B2	87.43	39.17	-5.91	25	44.99	36.51	227.19

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

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

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

iii.5 .1 Trạng thái giới hạn sử dụng

➤ Giới hạn ứng suất cho cấp - st:

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

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

Yêu cầu:

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

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

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

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

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

$f'_c = 50 \text{ Mpa}$, sau 28 ngày

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

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

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

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

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

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

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

Công thức kiểm tra:

...Tại vị trí gối:

▪ Thớ dọc;

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

▪ Thớ trên:

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

...Tại vị trí giữa nhịp:

▪ Thớ dọc;

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

▪ Thớ trên:

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

Trong đó:

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

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M _s Nm	y _t mm	y _b mm	F N	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt t
Gối 1	50326 3.02	1.04E +10	188.7	52550000	248.7	251.3	967102	-5.03	-5.06	Gối 1
Giữa nhịp	25326 3.02	1.30E +09	64.16	43500000	124.1 6	125.8 4	954673	-5.46	-5.49	Giữa nhịp
Gối 2	50326 3.02	1.04E +10	188.7	52550000	248.7	251.3	947725	-4.90	-4.93	Gối 2

2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

...Tại vị trí gối:

- Thớ d- ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{bg} - \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.45 f_{ci}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

- Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{tg} + \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.5 \sqrt{f_{ci}'} = 3.535 \text{ Mpa}$$

...Tại vị trí giữa nhịp:

- Thớ d- ới;

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_{bg} + \frac{M_s}{I} y_{bg} \geq -0.45 f_{ci}' = -22.5 \text{ Mpa}$$

▪ Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_{tg} - \frac{M_s}{I} y_{tg} \leq 0.5\sqrt{f_{ct}} = 3.535 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- $F=A_{ps}(0.7f_{pu}-\Delta f_{pT})$ lực căng của cáp ứng suất tr- ớc sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)
- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm^2)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	e mm	M Nmm	y_t mm	y_b mm	F KN	f_{bg} MPa	f_{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	503263.02	1.04E +10	188. 7	146930000	248.7	251.3	863090	-2.10	-2.10	Gối 1
Giữa nhịp	253263.02	1.30E +09	64.1 6	74115000	124.16	125.84	859869	-1.58	-1.56	Giữa nhịp
Gối 2	503263.02	1.04E +10	188. 7	146930000	248.7	251.3	846710	-1.90	-1.99	Gối 2

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

iii.5 .2 Trạng thái giới hạn c- ờng độ 1

1. Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

- M_u = mômen tính toán ở trạng thái GHCDI (MPa)

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

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

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

Với mặt cắt hình chữ nhật:

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

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

$$a = c \beta_1$$

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

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

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

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

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

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

$$d_p = 440 \text{ mm tại gối}$$

$$d_p = 190 \text{ mm tại giữa bản}$$

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

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

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

Tại giữa nhịp bản

Tại gối

$$\text{Tại gối : } c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{440}} = 48.35$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{190}} = 46.46$$

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

Kết quả kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	a mm	A_{ps} mm ²	f_{ps} MPa	d_p mm	ϕM_n KNm	M_u KNm	Duyệt
Gối 1	25.3	789.6	1816	440	612.8	259.09	Đạt
Giữa bản	24.56	789.6	1763	190	247.4	143.77	Đạt
Gối 2	25.3	789.6	1816	440	612.8	259.09	Đạt

2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép

2.1 Hàm lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

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

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

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

Kết quả kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	440	48.35	0.11	Đạt

Giữa nhịp	190	46.46	0.25	Đạt
Gối 2	440	48.35	0.11	Đạt

2.2 L- ợng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (mm^2, mm^4)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)

- ϕ : hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$
- 1,33 lần momen tính toán cần thiết d-ối tổ hợp tải trọng- c-ờng độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u$$

(3.4.1.1)

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

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

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	M Nmm	e mm	y _t mm	y _b mm	f _{pc} Mpa	f _d Mpa	1.2M _{cr} kNm
Gối 1	503263	1.04E+10	82720000	188.7	248.7	251.3	-9.39	2.00	-348
Giữa nhịp	253263	1.30E+09	43500000	64.16	125.84	124.16	-1.40	4.15	-170
Gối 2	503263	1.04E+10	82720000	188.7	248.7	251.3	-9.39	2.00	-348

Bảng kiểm tra hàm l-ợng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	1.2M _{cr} kNm	1.33M _u kNm	Duyệt
Gối 1	612.8	348	344.59	Đạt
Giữa nhịp	247.4	170	199.21	Đạt
Gối 2	612.8	348	344.59	Đạt

3. Kiểm tra sức kháng cắt

Kiểm tra theo công thức :

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

Trong đó :

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

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

$$(5.8.3.3 - 2)$$

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

(5.8.3.3-3)

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

ở đây :

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

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

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

$$M_u = 259.04 \text{KNm}$$

$$V_u = 212.28 \text{KN}$$

d. 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

e. Xác định d_v và b_v

-Chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v .

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

Ta có $d_p = 440$ mm tại gối

$$\begin{cases} a = \beta_1 c = 0.6928 \times 48.35 = 33.5 \\ 0.9d_p = 0.9 \times 440 = 396 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 500 = 360 \text{ mm} \\ d_p - \frac{a}{2} = 440 - \frac{33.5}{2} = 423.25 \text{ mm} \end{cases}$$

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

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v :

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

f. Xác định β và θ

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

■ ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{212.28 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 423.25} = 0.557 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.557}{50} = 0.0112$$

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

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

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cấu 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 (mm²)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c} f_{pc} : \text{ ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.}$$

$$f_{pc} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1302 - 227.19 = 1074.81 \text{ MPa}$$

- 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 $f_{pc} = 0$

$$\Rightarrow f_{po} = 1816 \text{ MPa}$$

Giả thiết $\theta = 30^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{259.09 \cdot 10^6}{423.25} + 0.5 \cdot 212.28 \cdot 10^3 \cdot \cot g 30 - 789.6 \cdot 1816}{197000 \cdot 789.6} = -1.3 \cdot 10^{-3}$$

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

g. *Xác định V_c và V_s*

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

$$V_c = 0.083 \times 6.6 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 423.25 = 1639472 \text{ N}$$

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

h. *Tính sức kháng danh định của tiết diện*

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 1639472 + 0 + 0 = 1639472 \text{ N} = 1639.472 \text{ KN} \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 423.25 + 0 = 5290 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 1639.472 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1639.472 = 1475.5 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 212.28 \text{ KN} \leq \phi V_n$

4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

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

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

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

ở đây :

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

+Tiết diện giữa nhịp

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

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

Chọn N_616 $a=300$ mm, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi phương trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2\text{/m}$

+Tại tiết diện gối

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

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

Chọn N_616 $a=200$ mm, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi phương trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2\text{/m}$

Kết luận :

Phía đáy bản bố trí cốt dọc theo cốt chính là $\phi 16a = 200$

Còn lại bố trí cốt cấu tạo theo điều kiện chịu co ngót và nhiệt độ là $\phi 16a = 300$

(cốt thép còn được tính lại ở phần dầm chủ)

CH- ƠNG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

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

iv.1 kích th- ớc kết cấu và mặt cắt ngang dầm

iv.1.1.Thiết kế đ- ờng cong biên dầm:

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

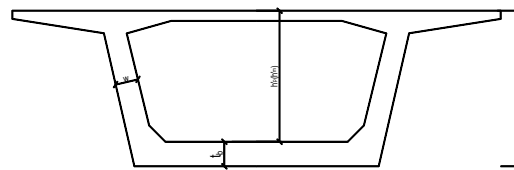
- Tiết kiệm vật liệu, bê tông và thép dự ứng lực đ- ợc bố trí phù hợp cả trong thi công và khai thác.
- Giảm đ- ợc ứng suất cắt.
- Kết cấu có hình dáng đẹp.

Để bố trí cốt thép chịu cắt phân bố đều, và bề rộng s- ườn 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 phần cánh hẫng cong.
- y_1 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

iv.1.2.Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

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

Để phù hợp với đặc điểm chịu lực, bản đáy hộp 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 400mm.
- 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 1000mm

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

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

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

$$b_2 = h'_m$$

trong đó :

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

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

$$t_b = y_1 - y_2$$

iv.1.3.Thiết kế s- ờn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

- Lực cắt do trọng lượng 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.

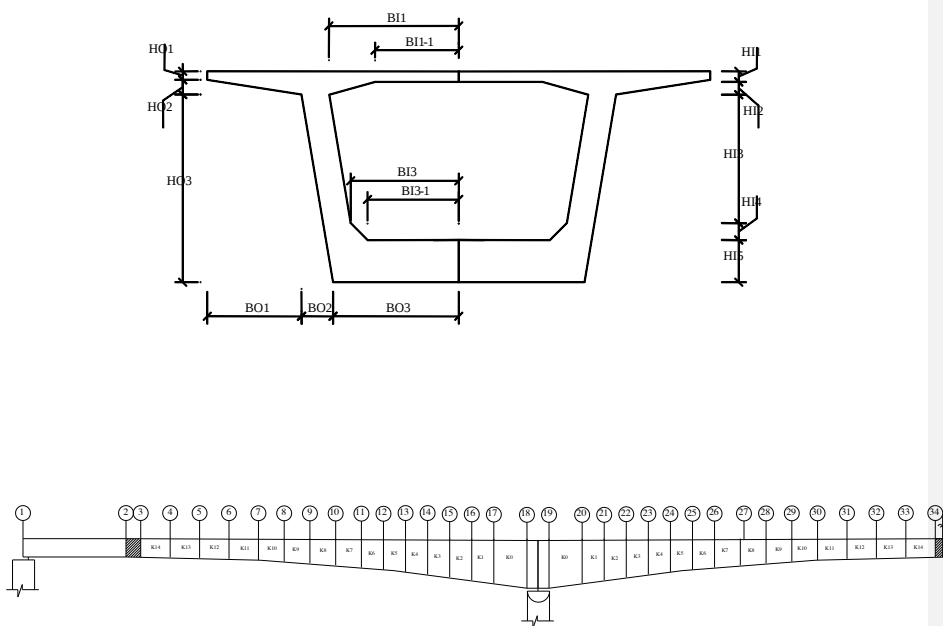
Chiều dày s-ôn phải đảm bảo hai yêu cầu:

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

Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày s-ôn thay đổi tuyến tính với các đặc trưng như sau :

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 5.0 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ $1.0 \div 0.4$ m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 13.5m có chiều dày không thay đổi 0.25 m, s-ôn dầm dày 0.5 m.

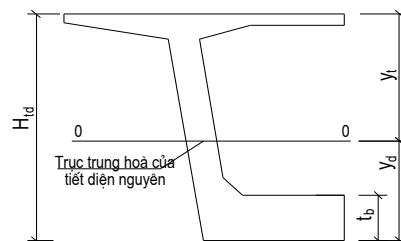
Sau đây là chiều cao, chiều dày dầm và bề dày s-ôn hộp của một số tiết diện



Thứ tự	Tiết diện	HO1	HO2	HO3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	BI1	BI1-1	BI3	BI3-1
Thứ tự	Tiết diện	HO1	HO2	HO3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	BI1	BI1-1	BI3	BI3-1
1	1	0.25	0.25	2	3.2	0.28	3.27	0.25	0.25	1.3	0.3	0.4	3.05	1.55	2.87	2.57
2	2	0.25	0.25	2	3.2	0.28	3.27	0.25	0.25	1.3	0.3	0.4	3.05	1.55	2.87	2.57
3	3	0.25	0.25	2	3.2	0.28	3.27	0.25	0.25	1.3	0.3	0.4	3.05	1.55	2.87	2.57
4	4	0.25	0.25	2.02	3.2	0.285	3.265	0.25	0.25	1.27	0.3	0.45	3.05	1.55	2.87	2.57
5	5	0.25	0.25	2.09	3.2	0.295	3.255	0.25	0.25	1.3	0.3	0.49	3.05	1.55	2.87	2.57
6	6	0.25	0.25	2.21	3.2	0.31	3.24	0.25	0.25	1.37	0.3	0.54	3.05	1.55	2.86	2.56
7	7	0.25	0.25	2.37	3.2	0.335	3.215	0.25	0.25	1.49	0.3	0.58	3.05	1.55	2.84	2.54
8	8	0.25	0.25	2.55	3.2	0.36	3.19	0.25	0.25	1.63	0.3	0.62	3.05	1.55	2.82	2.52
9	9	0.25	0.25	2.77	3.2	0.39	3.16	0.25	0.25	1.81	0.3	0.66	3.05	1.55	2.8	2.5
10	10	0.25	0.25	3.02	3.2	0.425	3.125	0.25	0.25	2.02	0.3	0.7	3.05	1.55	2.77	2.47
11	11	0.25	0.25	3.31	3.2	0.465	3.085	0.25	0.25	2.27	0.3	0.74	3.05	1.55	2.73	2.43
12	12	0.25	0.25	3.58	3.2	0.505	3.045	0.25	0.25	2.5	0.3	0.78	3.05	1.55	2.7	2.4
13	13	0.25	0.25	3.88	3.2	0.55	3	0.25	0.25	2.77	0.3	0.81	3.05	1.55	2.66	2.36
14	14	0.25	0.25	4.21	3.2	0.595	2.955	0.25	0.25	3.06	0.3	0.85	3.05	1.55	2.62	2.32
15	15	0.25	0.25	4.56	3.2	0.645	2.905	0.25	0.25	3.38	0.3	0.88	3.05	1.55	2.57	2.27
16	16	0.25	0.25	4.94	3.2	0.7	2.85	0.25	0.25	3.73	0.3	0.91	3.05	1.55	2.52	2.22
17	17	0.25	0.25	5.34	3.2	0.755	2.795	0.25	0.25	4.09	0.3	0.95	3.05	1.55	2.47	2.17
18	18	0.25	0.25	6	3.2	0.85	2.7	0.25	0.25	4.7	0.3	1	3.05	1.55	2.38	2.08

IV.1.4. Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện

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



Tiết diện	K/c từ gối m	A m ²	I m ⁴	y _l m	y _d m	H _{td} m	t _b m
1	0	10.27	9.19	1.06	1.44	2.50	0.40
2	14	10.27	9.19	1.06	1.44	2.50	0.40
3	16	10.27	9.19	1.06	1.44	2.50	0.40
4	20	10.57	9.59	1.09	1.43	2.52	0.45
5	24	10.81	10.41	1.14	1.45	2.59	0.49
6	28	11.24	11.85	1.21	1.50	2.71	0.54
7	32	11.54	13.79	1.31	1.56	2.87	0.58
8	35.5	11.96	16.20	1.40	1.65	3.05	0.62
9	39	12.28	19.36	1.53	1.74	3.27	0.66
10	42.5	12.76	23.39	1.66	1.86	3.52	0.70
11	46	13.13	28.50	1.82	1.99	3.81	0.74
12	49	13.61	33.90	1.96	2.12	4.08	0.78
13	52	13.99	40.34	2.12	2.26	4.38	0.81
14	55	14.44	48.26	2.30	2.41	4.71	0.85
15	58	14.86	57.41	2.48	2.58	5.06	0.88
16	61	14.87	67.90	2.67	2.77	5.44	0.91
17	64	15.75	81.10	2.89	2.95	5.84	0.95
18	70	16.3	104.16	3.24	3.26	6.50	1.00

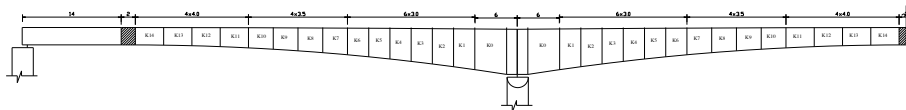
iv.2. Tính toán nội lực trong dầm

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

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

IV.2.1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



IV.2.2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

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

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

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

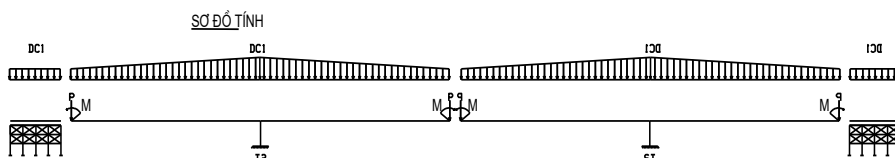
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T4, T5 hai xe đúc đứng ở K14.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P = 600\text{KN}$, $M = 200\text{ KN.m}$ tải trọng do trọng l-ợng bản thân dầm đ-ợc tính là tải trọng phân bố theo hình thang trên mỗi đốt đúc và có giá trị bằng diện tích mặt cắt nhân với trọng l-ợng riêng của bê tông $\gamma = 2.4\text{ T/m}^3$.

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

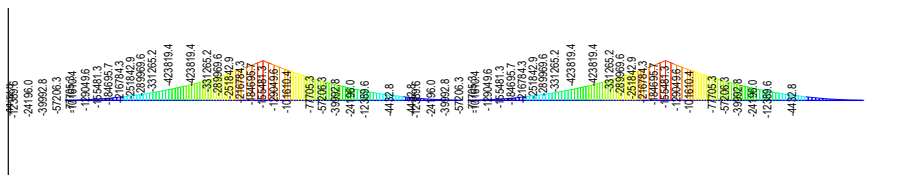
Sau khi tiến hành đúc hẫng cân bằng trên các trụ xong, tiến hành xây lắp đoạn đúc trên đà giáo phục vụ cho quá trình hợp long nhịp biên.

Ta có sơ đồ tính nh- sau:

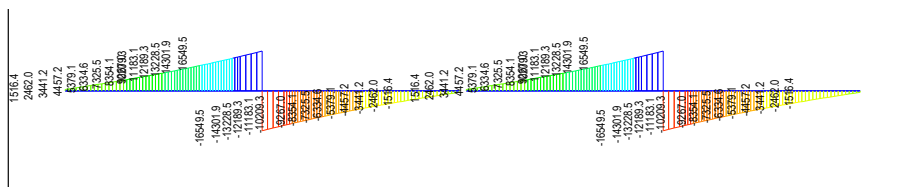


Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas v7.01

Biểu đồ momen_My



Biểu đồ Lực cắt_Fz



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

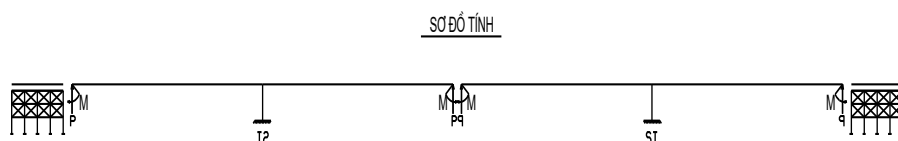
Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm
1	0	DCI,XD	0	0	0	0
2	14	DCI,XD	0	0	0	0
3	16	DCI,XD	600	-200	750	-250
4	20	DCI,XD	1516.4	-4432.8	1895.5	-5541
5	24	DCI,XD	2462	-12390	3077.5	-15488
6	28	DCI,XD	3441.2	-24196	4301.5	-30245
7	32	DCI,XD	4457.2	-39993	5571.5	-49991
8	35.5	DCI,XD	5379.1	-57206	6723.88	-71508
9	39	DCI,XD	6334.6	-77705	7918.25	-97131
10	42.5	DCI,XD	7325.5	-101610	9156.88	-127013
11	46	DCI,XD	8354.1	-129050	10442.6	-161313
12	49	DCI,XD	9267	-155480	11583.8	-194350
13	52	DCI,XD	10209	-184700	12761.3	-230875
14	55	DCI,XD	11183	-216780	13978.8	-270975
15	58	DCI,XD	12189	-251840	15236.3	-314800
16	61	DCI,XD	13229	-289970	16536.3	-362463
17	64	DCI,XD	14302	-331270	17877.5	-414088
18T	70	DCI,XD	16550	-423820	-20688	-529775
18P	70	DCI,XD	-16550	-423820	-20688	-529775
19	76	DCI,XD	-14302	-331270	-17878	-414088
20	79	DCI,XD	-13229	-289970	-16536	-362463

21	81	DC1,XD	-12189	-251840	-15236	-314800
22	84	DC1,XD	-11183	-216780	-13979	-270975
23	87	DC1,XD	-10209	-184700	-12761	-230875
24	90	DC1,XD	-9267	-155480	-11584	-194350
25	93	DC1,XD	-8354.1	-129050	-10443	-161313
26	96.5	DC1,XD	-7325.5	-101610	-9156.9	-127013
27	100	DC1,XD	-6334.6	-77705	-7918.3	-97131
28	103.5	DC1,XD	-5379.1	-57206	-6723.9	-71508
29	107	DC1,XD	-4457.2	-39993	-5571.5	-49991
30	111	DC1,XD	-3441.2	-24196	-4301.5	-30245
31	115	DC1,XD	-2462	-12390	-3077.5	-15488
32	119	DC1,XD	-1516.4	-4432.8	-1895.5	-5541
33	123	DC1,XD	600	-200	750	-250

b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

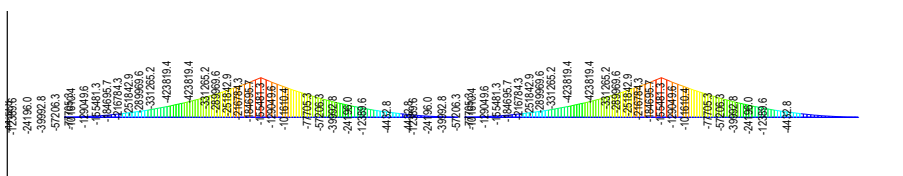
Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T4, T5 đ-ợc tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc t-ơng đ-ơng với việc tác dụng cặp lực ng-ợc trở lại trên 2 cánh hẫng.

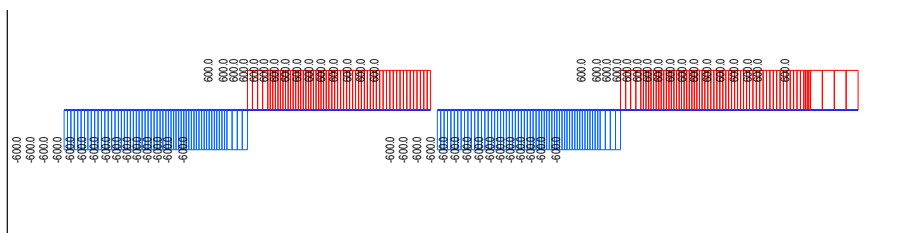
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas v7.01

Biểu đồ momen_My

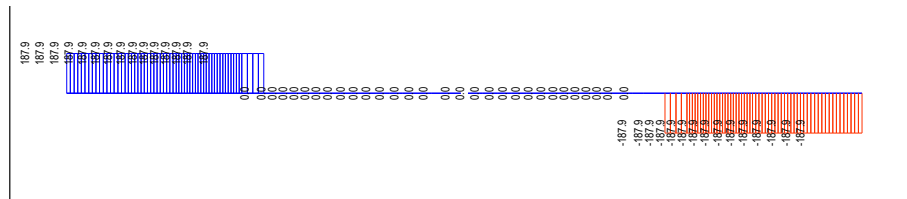




Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm
1	0	<i>XD</i>	0	0	0	0
2	14	<i>XD</i>	0	0	0	0
3	16	<i>XD</i>	-600	200	-750	250
4	20	<i>XD</i>	-600	2600	-750	3250
5	24	<i>XD</i>	-600	5000	-750	6250
6	28	<i>XD</i>	-600	7400	-750	9250
7	32	<i>XD</i>	-600	9800	-750	12250
8	35.5	<i>XD</i>	-600	11900	-750	14875
9	39	<i>XD</i>	-600	14000	-750	17500
10	42.5	<i>XD</i>	-600	16100	-750	20125
11	46	<i>XD</i>	-600	18200	-750	22750
12	49	<i>XD</i>	-600	20000	-750	25000
13	52	<i>XD</i>	-600	21800	-750	27250
14	55	<i>XD</i>	-600	23600	-750	29500
15	58	<i>XD</i>	-600	25400	-750	31750
16	61	<i>XD</i>	-600	27200	-750	34000
17	64	<i>XD</i>	-600	29000	-750	36250
18T	70	<i>XD</i>	-600	32600	-750	40750
18P	70	<i>XD</i>	600	32600	750	40750
19	76	<i>XD</i>	600	29000	750	36250
20	79	<i>XD</i>	600	27200	750	34000
21	81	<i>XD</i>	600	25400	750	31750
22	84	<i>XD</i>	600	23600	750	29500
23	87	<i>XD</i>	600	21800	750	27250
24	90	<i>XD</i>	600	20000	750	25000

25	93	<i>XD</i>	600	18200	750	22750
26	96.5	<i>XD</i>	600	16100	750	20125
27	100	<i>XD</i>	600	14000	750	17500
28	103.5	<i>XD</i>	600	11900	750	14875
29	107	<i>XD</i>	600	9800	750	12250
30	111	<i>XD</i>	600	7400	750	9250
31	115	<i>XD</i>	600	5000	750	6250
32	119	<i>XD</i>	600	2600	750	3250
33	123	<i>XD</i>	600	200	750	250



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x 1.25	Mtc x 1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm
1	0	$(VK+HL)/2$	0	0	0	0
2	14	$(VK+HL)/2$	0	0	0	0
3	16	$(VK+HL)/2$	187.9	0	234.875	0
4	20	$(VK+HL)/2$	187.9	-751.6	234.875	-939.5
5	24	$(VK+HL)/2$	187.9	-1503.2	234.875	-1879
6	28	$(VK+HL)/2$	187.9	-2254.8	234.875	-2818.5
7	32	$(VK+HL)/2$	187.9	-3006.4	234.875	-3758
8	35.5	$(VK+HL)/2$	187.9	-3664.1	234.875	-4580.1
9	39	$(VK+HL)/2$	187.9	-4321.7	234.875	-5402.1
10	42.5	$(VK+HL)/2$	187.9	-4979.4	234.875	-6224.3
11	46	$(VK+HL)/2$	187.9	-5637	234.875	-7046.3
12	49	$(VK+HL)/2$	187.9	-6200.7	234.875	-7750.9
13	52	$(VK+HL)/2$	187.9	-6764.4	234.875	-8455.5
14	55	$(VK+HL)/2$	187.9	-7328.1	234.875	-9160.1
15	58	$(VK+HL)/2$	187.9	-7891.8	234.875	-9864.8
16	61	$(VK+HL)/2$	187.9	-8455.5	234.875	-10569
17	64	$(VK+HL)/2$	187.9	-9019.2	234.875	-11274
18T	70	$(VK+HL)/3$	187.9	-10146.6	234.875	-12683

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

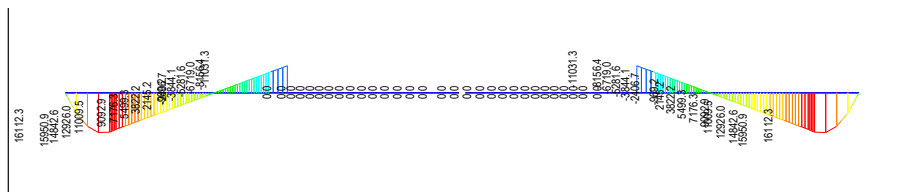
Sau khi bê tông khối hợp long đạt c-ờng độ, tiến hành căng cáp d-ơng tại nhịp biên, bê tông bị tách ra khỏi hệ giàn giáo và toàn bộ trọng l-ợng của phần đúc trên đà giáo sẽ lên cánh hẫng và gối.

- Tải trọng tác dụng:

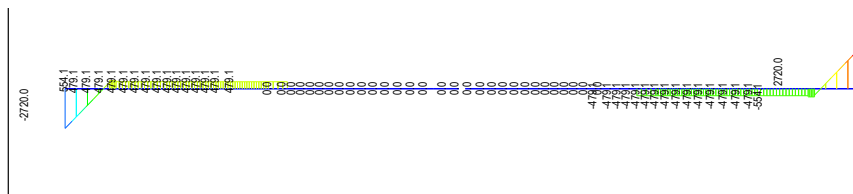
- $$q = HL/2 = 225.75 \text{ (KN)}$$

SƠ ĐỒ TÍNH

Biểu đồ momen_My



Biểu đồ lực cắt_Fz



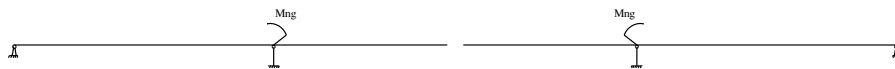
	Khoảng cách		Lực cắt	Mômen	Ptc x1.25	Mtc x1.25
Tiết diện	m	Tải trọng	KN	KNm	KN	KNm
1	0	$q_{HL/2,VK/2}$	-2720	0	-3400	0
2	14	$q_{HL/2,VK/2}$	554.15	15951	692.6875	19938.75
3	16	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	14843	598.9375	18553.75
4	20	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	12926	598.9375	16157.5
5	24	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	11009	598.9375	13761.25

6	28	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	9092.9	598.9375	11366.13
7	32	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	7176.3	598.9375	8970.375
8	35.5	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	5499.3	598.9375	6874.125
9	39	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	3822.2	598.9375	4777.75
10	42.5	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	2145.2	598.9375	2681.5
11	46	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	468.21	598.9375	585.2625
12	49	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	-969.23	598.9375	-1211.54
13	52	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	-2406.7	598.9375	-3008.38
14	55	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	-3844.1	598.9375	-4805.13
15	58	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	-5281.6	598.9375	-6602
16	61	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	-6719	598.9375	-8398.75
17	64	$q_{HL/2,VK/2}$	479.15	-8156.4	598.9375	-10195.5
18T	70	$q_{HL/2,VK/3}$	479.15	-11031.2	598.9375	-13789

e. Giai đoạn 5: Tháo ngàm

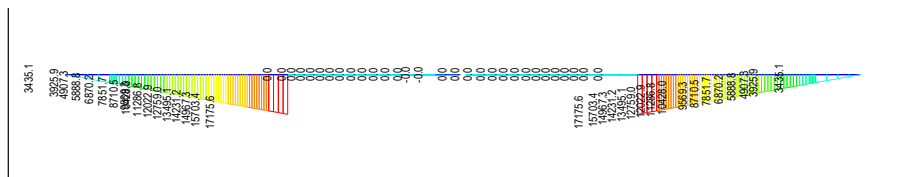
Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T2,T3. Sơ đồ tính t-ong đ-ong với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

Sơ đồ tính:

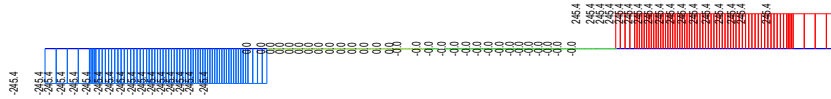


Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas v7.01

Biểu đồ momen_My



Biểu đồ lực cắt_Fz



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

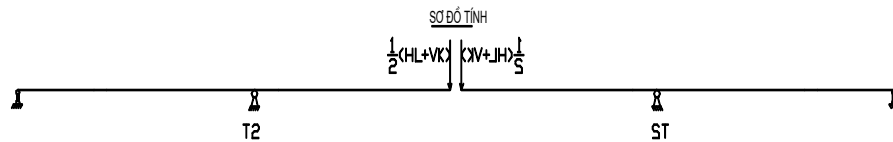
Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x 1.25	Mtc x 1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm
1	0	Mng	-245.37	0	-306.71	0
2	14	Mng	-245.37	3435.1	-306.71	4293.88
3	16	Mng	-245.37	3925.9	-306.71	4907.38
4	20	Mng	-245.37	4907.3	-306.71	6134.13
5	24	Mng	-245.37	5888.8	-306.71	7361
6	28	Mng	-245.37	6870.2	-306.71	8587.75
7	32	Mng	-245.37	7851.7	-306.71	9814.63
8	35.5	Mng	-245.37	8710.5	-306.71	10888.1
9	39	Mng	-245.37	9569.3	-306.71	11961.6
10	42.5	Mng	-245.37	10428	-306.71	13035
11	46	Mng	-245.37	11287	-306.71	14108.8
12	49	Mng	-245.37	12023	-306.71	15028.8
13	52	Mng	-245.37	12759	-306.71	15948.8
14	55	Mng	-245.37	13495	-306.71	16868.8
15	58	Mng	-245.37	14231	-306.71	17788.8
16	61	Mng	-245.37	14967	-306.71	18708.8
17	64	Mng	-245.37	15212	-306.71	19015
18T	70	Mng	-245.37	15703	-306.71	19628.8

f. Giai đoạn 6: Hộp long nhịp giữa

Tiến hành hộp long nhịp T2 – T3: tiến xe đúc trên trụ T2 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối l- ợng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông đốt hộp long. Trọng l- ợng của đốt hộp

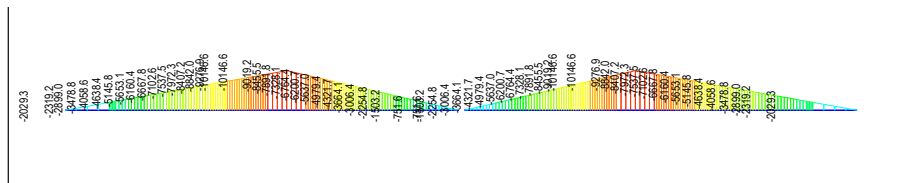
long (khi bê tông ch-a đông cứng) chia đều cho hai cánh hẫng với giá trị bằng $\frac{1}{2}(K + HL)$.

Sơ đồ tính:

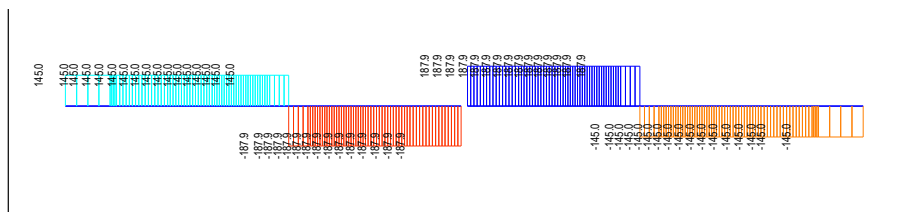


Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas v7.01

Biểu đồ momen_My



Biểu đồ lực cắt_Fz



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

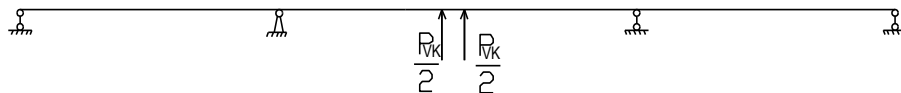
Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm
1	0	$(VK+HL)/2$	144.95	0	181.19	0.00
2	14	$(VK+HL)/2$	144.95	-2029.3	181.19	-2536.63
3	16	$(VK+HL)/2$	144.95	-2319.2	181.19	-2899.00
4	20	$(VK+HL)/2$	144.95	-2899	181.19	-3623.75
5	24	$(VK+HL)/2$	144.95	-3478.8	181.19	-4348.50
6	28	$(VK+HL)/2$	144.95	-4058.6	181.19	-5073.25

7	32	(VK+HL)/2	144.95	-4638.4	181.19	-5798.00
8	35.5	(VK+HL)/2	144.95	-5145.8	181.19	-6432.25
9	39	(VK+HL)/2	144.95	-5653.1	181.19	-7066.38
10	42.5	(VK+HL)/2	144.95	-6160.4	181.19	-7700.50
11	46	(VK+HL)/2	144.95	-6667.8	181.19	-8334.75
12	49	(VK+HL)/2	144.95	-7102.6	181.19	-8878.25
13	52	(VK+HL)/2	144.95	-7537.5	181.19	-9421.88
14	55	(VK+HL)/2	144.95	-7972.3	181.19	-9965.38
15	58	(VK+HL)/2	144.95	-8407.2	181.19	-10509.00
16	61	(VK+HL)/2	144.95	-8842	181.19	-11052.50
17	64	(VK+HL)/2	144.95	-9276.9	181.19	-11596.13
18T	70	(VK+HL)/2	144.95	-10147	181.19	-12683.75
18P	70	(VK+HL)/2	-187.9	-10147	-234.88	-12683.75
19	76	(VK+HL)/2	-187.9	-9019.2	-234.88	-11274.00
20	79	(VK+HL)/2	-187.9	-8455.5	-234.88	-10569.38
21	81	(VK+HL)/2	-187.9	-7891.8	-234.88	-9864.75
22	84	(VK+HL)/2	-187.9	-7328.1	-234.88	-9160.13
23	87	(VK+HL)/2	-187.9	-6764.4	-234.88	-8455.50
24	90	(VK+HL)/2	-187.9	-6200.7	-234.88	-7750.88
25	93	(VK+HL)/2	-187.9	-5637	-234.88	-7046.25
26	96.5	(VK+HL)/2	-187.9	-4979.4	-234.88	-6224.25
27	100	(VK+HL)/2	-187.9	-4321.7	-234.88	-5402.13
28	103.5	(VK+HL)/2	-187.9	-3664.1	-234.88	-4580.13
29	107	(VK+HL)/2	-187.9	-3006.4	-234.88	-3758.00
30	111	(VK+HL)/2	-187.9	-2254.8	-234.88	-2818.50
31	115	(VK+HL)/2	-187.9	-1503.2	-234.88	-1879.00
32	119	(VK+HL)/2	-187.9	-751.6	-234.88	-939.50
33	123	(VK+HL)/3	-187.9	0	-234.88	0.00

g. Giai đoạn 7 : Căng cáp, tháo ván khuôn đốt hợp long

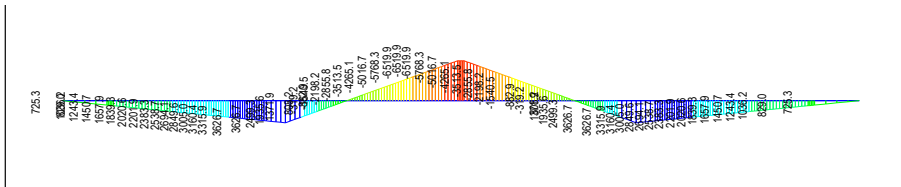
Sau khi bê tông đạt đủ cường độ, tiến hành căng cáp d-ong và tháo xe đúc đốt hợp long. Việc tháo xe đúc t-ong đ-ong với việc tác dụng ng-ọc trở lại của trọng l-ong xe đúc, trên sơ đồ liên tục.

Sơ đồ tính:

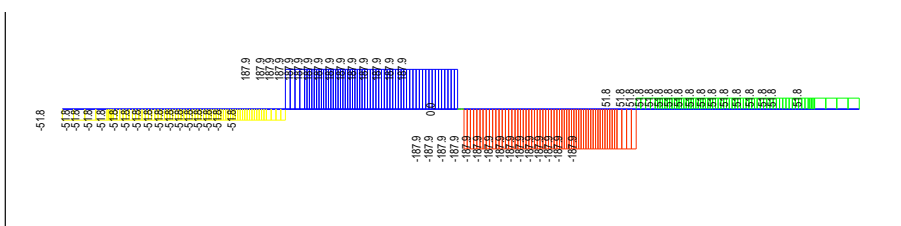


Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas v7.01

Biểu đồ momen_My



Biểu đồ lực cắt_Fz



Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptc x1.25	Mtc x1.25
	m		KN	KNm	KN	KNm
1	0	VK/2	-51.81	0	-64.763	0
2	14	VK/2	-51.81	725.34	-64.763	906.675
3	16	VK/2	-51.81	828.96	-64.763	1036.2
4	20	VK/2	-51.81	1036.2	-64.763	1295.25
5	24	VK/2	-51.81	1243.4	-64.763	1554.25
6	28	VK/2	-51.81	1450.7	-64.763	1813.38
7	32	VK/2	-51.81	1657.9	-64.763	2072.38

8	35.5	VK/2	-51.81	1839.3	-64.763	2299.13
9	39	VK/2	-51.81	2020.6	-64.763	2525.75
10	42.5	VK/2	-51.81	2201.9	-64.763	2752.38
11	46	VK/2	-51.81	2383.3	-64.763	2979.13
12	49	VK/2	-51.81	2538.7	-64.763	3173.38
13	52	VK/2	-51.81	2694.1	-64.763	3367.63
14	55	VK/2	-51.81	2849.6	-64.763	3562
15	58	VK/2	-51.81	3005	-64.763	3756.25
16	61	VK/2	-51.81	3160.4	-64.763	3950.5
17	64	VK/2	-51.81	3315.9	-64.763	4144.88
18T	70	VK/2	-51.81	3626.7	-64.763	4533.38
18P	70	VK/2	187.9	3626.7	234.875	4533.38
19	76	VK/2	187.9	2499.3	234.875	3124.13
20	79	VK/2	187.9	1935.6	234.875	2419.5
21	81	VK/2	187.9	1371.9	234.875	1714.88
22	84	VK/2	187.9	808.21	234.875	1010.26
23	87	VK/2	187.9	244.51	234.875	305.638
24	90	VK/2	187.9	-319.19	234.875	-398.99
25	93	VK/2	187.9	-882.89	234.875	-1103.6
26	96.5	VK/2	187.9	-1540.5	234.875	-1925.6
27	100	VK/2	187.9	-2198.2	234.875	-2747.8
28	103.5	VK/2	187.9	-2855.8	234.875	-3569.8
29	107	VK/2	187.9	-3513.5	234.875	-4391.9
30	111	VK/2	187.9	-4265.1	234.875	-5331.4
31	115	VK/2	187.9	-5016.7	234.875	-6270.9
32	119	VK/2	187.9	-5768.3	234.875	-7210.4
33	123	VK/3	187.9	-6519.9	234.875	-8149.9

❖ **Bảng tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công**

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt(KN)		Mô men(KNm)	
		Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán
1	0	-2872.2	-3590.29	0	0.00
2	14	401.92	502.40	18082.1	22602.68
3	16	514.82	643.53	17278.7	21598.33
4	20	1431.22	1789.03	13386.1	16732.63
5	24	2376.82	2971.03	5769.2	7211.50
6	28	3356.02	4195.03	-5695.6	-7119.50
7	32	4372.02	5465.03	-21152	-26439.88
8	35.5	5293.92	6617.40	-38067	-47583.50
9	39	6249.42	7811.78	-58268	-72834.63
10	42.5	7240.32	9050.40	-81875	-102343.38
11	46	8268.92	10336.15	-109016	-136270.36
12	49	9181.82	11477.28	-135191	-168988.54
13	52	10123.8	12654.78	-164156	-205194.38
14	55	11097.8	13872.28	-195980	-244974.88
15	58	12103.8	15129.78	-230785	-288480.75
16	61	13143.8	16429.78	-268659	-335823.88
17	64	14216.8	17771.03	-310195	-387743.25
18T	70	16464.8	20581.03	-403215	-504018.88
18P	70	-15950	-19937.50	-397740	-497175.38
19	76	-13702	-17127.50	-308790	-385987.38
20	79	-12629	-15786.25	-269290	-336612.38
21	81	-11589	-14486.25	-232960	-291199.88
22	84	-10583	-13228.75	-199700	-249624.86
23	87	-9609	-12011.25	-169420	-211774.86
24	90	-8667	-10833.75	-142000	-177499.86
25	93	-7754.1	-9692.63	-117370	-146712.36
26	96.5	-6725.5	-8406.88	-92030	-115037.38
27	100	-5734.6	-7168.25	-70225	-87781.13
28	103.5	-4779.1	-5973.88	-51826	-64782.38
29	107	-3857.2	-4821.50	-36713	-45891.13
30	111	-2841.2	-3551.50	-23316	-29144.88
31	115	-1862	-2327.50	-13910	-17387.38
32	119	-916.4	-1145.50	-8352.7	-10440.88
33	123	1200	1500.00	-6519.9	-8149.88

h. Giai đoạn 8: Giai đoạn hoàn thiện + Hoạt tải sử dụng

Thi công lan can, lớp phủ luyến, phòng n-ớc, lớp bảo vệ, bê tông asphalt. (tính tải giai đoạn 2)

Tải trọng tác dụng coi là tải phân bố đều trên toàn bộ chiều dài. Tải trọng lan can(DC2),

+Tải trọng lớp mặt cầu (DW)

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

Trong đó:

dlp : 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=13.5 m .

γ_{lp} : tỷ trọng của lớp phủ,lấy trung bình =22.5 KN/m

$$DW=0.12*13.5*22.5=36.45 \text{ KN/m}$$

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

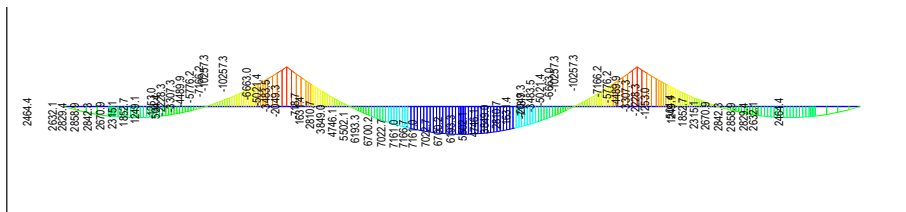
$$DC2=2*0.24*24=11.52 \text{ KN/m}$$

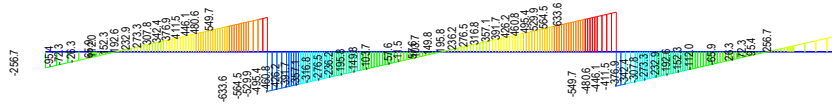
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas v7.01

Biểu đồ nội lực do lan can gây ra



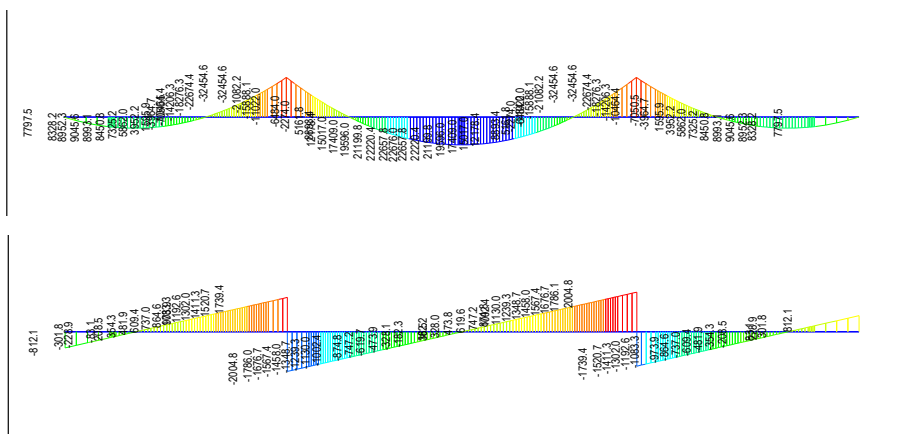


NỘI LỰC DO LAN CÁN GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	DC2	-256.67	0	-231.003	0	-320.838	0
2	14	DC2	-95.388	2464.4	-85.8492	2217.96	-119.235	3080.5
3	16	DC2	-72.348	2632.1	-65.1132	2368.89	-90.435	3290.125
4	20	DC2	-26.268	2829.4	-23.6412	2546.46	-32.835	3536.75
5	24	DC2	19.812	2842.3	17.8308	2558.07	24.765	3552.875
6	28	DC2	65.892	2670.9	59.3028	2403.81	82.365	3338.625
7	32	DC2	111.97	2315.1	100.773	2083.59	139.9625	2893.875
8	35.5	DC2	152.29	1852.7	137.061	1667.43	190.3625	2315.875
9	39	DC2	192.61	1249.1	173.349	1124.19	240.7625	1561.375
10	42.5	DC2	232.93	504.38	209.637	453.942	291.1625	630.475
11	46	DC2	273.25	-381.44	245.925	-343.296	341.5625	-476.8
12	49	DC2	307.81	-1253	277.029	-1127.7	384.7625	-1566.25
13	52	DC2	342.37	-2228.3	308.133	-2005.47	427.9625	-2785.38
14	55	DC2	376.93	-3307.3	339.237	-2976.57	471.1625	-4134.13
15	58	DC2	411.49	-4489.9	370.341	-4040.91	514.3625	-5612.38
16	61	DC2	446.05	-5776.2	401.445	-5198.58	557.5625	-7220.25
17	64	DC2	480.61	-7166.2	432.549	-6449.58	600.7625	-8957.75
18T	70	DC2	548.83	-10257	493.947	-9231.3	686.0375	-12821.3
18P	70	DC2	-633.6	-10257	-570.24	-9231.3	-792	-12821.3
19	76	DC2	-564.48	-6663	-508.032	-5996.7	-705.6	-8328.75
20	79	DC2	-529.92	-5021.4	-476.928	-4519.26	-662.4	-6276.75
21	81	DC2	-495.36	-3483.5	-445.824	-3135.15	-619.2	-4354.38
22	84	DC2	-460.8	-2049.3	-414.72	-1844.37	-576	-2561.63
23	87	DC2	-426.24	-718.69	-383.616	-646.821	-532.8	-898.363
24	90	DC2	-391.68	508.19	-352.512	457.371	-489.6	635.2375
25	93	DC2	-357.12	1631.4	-321.408	1468.26	-446.4	2039.25
26	96.5	DC2	-316.8	2810.7	-285.12	2529.63	-396	3513.375

27	100	DC2	-276.48	3849	-248.832	3464.1	-345.6	4811.25
28	103.5	DC2	-236.16	4746.1	-212.544	4271.49	-295.2	5932.625
29	107	DC2	-195.84	5502.1	-176.256	4951.89	-244.8	6877.625
30	111	DC2	-149.76	6193.3	-134.784	5573.97	-187.2	7741.625
31	115	DC2	-103.68	6700.2	-93.312	6030.18	-129.6	8375.25
32	119	DC2	-57.6	7022.7	-51.84	6320.43	-72	8778.375
33	123	DC2	-11.52	7161	-10.368	6444.9	-14.4	8951.25

Biểu đồ nội lực do lớp phủ gây ra



NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0	DW	-812.11	0	-527.872	0	-1015.14	0
2	14	DW	-301.81	7797.5	-196.177	5068.375	-377.263	9746.875
3	16	DW	-228.91	8328.2	-148.792	5413.33	-286.138	10410.25
4	20	DW	-83.113	8952.3	-54.0235	5818.995	-103.891	11190.38
5	24	DW	62.687	8993.1	40.74655	5845.515	78.35875	11241.38
6	28	DW	208.49	8450.8	135.5185	5493.02	260.6125	10563.5
7	32	DW	354.29	7325.2	230.2885	4761.38	442.8625	9156.5
8	35.5	DW	481.86	5862	313.209	3810.3	602.325	7327.5
9	39	DW	609.44	3952.2	396.136	2568.93	761.8	4940.25

10	42.5	DW	737.01	1595.9	479.0565	1037.335	921.2625	1994.875
11	46	DW	864.59	-1206.9	561.9835	-784.485	1080.738	-1508.63
12	49	DW	973.94	-3964.7	633.061	-2577.06	1217.425	-4955.88
13	52	DW	1083.3	-7050.5	704.145	-4582.83	1354.125	-8813.13
14	55	DW	1192.6	-10464	775.19	-6801.6	1490.75	-13080
15	58	DW	1302	-14206	846.3	-9233.9	1627.5	-17757.5
16	61	DW	1411.3	-18276	917.345	-11879.4	1764.125	-22845
17	64	DW	1520.7	-22674	988.455	-14738.1	1900.875	-28342.5
18T	70	DW	1739.5	-32455	1130.675	-21095.8	2174.375	-40568.8
18P	70	DW	-2004.8	-32455	-1303.12	-21095.8	-2506	-40568.8
19	76	DW	-1786	-21082	-1160.9	-13703.3	-2232.5	-26352.5
20	79	DW	-1676.7	-15888	-1089.86	-10327.2	-2095.88	-19860
21	81	DW	-1567.4	-11022	-1018.81	-7164.3	-1959.25	-13777.5
22	84	DW	-1458	-6484	-947.7	-4214.6	-1822.5	-8105
23	87	DW	-1348.7	-2274	-876.655	-1478.1	-1685.88	-2842.5
24	90	DW	-1239.3	1607.9	-805.545	1045.135	-1549.13	2009.875
25	93	DW	-1130	5161.8	-734.5	3355.17	-1412.5	6452.25
26	96.5	DW	-1002.4	8893.4	-651.56	5780.71	-1253	11116.75
27	100	DW	-874.8	12178	-568.62	7915.7	-1093.5	15222.5
28	104	DW	-747.23	15017	-485.7	9761.05	-934.038	18771.25
29	107	DW	-619.65	17409	-402.773	11315.85	-774.563	21761.25
30	111	DW	-473.85	19596	-308.003	12737.4	-592.313	24495
31	115	DW	-328.05	21200	-213.233	13780	-410.063	26500
32	119	DW	-182.25	22220	-118.463	14443	-227.813	27775
33	123	DW	-36.45	22658	-32.805	14727.7	-45.5625	28322.5

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

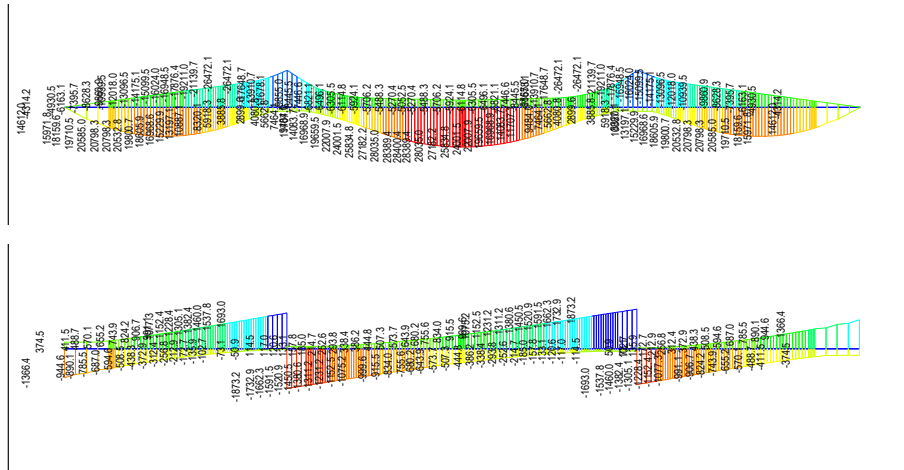
Tải trọng ng-ời (PL=0.3 KN/m²), tính trên chiều dài cầu: PL = 0.3 x 1.5 = 4.5 KN/m

Hoạt tải HL93



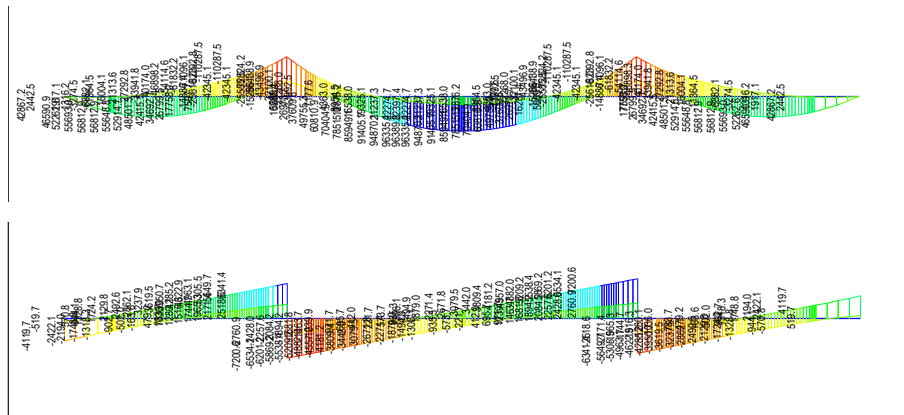
Biểu đồ mômen và lực cắt thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01

Biểu đồ tổ hợp momen và lực cắt HL93



NỘI LỰC DO HOẠT TẢI GÂY RA

Biểu đồ tổ hợp momen và lực cắt
THGHCD1GD8



TỔNG HỢP GĐ8 THEO TTGHCD1

Tiết diện	Khoảng cách m	Momen_My		Lực cắt_Fz	
		max(KN.m)	min(KN.m)	max(KN)	min(KN)
1	0	0	0	-519.66	-4119.7
2	14	42867	1917.1	388.61	-2422.1
3	16	46591	1316.2	570.77	-2194
4	20	52263	-541.79	944.09	-1748.8
5	24	55693	-3274.5	1328.8	-1318.3
6	28	56813	-6882.1	1724.2	-902.71
7	32	55649	-11364	2129.8	-502.02
8	35.5	52915	-16004	2492.6	-163.62
9	39	48501	-21314	2862.1	163.43
10	42.5	42416	-27293	3237.9	479.18
11	46	34693	-33942	3619.5	783.75
12	49	26800	-40174	3950.7	1036
13	52	17758	-46898	4285.2	1280.1
14	55	7597.7	-54115	4622.9	1516.3
15	58	-3643.4	-61832	4963.1	1744.7
16	61	-14886	-71096	5305.5	1965.3
17	64	-25616	-82393	5649.7	2171.4
18T	70	-42345	-110290	5993.9	2377.5
18P	70	-42345	-110290	-2760.9	-7200.6
19	76	-25556	-72824	-2428	-6534.1
20	79	-15286	-56439	-2257.6	-6201.2
21	81	-4851.7	-43497	-2084.2	-5869.2
22	84	5669.1	-32100	-1894.2	-5538.4
23	87	16287	-22268	-1681.8	-5209.2
24	90	26974	-13993	-1463.7	-4882
25	93	37610	-7177.6	-1239.9	-4557
26	96.5	49755	-898.27	-971.69	-4181.2
27	100	60811	4363	-695.7	-3809.4
28	103.5	70405	8954.5	-411.99	-3442
29	107	78515	12876	-120.6	-3079.5
30	111	85949	16538	221.7	-2671.8
31	115	91406	19325	573.74	-2271.4
32	119	94870	21237	935.31	-1879
33	123	96335	22275	1306.1	-1494.9

TỔNG HỢP GĐ8 THEO THGHSD

Tiết diện	Khoảng cách m	Momen_My		Lực cắt_Fz	
		max(KN.m)	min(KN.m)	max(KN)	min(KN)
1	0	0	0	-412.97	-2470.1
2	14	25609	2209.4	178.95	-1427.2
3	16	27813	1941.8	293.45	-1286.4
4	20	31143	969.3	527.61	-1011.2
5	24	33109	-586.44	768.24	-744.36
6	28	33672	-2725.4	1015	-486.05
7	32	32846	-5447.5	1267.7	-236.25
8	35.5	31074	-8307.8	1493.2	-24.658
9	39	28280	-11615	1722.6	180.45
10	42.5	24465	-15368	1955.5	379.11
11	46	19652	-19568	2191.8	571.37
12	49	14748	-23523	2396.6	731.11
13	52	9140.2	-27806	2603.5	886.26
14	55	2846.6	-32418	2812	1036.9
15	58	-4111.4	-37362	3022	1183
16	61	-11117	-43237	3233.3	1324.6
17	64	-17877	-50321	3445.6	1458
18T	70	-28834	-67658	3657.9	1591.4
18P	70	-28834	-67658	-1864.1	-4401
19	76	-17615	-44626	-1642.6	-3988.9
20	79	-11005	-34521	-1529.6	-3783.1
21	81	-4347	-26430	-1414.9	-3577.7
22	84	2313.2	-19269	-1290.7	-3373.1
23	87	8982.2	-13049	-1153.7	-3169.4
24	90	15643	-7766	-1013.4	-2966.8
25	93	22229	-3364.1	-869.96	-2765.4
26	96.5	29702	757.18	-698.45	-2532.4
27	100	36489	4232.9	-522.52	-2301.8
28	103.5	42377	7262.1	-342.17	-2073.6
29	107	47353	9844.8	-157.43	-1848.3
30	111	51913	12250	58.993	-1594.4
31	115	55260	14071	280.99	-1344.8
32	119	57386	15310	508.43	-1099.7
33	123	58286	15965	741.15	-859.43

iv.3 Tổ hợp nội lực

Sử dụng phần mềm MIDAS 6.3 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- ốc 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 tĩnh 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 TTGH, biểu đồ nội lực ở TTGHSD1 thể hiện nh- bảng và biểu đồ sau:

TỔ HỢP MÔ MEN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

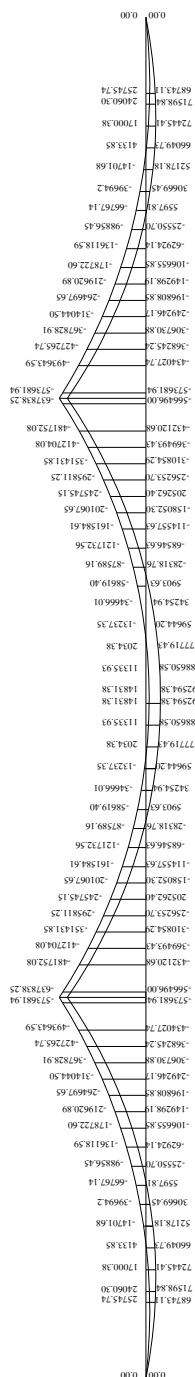
Tiết diện	Khoảng cách m	Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		$M_{\max}$ (KNm)	$M_{\min}$ (KNm)	$M_{\max}$ (KNm)	$M_{\min}$ (KNm)
1	0	0.00	0.00	0.00	0.00
2	14	68743.11	25745.71	43691.10	20291.50
3	16	71598.84	24060.30	45091.70	19220.50
4	20	72445.41	17000.38	44529.10	14355.40
5	24	66049.73	4133.85	38878.20	5182.76
6	28	52178.18	-14701.68	27976.40	-8421.00
7	32	30669.45	-39694.20	11694.00	-26599.50
8	35.5	5597.81	-66767.14	-6993.00	-46374.80
9	39	-25550.70	-98856.45	-29988.00	-69883.00
10	42.5	-62924.14	-136118.59	-57410.00	-97243.00
11	46	-106655.85	-178722.60	-89364.00	-128584.00
12	49	-149298.19	-219620.89	-120443.00	-158714.00
13	52	-196808.85	-264697.65	-155015.80	-191962.00
14	55	-249246.17	-314044.50	-193133.40	-228398.00
15	58	-306730.88	-367828.91	-234896.40	-268147.00
16	61	-368245.24	-427265.74	-279776.00	-311896.00
17	64	-434027.74	-493643.59	-328072.00	-360516.00
18T	70	-573681.94	-645024.19	-432049.00	-470873.00
18P	70	-566496.00	-637838.25	-426574.00	-465398.00
19	76	-432120.68	-481752.08	-326405.00	-353416.00

20	79	-369493.43	-412704.08	-280295.00	-303811.00
21	81	-310854.29	-351431.85	-237307.00	-259390.00
22	84	-256153.70	-295811.25	-197386.80	-218969.00
23	87	-205262.40	-245745.15	-160437.80	-182469.00
24	90	-158052.30	-201067.65	-126357.00	-149766.00
25	93	-114557.63	-161584.61	-95141.00	-120734.10
26	96.5	-68546.63	-121732.56	-62328.00	-91272.82
27	100	-28318.76	-87589.16	-33736.00	-65992.10
28	103.5	5903.63	-58619.40	-9449.00	-44563.90
29	107	34254.94	-34666.01	10640.00	-26868.20
30	111	59644.20	-13237.35	28597.00	-11066.00
31	115	77719.43	2034.38	41350.00	161.00
32	119	88650.58	11335.93	49033.30	6957.30
33	123	92594.38	14831.38	51766.10	9445.10

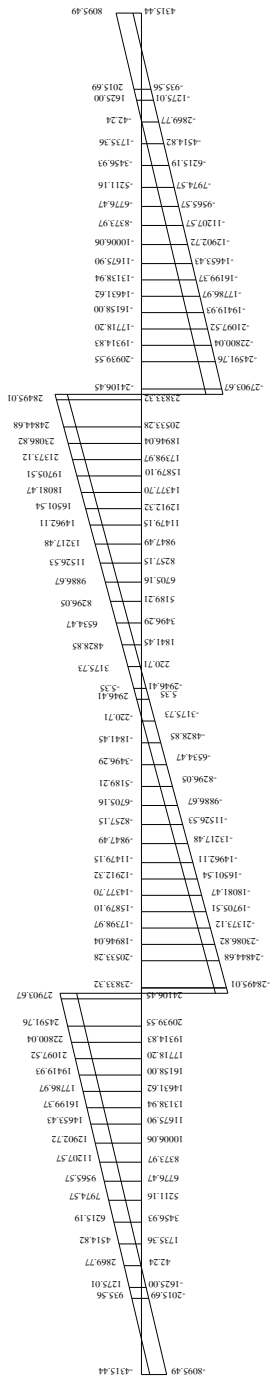
TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Tiết diện	Khoảng cách m	Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)
1	0	-4315.44	-8095.49	-3391.89	-5342.33
2	14	935.56	-2015.69	790.53	-1025.28
3	16	1275.01	-1628.00	1085.59	-771.58
4	20	2869.77	42.24	2375.31	420.02
5	24	4514.82	1735.36	3705.62	1632.46
6	28	6215.19	3456.93	5080.22	2869.97

7	32	7974.57	5211.16	6501.82	4135.77
8	35.5	9565.50	6776.47	7786.52	5269.26
9	39	11207.57	8373.97	9111.52	6429.87
10	42.5	12902.72	10006.06	10478.22	7619.43
11	46	14653.43	11675.90	11888.42	8840.29
12	49	16199.37	13138.94	13132.52	9912.93
13	52	17786.97	14631.62	14409.02	11010.08
14	55	19419.93	16158.00	15720.72	12134.72
15	58	21097.52	17718.20	17066.92	13286.82
16	61	22822.04	19314.83	18449.32	14468.42
17	64	24591.76	20939.55	19866.52	15674.82
18T	70	27903.67	24106.45	22458.72	18056.22
18P	70	-23833.32	-28495.01	-18710.90	-20351.00
19	76	-20533.28	-24844.68	-16130.00	-17690.90
20	79	-18946.04	-23086.82	-14886.60	-16412.10
21	81	-17398.97	-21373.22	-13673.20	-15166.70
22	84	-15879.10	-19705.51	-12477.20	-13956.10
23	87	-14377.70	-18081.47	-11290.80	-12778.40
24	90	-12912.32	-16501.54	-10130.70	-11633.80
25	93	-11479.15	-14962.11	-8994.00	-10519.50
26	96.5	-9847.49	-13217.48	-7697.19	-9257.90
27	100	-8257.15	-11526.53	-6430.30	-8036.40
28	103.5	-6705.16	-9886.67	-5191.09	-6852.70
29	107	-5189.21	-8296.05	-3977.80	-5705.50
30	111	-3496.29	-6534.47	-2619.50	-4435.60
31	115	-1841.45	-4828.85	-1288.26	-3206.80
32	119	-220.70	-3175.73	18.91	-2016.10
33	123	2946.41	5.35	2506.10	340.57



Biểu Đồ Bao Moomen_My



Biểu Đồ Bảo Lực Cát_Fz

iv.4 Thiết kế cốt thép

iv.4.1 Bê tông mác c50.

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

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

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

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

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = Cường độ qui định của bê tông (MPa)

Cường độ chịu nén của bê tông đầm hợp, nhịp cầu đầm, qui định ở tuổi 28 ngày là: $f'_c = 50 \text{ MPa}$

Cường độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, móng bản quá độ, sau 28 ngày: $f'_c = 40 \text{ MPa}$

Cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng thường $f_{tr} = 0.63 \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.6)

▪ Đối với các ứng suất tạm thời tr- ốc 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 : $0.50 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

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

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

- Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (5.9.4.2)
 - Giới hạn ứng suất nén của bê tông ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)
 - Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

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

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

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

iv.4.2 Chọn cáp

Cáp sử dụng là cáp c-ờng độ cao của hãng VSL có các thông số nh- sau:

Các thông số của cáp c-ờng độ cao sử dụng

Đ-ờng kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
C-ờng độ chịu kéo	1860 Mpa
C-ờng độ chảy	$f_{py} = 1674$ Mpa
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000$ Mpa
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lắc	$K = 6.6 \times 10^{-7} (\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4} (\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006 \text{m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302$ Mpa

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cáp dựa vào điều kiện sau: Lực nén F_t nhỏ nhất để đảm bảo thép chịu kéo ngoài cùng của bê tông không bị nứt, tức là ứng suất thép ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn $0.50\sqrt{f'_c} = 3.53 \text{ Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

iv.4.3 Cốt thép th- ờng

- Giới hạn chảy của cốt thép : $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

❖ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công th- c sau:

$$A_{pSt} = \frac{M_{CD1}}{z \cdot f_{pe}}$$

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$. Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với tr- ờng hợp chịu momen d- ơng, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

Đối với tr- ờng hợp tính thép chịu momen âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_d$

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm $h_b = 0,5 \text{ m}$

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 : $n = \frac{A_{pSt}}{A_b}$

Trong đó:

A_{pSt} : Diện tích thép dự ứng lực cần thiết

A_b : Diện tích 1 bó thép tùy vào số tao trong bó: $F_b = m \cdot A_{str}$

m : số tao trong 1 bó

A_{str} : diện tích của 1 tao = 1.4 cm^2

Bổ cấp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Bổ cấp chịu mômen d- ơng chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép cần thiết đ-ợc tăng thêm từ 10-20% để đảm bảo điều kiện chống nứt cho bê tông.

iv.4.4 Tính toán cốt thép DUL

BẢNG TÍNH TOÁN LỰA CHỌN L- ỢNG CỐT THÉP DUL

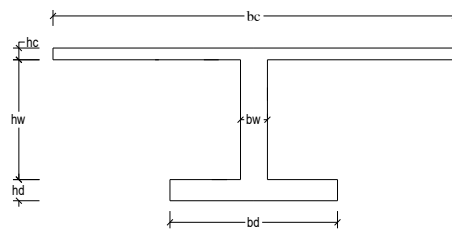
Tiết diện	K/c	M _{max}	M _{min}	Z _{cardhuong}	Z _{can}	f _c	A _{max}	A _{min}	CT tính toán		CT chọn	
	m	KNm	KNm	m	m	Mpa	m ²	m ²	Max	Min	min	max
1	0	0.00	0.00	2.03	2.07	1339	0	0	0	0		
2	14	68743.11	25745.71	2.03	2.07	1339	0.025352661	0.009495094	7.632515156			8
3	16	71598.84	24060.30	2.03	2.07	1339	0.026405865	0.008873511	8.981586854			10
4	20	72445.41	17000.38	2.04	2.07	1339	0.026482679	0.006214549	9.007713781	2.113792107	2	10
5	24	66049.73	4133.85	2.11	2.11	1339	0.023422436	0.001465939	7.96681513	0.498618559	4	10
6	28	52178.18	-14701.68	2.21	2.20	1339	0.01760073	-0.00499982	5.986643004	-1.70061781	6	8
7	32	30669.45	-39694.20	2.36	2.32	1339	0.009713631	-0.01276686	3.303956187	-4.34247104	8	4
8	35.5	5597.81	-66767.14	2.52	2.47	1339	0.001658965	-0.02022037	0.564273818	-6.87767702	10	2
9	39	-25550.70	-98856.45	2.72	2.65	1339	-0.00721161	-0.02790195		-9.49046001	12	
10	42.5	-62924.14	136118.59	2.94	2.85	1339	-0.01647157	-0.03563158		-12.1195852	14	
11	46	106655.85	178722.60	3.20	3.10	1339	-0.02572783	-0.04311198		-14.663938	16	
12	49	149298.19	219620.89	3.45	3.32	1339	-0.03357415	-0.04938831		-16.7987458	18	
13	52	196808.85	264697.65	3.72	3.58	1339	-0.04108511	-0.05525733		-18.7950089	20	
14	55	249246.17	314044.50	4.01	3.86	1339	-0.04826747	-0.06081592		-20.685687	22	
15	58	306730.88	367828.91	4.33	4.16	1339	-0.0550925	-0.06606642		-22.4715728	24	
16	61	368245.24	427265.74	4.67	4.49	1339	-0.06129836	-0.07112296		-24.1914828	26	
17	64	434027.74	493643.59	5.03	4.83	1339	-0.06713124	-0.07635205		-25.9700841	28	
18T	70	573681.94	645024.19	5.63	5.40	1339	-0.07934085	-0.08920756		-28.1549841	30	
18P	70	566496.00	637838.25	5.63	5.40	1339	-0.07834703	-0.08821374		-28.6444134	30	
19	76	432120.68	481752.08	5.03	4.83	1339	-0.06683627	-0.07451278		-25.3444838	28	
20	79	369493.43	412704.08	4.67	4.49	1339	-0.06150614	-0.06869901		-23.3670118	26	
21	81	310854.29	351431.85	4.33	4.16	1339	-0.05583311	-0.06312132		-21.469836	24	
22	84	256153.70	295811.25	4.01	3.86	1339	-0.04960514	-0.05728498		-19.4846874	22	
23	87	205262.40	245745.15	3.72	3.58	1339	-0.04284984	-0.05130087		-17.4492757	20	
24	90	158052.30	201067.65	3.45	3.32	1339	-0.03554278	-0.04521606		-15.3796134	18	
25	93	114557.63	161584.61	3.20	3.10	1339	-0.02763392	-0.0389779		-13.2577896	16	

26	96.5	-68546.63	121732.56	2.94	2.85	1339	-0.01794336	-0.03186577		-10.8386969	14	
27	100	-28318.76	-87589.16	2.72	2.65	1339	-0.00799289	-0.02472179		-8.40877296	12	
28	103.5	5903.63	-58619.40	2.52	2.47	1339	0.001749595	-0.01775284	0.5951005	-6.03837929	10	2
29	107	34254.94	-34666.01	2.36	2.32	1339	0.010849227	-0.01114965	3.690213313	-3.79239676	8	4
30	111	59644.20	-13237.35	2.21	2.20	1339	0.020119168	-0.00450182	6.843254534	-1.53123134	6	8
31	115	77719.43	2034.38	2.11	2.11	1339	0.027560725	0.000721426	9.374396199	0.245383149	4	10
32	119	88650.58	11335.93	2.04	2.07	1339	0.032406538	0.00414389	11.02263213	1.409486528	2	12
33	123	92594.38	14831.38	2.03	2.07	1339	0.034149082	0.005469857	11.6153339	1.860495671		12

iv.4.5 Tính đặc tr- ng hình học các giai đoạn

- ❖ Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc tr- ng hình học của mặt cắt.

Kích th- ớc quy đổi từ tiết diện hộp sang tiết diện T tại tiết diện kiểm toán



Tiết diện	K/c từ gối	bc	hc	bw	h _w	b _d	h _d	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
3	16	13.5	0.356	1.103	1.740	6.54	0.404	2.5
18	70	13.5	0.356	1.008	5.118	5.40	1.026	6.5
33	123	13.5	0.356	1.103	1.740	6.54	0.404	2.5

* Toàn bộ tiết diện làm việc kể cả cốt thép F_T.

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$F_{td} = F_0 + n_T \cdot F_T$$

n_T : Hệ số quy đổi từ thép ra bê tông.

$$n_T = n = E_p/E_c = 197000/35749.53 = 5.51$$

$$F_{td} = F_0 + n*(F_t + F_d) \text{ và } S_0 = n*[F_t*(y_t - a_t) - F_d*(y_d - a_d)] ; c = \frac{S_0}{F_{td}}$$

$$y_d^I = y_d - c \quad \text{và} \quad y_t^I = y_t + c$$

$$J_{td} = J_0 + F_0*c^2 + n*[F_t*(y_t^I - a_t)^2 + F_d*(y_d^I - a_d)^2]$$

$$y_{a-b}^{I-I} = y_t^I - h_c \quad \text{và} \quad y_{c-d}^{I-I} = y_d^I - h_d$$

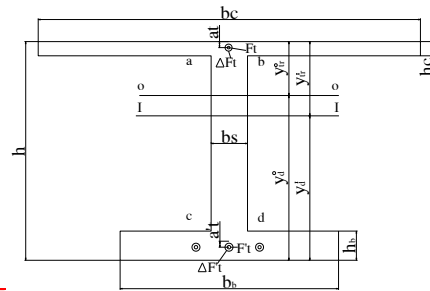
$$S_{a-b}^{I-I} = b_c*h_c*(y_t^I - \frac{h_c}{2}) + n*F_t*(y_t^I - a_t) ; S_{c-d}^{I-I} = b_d*h_d*(y_d^I - \frac{h_d}{2}) + n*F_d*(y_d^I - a_d)$$

$$c^{I-I} = y_d^I - a_d$$

Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luôn cáp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- b_c : Bề rộng bản cánh trên.
- h_c : Chiều cao bản cánh trên.
- b : Chiều dày sàn dầm.
- h_b : Chiều cao sàn dầm.
- b_d : Bề rộng bản đáy.
- h_d : Chiều cao bản đáy.
- h : Chiều cao tiết diện.
- a_t : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía trên tới mép trên tiết diện.
- a_d : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía d-ới tới mép d-ới tiết diện.
- F_d : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía d-ới .
- F_t : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía trên .
- n : Hệ số chuyển đổi vật liệu $n = 5.51$
- 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 d-ới và trên tiết diện
- J_{td} : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- y_{a-b}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ a-b
- S_{a-b}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ a-b đối với trục I-I
- y_{c-d}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ c-d
- S_{c-d}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ c-d đối với trục I-I

e^{I-I} : Độ lệch tâm của lực N_d đối với trục I-I



Bảng tính đặc tr- ng hình học các tiết diện

	Tiết diện		
	TD3	TD18	TD33
Bc	13.500	13.500	13.500
Hc	0.356	0.356	0.356
B	1.103	1.008	1.103
Hb	1.740	5.118	1.740
Bb	6.540	5.400	6.540
Hd	0.404	1.026	0.404
H	2.500	6.500	2.500
At	0.000	0.150	0.150
Ad	0.202	0.000	0.202
ΔFt	0.000	0.270	0.018
ΔFd	0.108	0.000	0.108
Fd	0.035	0.000	0.035
Ft	0.000	0.088	0.006
n	5.510	5.510	5.510
Ftd	9.367	15.505	9.367
Fo	9.260	15.236	9.242

Sx	14.117	50.009	14.074
Yt	0.975	3.218	0.977
Yd	1.525	3.282	1.523
Jo	8.181	96.629	8.168
Ya-b(0-0)	0.619	2.862	0.621
Sa-b(0-0)	3.833	13.782	3.825
Yc-d(0-0)	1.121	2.256	1.119
Sc-d(0-0)	3.352	15.343	3.348
E(0-0)+	1.323	0.000	1.321
E(0-0)-	0.000	3.068	0.000
Fqd	9.454	15.722	9.468
So	-0.257	1.491	-0.230
C	-0.027	0.095	-0.024
Yt(1-1)	0.948	3.313	0.953
Yd(1-1)	1.552	3.187	1.547
Jqd	8.542	101.627	8.546
Ya-b(1-1)	0.592	2.957	0.597
Sa-b(1-1)	3.702	16.601	3.750
Yc-d(1-1)	1.148	2.161	1.143
Sc-d(1-1)	3.566	16.367	3.598
E(1-1)+	1.350	0.000	1.345
E(1-1)-	0.000	3.163	0.803

iv.4.6 Tính mất mát ứng suất tr-óc

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

Trong các cấu kiện kéo sau:

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

Trong đó:

- Δf_{PT} : Tổng mất mát (MPa)
- 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 đảo cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

1 Mất mát do ma sát

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.8 f_u = 1488$ MPa
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- K : hệ số ma sát lắ $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ Là hệ số ma sát.

- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ-ờng cáp thép -st từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết diện	Bó thép	μ	K (1/mm)	f_{pj} MPa	x (mm)	a (rad)	Δf_{pf} MPa
3	C2-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	14500	0.105	52.36
	C2-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	14500	0.105	52.36
	C2-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	14500	0.105	52.36
	C2-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	14500	0.105	52.36
	C2-05-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	2500	0.105	40.94
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							50.07
18	C1-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	6500	0.244	94.05
	C1-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	9500	0.244	96.81
	C1-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	12500	0.244	99.56
	C1-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	15500	0.244	102.30
	C1-05-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	18500	0.244	105.04
	C1-06-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	21500	0.244	107.78
	C1-07-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	24500	0.244	110.51
	C1-08-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	28000	0.244	113.69
	C1-09-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	31500	0.244	116.86
	C1-10-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	35000	0.244	120.02
	C1-11-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	38500	0.244	123.18
	C1-12-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	42500	0.244	126.78
	C1-13-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	46500	0.244	130.37
	C1-14-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	50500	0.244	133.95
	C1-15-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	54500	0.244	137.52
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							114.56
33	C3-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	6500	0.105	44.76
	C3-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	10500	0.105	48.56
	C3-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	14500	0.105	52.36
	C3-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	18500	0.105	56.14
	C3-05-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	22000	0.105	61.45
	C3-06-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	25500	0.105	62.74
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							47.67

2) Mất mát do thiết bị neo

Mất mát do thiết bị neo đ-ợc tính theo công thức sau:

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

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neo

Tiết diện	Bó thép	L (mm)	ΔL (mm)	E MPa	Δf _{pA} MPa
3	C2-01-2	16000	12	197000	147.75
	C2-02-2	19000	12	197000	124.42
	C2-03-2	22000	12	197000	107.45
	C2-04-2	25000	12	197000	94.56
	C2-05-2	14000	12	197000	168.86
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				128.61
12	C1-01-2	12000	6	197000	98.50
	C1-02-2	18000	12	197000	131.33
	C1-03-2	24000	12	197000	98.50
	C1-04-2	30000	12	197000	78.80
	C1-05-2	36000	12	197000	65.67
	C1-06-2	42000	12	197000	56.29
	C1-07-2	48000	12	197000	49.25
	C1-08-2	55000	12	197000	42.98
	C1-09-2	62000	12	197000	38.13
	C1-10-2	69000	12	197000	34.26
	C1-11-2	76000	12	197000	31.11
	C1-12-2	84000	12	197000	28.14
	C1-13-2	92000	12	197000	25.70
	C1-14-2	100000	12	197000	23.64
	C1-15-2	108000	12	197000	21.89
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				54.95
23	C3-01-2	12000	6	197000	98.50
	C3-02-2	20000	12	197000	118.20
	C3-03-2	28000	12	197000	84.43
	C3-04-2	36000	12	197000	65.67
	C3-05-2	43000	12	197000	54.98
	C3-06-2	50000	12	197000	47.28
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				78.18

3) Mất mát do co ngấn đàn hồi

Mất mát do co ngấn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó tr-ớc, và đ-ợc tính theo công thức:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F \cdot e}{I} y + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-ớc giống nhau
 - f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-ớc do lực ứng suất tr-ớc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
 - $F = (0.7f_{pu} - \Delta f_{pt} - \Delta f_{pa})A_{ps}$: Lực nén trong bê tông do ứng suất tr-ớc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
 - e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
 - A, I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
 - E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa) = 197000 (MPa)
 - E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)
- $$E_{ci} = 0.043 \gamma_c \sqrt[1.5]{f_{ci}} = 0.043 \times 2400 \times \sqrt[1.5]{0.8 \times 50} = 35753 \text{ (MPa)}$$
- A_{ps} : Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr-ớc.
 - M_{DC1} : Mômen do trọng l-ợng bản thân kết cấu

Tiết diện	Bó thép	ΣF_i (KN)	A m ²	I m ⁴	e m	M _{dc1} kn.m	f_{cgp} Mpa	E _p /E _{ci}	Δf_{pES} Mpa
3	C2	41361	9.26	8.181	1.323	21598.3	-9.82304	5.51	13.531
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							1.35		
18	C1	376583.4	15.236	96.629	3.068	-504019	-77.4024	5.51	106.62
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							3.55		
33	C3	60143.4	9.242	8.168	1.321	-8149.9	-20.6749	5.51	28.48
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							2.37		

4) Mất mát do co ngót

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

$$\Delta f_{\text{SR}} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ Mpa} \quad (5.9.5.4.2-2)$$

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

5) Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

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

Trong đó:

f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Δf_{cdp} : Thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất tr-óc do tải trọng th-ờng xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện các lực ứng suất tr-óc, đ-ợc tính cùng các mặt cắt tính f_{cgp} (MPa).

$$\Delta f_{\text{cdp}} = \frac{(M_{\text{DC2}} + M_{\text{DW}})}{I_{\text{d}}} e$$

- M_{DC2} = mômen do tính tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{\text{DC2}} = M_{\text{b}}$) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)
- I_{d} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Tiết diện	Bó thép	ΣF_i (KN)	e (m)	M_{DC1} (KN.m)	$M_{\text{DW}} + M_{\text{DC2}}$ (KN.m)	A_x (m^2)	I_x (m^4)	Δf_{cdp} (MPa)	f_{cgp} (MPa)	Δf_{PCR} (MPa)
3	C2	41361	1.350	21598.30	10960.40	9.37	8.54	1.73	-9.83	105.80
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								10.58		
18	C1	376583.4	3.163	-504019	-42712	15.505	101.627	-1.33	-77.05	915.26
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								30.51		
33	C3	60143.4	1.345	-8149.9	29819	9.37	8.54	4.70	-20.44	212.43
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								17.70		

6) Mất mát do tròng dảo cốt thép

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

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

(5.9.5.4c-2)

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d- ới mức $0,6f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (M)

Bảng mất mát trung bình do tròng dảo cốt thép

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2	50.07	1.35	25	10.58	34.60
18	C1	114.56	3.55	25	30.51	27.33
33	C3	47.67	2.37	25	17.70	34.26

Kết quả tính toán tổng hợp mất mát ứng suất trung bình đ- ọc trình bày trong bảng sau:

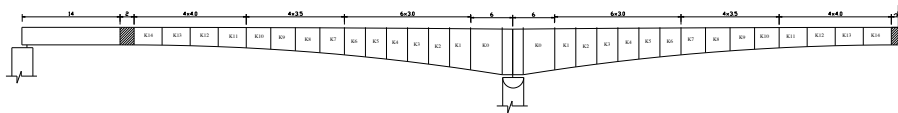
Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF} Mpa	Δf_{pES} Mpa	Δf_{pSR} Mpa	Δf_{pCR} Mpa	Δf_{pR} Mpa	$\Delta f_{lúc\ thôi}$ Mpa	$\Delta f_{lâu\ dài}$ Mpa	Δf_{pT} Mpa
3	C2	50.07	1.35	25	10.58	34.6	180.04	70.18	250.21
18	C1	114.56	3.55	25	30.51	27.33	173.06	82.84	255.9
33	C3	47.67	2.37	25	17.7	34.26	128.22	76.97	205.18

iv.4.7 Kiểm toán tiết diện

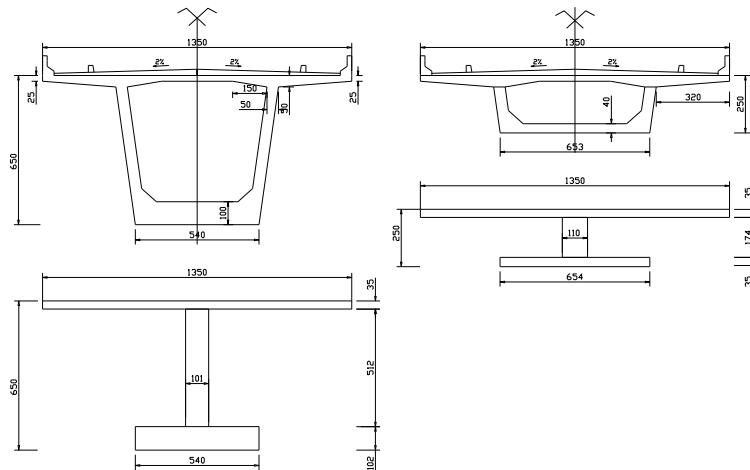
ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải đ- ọc kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc tr- ng: 3,18,33.

Sơ đồ bố trí các tiết diện của 1/2 cầu



Mặt cắt quy đổi tiết diện tại gối và giữa nhịp



IV.7.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]

Đối với kết cấu bê tông cốt thép - st trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Lúc thi công

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ **Giai đoạn 1:** Việc kiểm toán ứng suất trong giai đoạn 1 là một việc khó, do việc thi công các đốt đúc và căng cáp theo nhiều giai đoạn, mác bê tông và mô đun đàn hồi thực tế là biến đổi trên mỗi đốt đúc.

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.8f'_c = 40\text{Mpa}$.

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40 = -24\text{ Mpa}$

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.58\text{ Mpa}$

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất tr-óc hoàn toàn [5.9.4.2]

- ứng suất nén đối với cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất tr- ốc có hiệu và các tải trọng th- ờng xuyên gây ra:

$$-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5 \text{ Mpa}$$

- ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355 \text{ Mpa}$$

IV.4.7.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen d- ơng (vị trí hợp long)

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép đến đổ đúc hẫng cuối :

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_d} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_g} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_g} y_t^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

b.Thớ d- ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F _t KN	F _b KN	A m ²	I m ⁴	c _t m	c _b m	M _{bt} KNm	Y _b m	Y _t m	f _{tg} MPa	f _{bg} MPa	Duyệt
3	0.00	32985.76	9.26	8.181	0.00	1.32	17278.7	1.525	0.975	-0.42	-8.48	Đạt
33	0.00	41411.07	9.24	8.168	0.00	1.32	-6519.9	1.523	0.977	1.51	-15.90	Đạt

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{-F_t^2 e_t + F_b^2 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \geq -0.45 f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d- ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F_t KN	F_b KN	A m ²	I_g m ⁴	I_c m ⁴	e_t m	e_b m	M_{bt} KNm	$M_{HT}+M_{TT2}$ KNm
3	0.00	30922.59	9.45	8.18	8.54	0.00	1.32	17278.70	13549.00
33	0.00	38695.74	9.47	8.17	8.55	0.00	1.32	-6519.90	27748.00
Tiết diện	Y_{b1} m	Y_{t1} m	Y_{b2} m	Y_{t2} m	f_{lg} MPa	f_{bg} MPa	Duyệt		
3	1.53	0.98	1.55	0.95	-1.96	-2.12	Đạt		
33	1.52	0.98	1.55	0.95	-0.29	-9.81	Đạt		

IV.4.7.1.2 Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen âm(vị trí trụ)

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a.Thớ trên:

$$f_{lg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \leq 0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ (MPa)}$$

b.Thớ d- ối:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \geq -0.6 f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F_t KN	A m ²	I m ⁴	e_t m	e_b m	M_{bt} KNm	Y_b m	Y_t m	f_{lg} MPa	f_{bg} MPa	Duyệt
18	99572.53	15.236	96.629	3.068	0.00	-403215	3.282	3.218	-22.1	-9.85	Đạt

2.Giai đoạn khai thác:

c.Thớ trên

$$f_{lg} = -\frac{F_t^2}{A_{t0}} - \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \leq 0.5 \sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

d.Thớ d- ối.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \geq 0.45 f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

Tiết diện	F_t KN	A m^2	I_g m^4	I_c m^4	e_t m	M_{bt} KNm	$M_{HT}+M_{TT2}$ KNm
18	92265.93	15.24	96.63	101.627	3.07	-403215.00	-34045.00
Tiết diện	Y_{b1} m	Y_{t1} m	Y_{b2} m	Y_{t2} m	f_{tg} MPa	f_{bg} MPa	Duyệt
18	3.28	3.22	3.187	3.313	-1.32	-2.3	Đạt

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ốc phía d- ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr- ốc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M_{bt} = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tùy theo tiết diện chịu mômen d- ơng âm)
- A_0 = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_0 = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ốc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr- ốc 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 = C- ờng độ qui định của bê tông 28 ngày

Kết quả kiểm toán nh- sau:

KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi căng kéo cốt thép

Tiết diện	F_t KN	F_b KN	A m^2	I m^4	e_t m	e_b m	M_{bt} KNm	Y_b m	Y_t m	f_{tg} MPa	f_{bg} MPa	Duyệt
3	0.00	32985.76	9.26	8.18	0.00	1.13	17278.70	1.53	0.98	-1.18	-7.28	Đạt
18	99572.53	0.00	15.24	96.63	3.07	0.00	-403215.00	3.28	3.22	-22.1	-9.85	Đạt
33	0.00	41411.07	9.24	8.17	0.00	1.32	-6519.90	1.52	0.98	1.51	-15.90	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ốc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ốc : 3.5355 (Mpa)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi khai thác

Tiết diện	F_t KN	F_b KN	A m^2	I_g m^4	I_c m^4	e_t m	e_b m	M_{bt} KNm
3	0.00	30922.59	9.45	8.18	8.54	0.00	1.32	17278.70
18	92265.93	0.00	15.24	96.63	101.63	3.07	0.00	-403215.00
33	0.00	38695.74	9.47	8.17	8.55	0.00	1.32	-6519.90
Tiết diện	$M_{HT}+M_{TT2}$ KNm	Y_{b1} m	Y_{t1} m	Y_{b2} m	Y_{t2} m	f_{tg} MPa	f_{bg} MPa	Duyệt
3	13549.00	1.53	0.98	1.55	0.95	-1.96	-2.12	Đạt
18	-34045.00	3.28	3.22	3.19	3.31	-1.32	-2.3	Đạt
33	27748.00	1.52	0.98	1.55	0.95	-0.29	-9.81	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ốc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ốc : 3.5355 (Mpa)

IV.4.7.2 KIỂM TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN C- ỜNG ĐỘ I

- Kiểm toán theo các nội dung sau:
 - + Kiểm tra sức kháng uốn tính toán.
 - + Kiểm tra giới hạn cốt thép.
 - + Kiểm tra sức kháng cắt tính toán.
- Kiểm toán cho một số tiết diện sau:
 - + Tiết diện 3 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d- ơng lớn.
 - + Tiết diện 18 trên đỉnh trụ.
 - + Tiết diện 33 gần giữa nhịp có mômen d- ơng lớn.

Nội lực theo TTGH c- ờng độ 1 tại các tiết diện.

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		Q_{max} (KN)	Q_{min} (KN)	M_{max} (KN.m)	M_{min} (KN.m)
1	3	1275.01	-1628.00	71598.84	24060.30
2	18	27903.67	24106.45	-573681.94	-645024.19
3	33	2946.41	5.35	92594.38	14831.38

IV.4.7.2.1 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 GHCCI (MPa)

- φ : Hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2

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

- M_n : Sức kháng danh định của tiết diện (MPa)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b_w \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

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

- a : chiều dày của khối ứng suất t-ơng đ-ơng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

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

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

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

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

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

$$(5.7.3.1.1-2)$$

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

$$d_p = h - a_T (a'_T)$$

Trong đó:

h: Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150\text{mm}$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

$a'_T = 200\text{mm}$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu nén đến mép chịu nén.

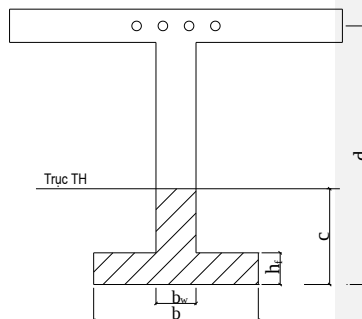
- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

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.

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

Tr-ờng hợp trục trung hoà đi qua cánh ($c < h$), khi đó tính toán nh- tiết diện chữ nhật với bề rộng là b.

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



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

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén

- b : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kết quả tính toán kiểm tra nh- sau

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	A_{ps} (m ²)	d_p (m)	b_w (m)	b (m)	h_f (m)	c (m)	f_{ps} (KN/m ²)	a (m)	M_n (KNm)	M_u (KNm)	$M_n > M_u$
3	0.0294	2.30	1.10	13.5	0.35	0.135	1829.36	0.094	78767.42	121180.65	Đạt
18	0.0882	6.35	1.01	5.4	1.02	0.987	1779.06	0.684	612791.28	942755.81	Đạt
3	0.0353	2.30	1.10	6.54	0.35	0.327	1785.87	0.227	94599.7	137845.68	Đạt

IV.4.7.2.2 Kiểm tra hàm l- ợng thép DƯL

a) Kiểm tra l- ợng thép tối đa theo công thức :

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

Trong đó :

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- d_e : Khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} d_p}{A_{ps} \cdot f_{ps}} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

Tiết diện	d _e (m)	c (m)	c/d _e	Duyệt
3	2.3	0.135	0.06	Đạt
18	6.35	0.987	0.16	Đạt
3	2.3	0.327	0.14	Đạt

b) Kiểm tra hàm l- ợng thép tối thiểu :

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

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

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (5.4.2.6)$$

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 f'_c=50 (MPa)=50000(KN/m²)

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50000} = 140.87 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (KN/m²)

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

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr- ốc có hiệu (KN/m²)

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m², m⁴)
- M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ốc (m²)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)
- ϕ : hệ số sức kháng đ- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

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

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u$$

(3.4.1.1)

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

Bảng kiểm tra hàm l- ợng cốt thép

Tiết diện	A	I	y_b	y_t	e	f_r	f_d	f_{pe}	M_{cr}
	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m)	(m)	(MPa)	(Mpa)	(Mpa)	(kNm)
3	8.93	8.542	10278.00	1.552	0.948	1.35	4.454	1867.41	-1921.48
18	15.40	101.627	403215.00	3.187	3.313	3.163	4.454	12644.73	-2575.35
33	8.93	8.546	6519.90	1.547	0.953	1.345	4.454	1180.23	-2240.83

Bảng kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n	$1.2 M_{cr}$	$1.33 M_u$	Duyệt
	KNm	KNm	KNm	
3	121180.65	40919.89	95226.46	Đạt
18	942755.81	560091.34	762996.98	Đạt
33	137845.68	36766.01	123150.53	Đạt

IV.4.7.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 19, 46) và các tiết diện (8, 10) tại trụ nhỏ do đó có thể bỏ qua kiểm toán sức kháng cắt ta tiến hành kiểm toán cho tiết diện 32 có lực cắt lớn nhất.

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH c-ờng độ 1

ϕ : hệ số sức kháng cắt đ-ợc xác định theo điều 5.5.4.2.1, $\phi = 0.9$

V_n : sức kháng cắt danh định đ-ợc xác định theo quy định (điều 5.8.3.3)

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

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

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

Trong đó:

b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)

d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ-ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)

s : Cự li cốt thép đai (mm), đ-ợc chọn dựa trên tính toán chịu lực cắt và yêu cầu về cấu tạo, lấy giá trị nhỏ hơn của $h/3$ và 300mm,(đối với đoạn gần gối có lực cắt lớn)

β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ-ợc qui định trong điều 5.8.3.4

θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ-ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ).

Khi tính, giả thiết tr-ớc góc θ , sau đó tính các giá trị để tra bảng ng-ợc lại θ

và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận được, nếu không thì giả thiết lại.

α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ). Cốt đai thẳng đứng, $\alpha = 90$.

A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2)

$$A_v(\min) = 0.083 \times \sqrt{f_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất tr-óc có hiệu trên h-ớng lực cắt tác dụng, là d-ong nếu ng-ợc chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

Công thức tính toán :
$$V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \sin \gamma_i$$

Trong đó:

A_{str} : diện tích thép ứng suất tr-óc trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

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

γ_i : góc lệch của cáp i so với ph-ong ngang, bằng độ dốc mặt cầu và có giá trị rất nhỏ nên trong tính toán coi nh- =0

Vậy giá trị V_p có thể bỏ qua trong tính toán.

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

+ Chiều cao chịu cắt có hiệu lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hiệu ứng lực do kéo và nén do uốn, tức là:

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - \frac{a}{2} \end{cases} \quad \text{với } a = \beta_1 \cdot c \text{ là chiều dày khối ứng suất t-ơng}$$

đ-ơng

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.
- d_e : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)
- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy b bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (m)	$0.72h$ (m)	$d_e - 0.5a$ (m)	d_v (m)	b_v (m)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$
3	2.07	1.80	2.25	2.25	1.1	30980.54	1007.74
18	5.72	4.68	6.01	6.01	1.01	75852.79	2467.36
33	2.07	1.80	2.19	2.19	1.1	30065.70	977.99

a. *Xác định θ và β*

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

▪ ứng suất cắt trong bê tông :

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

trong đó :

- ϕ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2
- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do Q
max

Tiết diện	V_u	b_v (m)	d_v (m)	φ	v	$\frac{v}{f'_c}$
	(KN)				(KN)	
3	1275.10	1.1	2.25	0.9	571.64	11.433
18	27903.67	1.01	6.01	0.9	5109.25	102.185
33	2946.41	1.1	2.19	0.9	1361.10	27.222

Do Q min

Tiết diện	V_u	b_v (mm)	d_v (mm)	φ	v	$\frac{v}{f'_c}$
	(N)				(KN)	
3	1628.00	1.1	2.25	0.9	729.85	14.597
18	24106.45	1.01	6.01	0.9	4413.97	88.279
33	5.35	1.1	2.19	0.9	2.47	0.049

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

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

Trong đó:

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

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

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

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = f_{pj} - \frac{1}{n} \sum \Delta f_{pT}$$

- f_{pc} : ứng suất nén tại trọng tâm tiết diện

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

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

- A : diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ọc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ốc góc $\theta=27^\circ=27*3.14/180=0.471$ (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ọc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ọc, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➤ Xác định f_p

Do Q_{max}

Tiết diện	F (KN)	A_c (m^2)	f_{pc} (MPa)	f_{pc} (MPa)	E_p (MPa)	E_c (MPa)	f_{po} (MPa)
3	30922.59	9.367	3.30	1088.99	197000	35750	1107.18
18	92266.02	15.505	5.95	1083.30	197000	35750	1116.09
33	38695.74	9.367	4.13	1134.02	197000	35750	1156.78

Do Q_{min}

Tiết diện	F (KN)	A_{ps} (m^2)	f_{pc} (MPa)	f_{pc} (MPa)	E_p (MPa)	E_c (MPa)	f_{po} (MPa)
3	32985.76	9.367	3.52	1159.16	197000	35750	1178.57
18	99572.53	15.505	6.42	1166.14	197000	35750	1201.53
33	41411.07	9.367	4.42	1210.98	197000	35750	1235.34

➤ Xác định ε_x

Do Q_{max}							
Tiết diện	M_u (KNm)	d_v (m)	V_u (KN)	θ rad	A_{ps} (m ²)	f_{no} (MPa)	ε_x
3	71598.84	2.25	1275.10	0.471	0.0588	1107.18	-0.0028
18	573681.94	6.01	27903.67	0.471	0.1764	1116.09	-0.0021
33	92594.38	2.19	2946.41	0.471	0.0706	1156.78	-0.0026

Do Q_{min}							
Tiết diện	M_u (KNm)	d_v (m)	V_u (KN)	q	A_{ps} (mm ²)	f_{no} (N)	ε_x
				rad			
3	71598.84	2.25	1628.00	0.471	0.0588	1178.57	-0.0031
18	573681.94	6.01	24106.45	0.471	0.1764	1201.53	-0.0027
33	92594.38	2.19	5.35	0.471	0.0706	1235.34	-0.0032

➤ Xác định β và θ

Do Q_{max}			
ε_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-2.77E-03	11.4328	2	28
-2.13E-03	102.1850	1	29
-2.62E-03	27.2220	2	28

Do Q_{min}			
ε_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra β	Tra ra θ
-3.10E-03	14.5970	2	28
-2.67E-03	88.2794	2	28
-3.23E-03	0.0494	7	27

b. Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 20$ có 2 lớp trên một s-ôn có diện tích $A_v=628 \text{ mm}^2$, cự ly giữa các thanh thép ngang là $s=200 \text{ mm}$

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s .

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

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

Kết quả tính toán nh- sau:

Do $Q_{\max}$								
Tiết diện	A_v m ²	f_v Mpa	d_v m	b_v m	a rad	q rad	s m	V_s KN
3	0.0006284	1674	2.25	1.1	1.57	0.489	0.2	22297.56
18	0.0006284	1674	6.01	1.01	1.57	0.506	0.2	57034.99
33	0.0006284	1674	2.19	1.1	1.57	0.489	0.2	21639.12

Do $Q_{\min}$								
Tiết diện	A_v m ²	f_v Mpa	d_v m	b_v m	a rad	q rad	s m	V_s KN
3	0.0006284	1674	2.25	1.1	1.57	0.489	0.2	22297.56
18	0.0006284	1674	6.01	1.01	1.57	0.489	0.2	59458.11
33	0.0006284	1674	2.19	1.1	1.57	0.471	0.2	22580.85

c. *Tính sức kháng danh định của tiết diện .*

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

$$V_n = \min \left\{ V_c + V_s + V_p \right. \\ \left. 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \right.$$

Kiểm tra theo công thức :

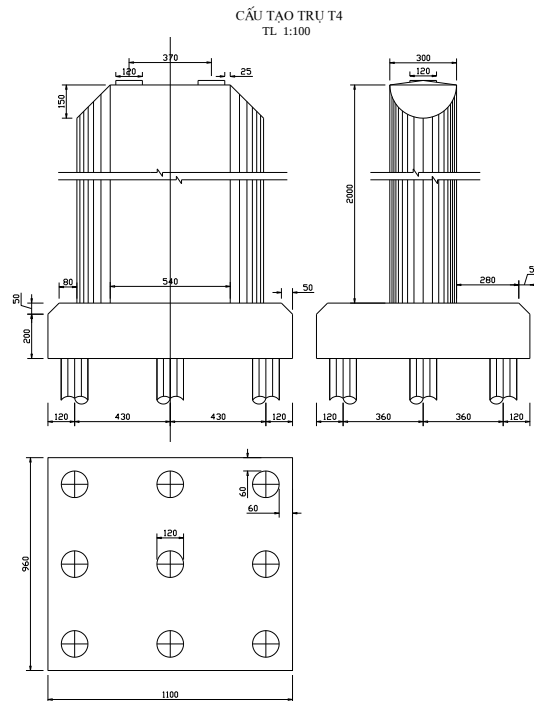
$$V_u \leq \phi V_n$$

Do $Q_{\max}$								
Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c + V_s + V_p$ (KN)	$0.25 f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$ đạt
3	1007.74	22297.56	23305.30	30980.54	23305.30	20974.77	1275.10	đạt
18	2467.36	57034.99	59502.35	75852.79	59502.35	53552.11	27903.67	đạt
33	977.99	21639.12	22617.10	30065.70	22617.10	20355.39	2946.41	đạt

Do $Q_{\min}$								
Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c + V_s + V_p$ (KN)	$0.25 f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$ đạt
3	1007.74	22297.56	23305.30	30980.54	23305.30	20974.77	1628.00	đạt
12	2467.36	59458.11	61925.47	75852.79	61925.47	55732.93	24106.45	đạt
23	977.99	22580.85	23558.84	30065.70	23558.84	21202.96	5.35	đạt

V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

V.1 Kích thước hình học của trụ.



V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.

I. Số liệu tính toán :

Bê tông trụ 300#, f_c Mpa.

Đ-ờng kính $t_h = 30$ Mpa.

Thép CIII, $f_y = 400$ anh cốt thép $D = 25$ mm.

Cao độ đỉnh trụ: +8.90 m

Cao độ đỉnh móng : -12.10m

Cao độ đáy móng : -14.60m

Mực n-ớc cao nhất : +6.50m

Mực n-ớc thấp nhất : -4.50 m

Mực n-ớc thông thuyền : +2.00 m

2. Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phân tích toán trực 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	I M
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n-ớc	WA

Tổ hợp tải trọng

Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

TTGH	Hệ số tải trọng γ_i						
	γ_{DC}	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
C- ồng độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ

1) Tĩnh tải:

Tĩnh tải tác dụng lên trụ có thể chia riêng thành các tải trọng nh- sau:

a) *Tĩnh tải phần 1:*

Tĩnh tải nhịp phần 1 bao gồm trọng l- ợng bản thân của toàn bộ kết nhịp dầm. (DC1)

Giá trị này ta lấy kết quả xuất từ MIDAS (reaction) tại vị trí trụ.

$$N_{DC1} = 32533.19 \text{ KN}$$

b) *Tính tải phần 2:*

Tính tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng lượng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng như một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)

$$N_{DW} = 3098.5 \text{ KN}$$

$$N_{DB} = 1308.9 \text{ KN}$$

c) *Tính tải bản thân trụ DC:*

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng như 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 lượng riêng tương ứng thành phần thứ i.

Bảng tính tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích	Trọng lượng	Lực tác dụng (KN)	
		(m ³)	(KN)	Tại đỉnh	Tại đáy
				bộ móng	Bộ móng
1	Bộ trụ	258.85	6212.40	0.00	6212.40
2	Thân trụ	488.67	11728.08	11728.08	11728.08
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.82	18.82	18.82
<i>Tổng cộng DC</i>		748.30	17959.30	11746.90	17959.30

2) Hoạt tải

a) Theo phương dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

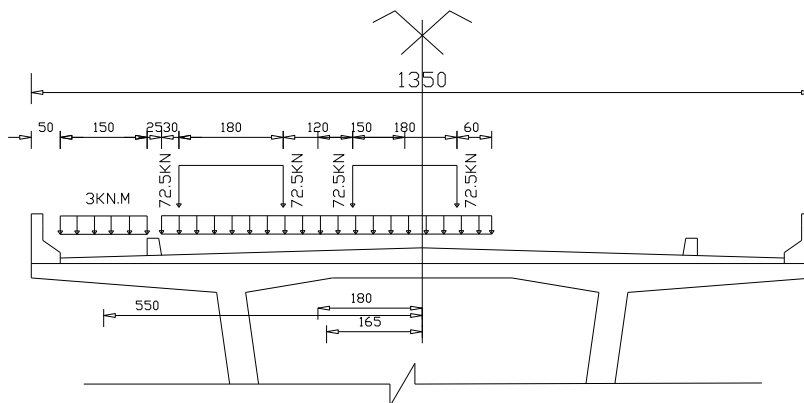
Gồm :

- Tải trọng người: $q_{ng} = 0.3 \times 1.5 = 0.45 \text{ KN/m}^2$
- 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 :..... $N_{LL} = 2805.5 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng-ời :..... $N_{người} = 962.8 \text{ KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 3768.3 \text{ KN}$

b) Theo ph-ơng ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.05 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 0.9 m

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 : 5.50

3) Tải trọng hãm xe(BR):

- Đọc 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 đi đặt trong tất cả các làn thiết kế đi một chiều theo điều 3.6.1.1.1 và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải đi một chiều đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương lai.

- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2

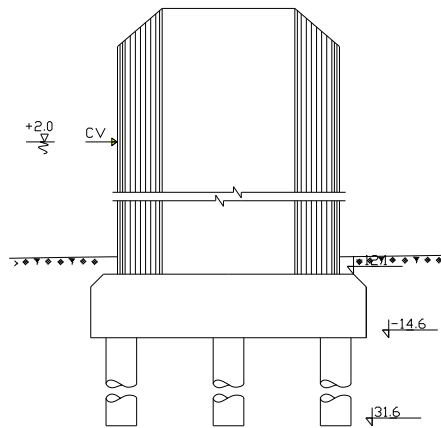
- Vị trí lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đường : $h_{BR} = 1.8m$

- Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times (35 + 145 + 145) \times 2 \times 0.9 = 146.25 \text{ (KN)}$

Kết quả tính toán như sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	27.5	30
H_y	146.25	146.25
M_x	4285.13	4650.75

4) Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ-ờng sông : cấp II
- Theo quy trình 22TCN – 272-05 (điều 3.14) và dựa vào cấp sông, tra bảng 3.14.2-1 để có tải trọng tàu thiết kế. Loại tàu tự hành 1000DWT
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1): $V = 3.3 + V_s = 3.3 + 1.4 = 4.7 \text{ m/s}$.

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 phần d-ới 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 :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

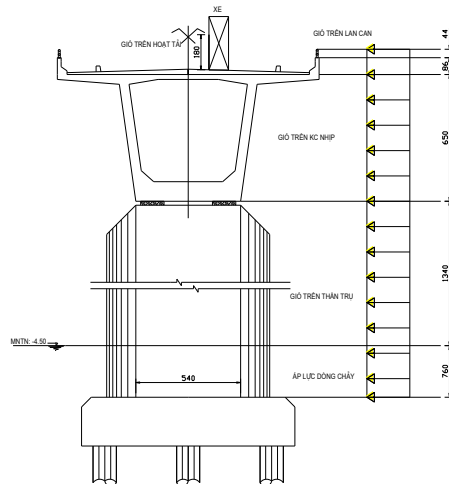
trong đó :

- P_s : là lực va tĩnh t-ơng đ-ương (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	14.1	16.6
H_v KN	17835.25	17835.25
H_x KN	8917.62	8917.62
M_v KNm	251476.97	296065.08
M_x KNm	125738.48	148032.54

5) Tải trọng gió (WL,WS)

❖ Tính với mức n-ớc thấp nhất



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải 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 n-ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n-ớc là 10 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.09 \times 53 = 57.77 \text{ m/s}$$

➤ Tải trọng gió theo ph-ơng ngang cầu:

Tải trọng gió được đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức :

$$P_{\Delta} = 0,0006.V^2.A_t.C_d / 1.8A_t \text{ (KN)} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

Trong đó :

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo ph- ơng trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m²). 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 10⁰ theo quy định của phần chú giải. C_d = 1.296
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d} = \frac{13.5}{7} = 1.928$

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)=13.5 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)=7 m

- Z₁ : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bộ móng
- Z₂ : Cánh tay đòn tính đến đáy bộ móng
- Diện tích chắn gió của lan can: A_{lc} = (L₁+L₂). 0.5. h_{lc}

h_{lc} - Chiều cao của lan can, h_{lc} = 0.865 (m)

$$\Rightarrow A_{lc} = (70 + 100) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 73.53 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp : F_{nhịp} = (L₁. h₁ + L₂. h₂). 0.5

h₁, h₂ - Chiều cao bình quân của nhịp 65 (m) và 100 (m)

$$h_1 = (6.5 + 2.5) / 2 = 4.5 \text{ (m)} ; h_2 = 4.5 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow A_{nhịp} = (70 + 100) \cdot 4.5 \cdot 0.5 = 382.5 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Diện tích phần trụ cao hơn mực n- ớc A_{trụ} = H.B

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng dọc cầu (quy đổi về hình HCN) B=4.7 m

$$A_{trụ} = 13.4 \cdot 4.7 = 62.98 \text{ (m}^2\text{)}$$

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	Z_1	Z_2
	m^2		KN	KN	KN	m	M
Kết cấu nhịp	382.5	1.296	688.50	992.64	992.64	24.25	26.75
Lan can	73.53	1.296	132.35	190.82	190.82	27.93	30.43
Thân trụ	62.98	1	113.36	126.11	126.11	14.3	16.8

➤ **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 phần trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc. Tuy nhiên trong tr-ờng hợp này, cầu thiết kế không thuộc các dạng trên nên không xét tới tải trọng gió dọc.

➤ **Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)**

Theo quy định của điều 3.8.1.3 của quy trình 22TCN 272-05, khi xét tổ hợp tải trọng c-ờng độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.5 KN/m, tác dụng theo h-ớng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đ-ờng. Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75KN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đ-ờng.

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo ph-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 bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{01}	432.82	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_1	4328.22	KN
Tính tại mặt cắt đáy bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{02}	491.00	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_2	4909.97	KN

V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngầm vào bộ móng (Tiết diện II)
- Tiết diện đáy bộ móng (Tiết diện III)

Ta có bảng tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ nh- sau:

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bộ móng

STT	Tải trọng	N	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		(KN)	N_x (KN)	Z_1 (KN)	M_y (KNm)	N_y (KN)	Z_1 (KN)	M_x (KNm)
1	Tính tải bản thân trụ DC1	11746.90						
2	Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	33842.09						
3	Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	3098.50						
4	Hoạt tải LL+WL	3768.30					1.31	4936.47
5a	2 làn người bộ hành PL	962.80						
5b	1 làn người bộ hành PL	481.40					4.75	2286.65
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	26.05	1465.31	112.50	26.05	2930.63
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					190.82	27.93	5329.62
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					992.64	24.25	24071.56
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					126.11	14.30	1803.41
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		146.25	29.30	4285.13			

8	Lực va tàu CV		8917.62	14.10	251476.97	17835.25	14.10	251476.97
9	áp lực đẩy nổi WA	-4328.22						

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)	69,913.41	255.94	7,498.97	0	8,638.83
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	69,070.96	255.94	7,498.97	0	12,640.47
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)	49,090.37	163.13	4,724.72	426.62	15,177.04
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)	48,608.97	163.13	4,724.72	426.62	17,463.69

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	Tính tải bản thân trụ DC1	17959.30						
2	Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	33842.09						
3	Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	3098.50						
4	Hoạt tải LL+WL	3768.30					1.31	4936.47
5a	2 lần ngồi bộ hành PL	962.80						
5b	1 lần ngồi bộ hành PL	481.40					4.75	4573.30
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	28.55	1605.94	112.50	28.55	3211.88
6b	Tải trọng gió							

	ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					190.82	30.43	5806.67
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					992.64	26.75	26553.16
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					126.11	16.80	2118.69
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe dọc cầu BR		146.25	31.80	4650.75			
8	Lực va tàu CV		8917.62	16.60	148032.54	17835.25	16.60	296065.08
9	áp lực đẩy nổi WA	-4328.22						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tổ hợp	N	N _x	M _y	N _y (KN)	M _x
	(KN)	(KN)	(KNm)		(KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	77678.91	255.94	8138.81	0.00	8638.83
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	76836.46	255.94	8138.81	0.00	16642.10
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)	55302.77	163.13	5132.53	0.00	16243.59
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)	54821.37	163.13	5132.53	0.00	20816.89

V.5 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng

1. Vật liệu sử dụng:

- Bê tông 300#, $f_c = 30 \text{ Mpa}$.
- Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400 \text{ Mpa}$.
- Đường kính thanh cốt thép $D = 25 \text{ mm}$.
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100 mm

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

V.5.1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

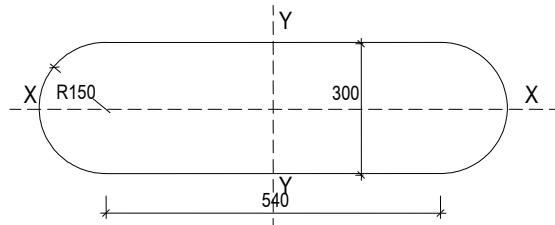
Một cột mảnh thường bị uốn ngang do tác dụng của tải trọng. Điều này làm tăng Mômen trong cột lên và do đó làm yếu cột. Theo Điều 5.7.4.3 TCVN-272-01 Đối với cấu kiện không có giằng liên kết, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi tỷ số độ mảnh

$$\frac{KL_u}{r_x} < 22$$

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 T4 như sau:



$$A = 23.27 \text{ m}^2$$

$$I_x = 17.46 \text{ m}^4$$

$$I_y = 116.82 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{17.46}{23.27}} = 0.87 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{116.82}{23.27}} = 2.24 \text{ m}$$

- Theo ph-ong x, coi trụ là một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do theo ph-ong x.

$$\Rightarrow K=0.8$$

L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 21 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{0.8 \times 21}{2.24} = 7.5 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong x.

- Theo ph-ong y ta cũng coi trụ nh- một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{0.8 \times 21}{0.87} = 19.3 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong y.

V.5.2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ **Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo nh- sau:**

Chọn bố trí cốt thép theo cả hai ph-ong ta chọn đ-ờng kính cốt thép là $\phi 28$.

Trong ‘Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI’ trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của Δ_t là từ 1-2%, trong đó Δ_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 $\Delta_t = 0.009$

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.009 \times 2327\ 0000 = 209430\ \text{mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph- ơng ta chọn đ- ồng kính cốt thép là $\phi 28$

$$\text{Số l- ượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{209430}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = 338.5 \text{ thanh}$$

Vậy bố trí 340 thanh cốt thép D28

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài Tiết diện là 10cm,

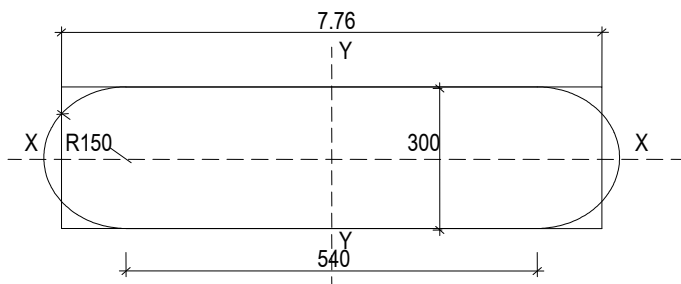
Cốt đai chọn $\phi 16$ khoảng cách giữa các thanh cốt đai là 200 mm

V.5.3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột

a. Quy đổi tiết diện tính toán.

Tiết diện trụ đ- ọc vát cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi tiết diện về hình chữ nhật (chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực) để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết

Kích th- ớc tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



b. Tính toán tỉ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài:

Diện tích cốt thép theo hai cạnh tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 100mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 128.5 mm (100 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đường kính cốt đai, 14 mm bán kính cốt chủ).

Tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài là :

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 130}{3000} = 0.913$$

$$\gamma_y = \frac{7760 - 2 \times 130}{7760} = 0.966$$

V.6 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- òng hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông đ- ợc lấy nh- sau:

+ Đối với ứng suất nén: $0,4 f_c' = 0,4 \times 30 = 12 \text{ Mpa} = 12000 \text{ KN/m}^2$

+ Đối với ứng suất kéo : không cho phép đối với trụ.

Công thức kiểm tra :

$$0 \leq f = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \leq 0,4. f_c'$$

Trong đó:

N, M_n, M_d : lần l- ợt là lực dọc, mômen theo ph- ơng ngang cầu, dọc cầu tại vị trí mặt cắt tính toán với tổ hợp tải trọng theo TTGH sử dụng.

A, I_x, I_y lần l- ợt là diện tích, mômen quán tính theo ph- ơng x, mômen quán tính theo ph- ơng y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng d- ối.

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	3.88	1.5	23.27	17.46	116.82	49,090.37	15177.04	4,724.72	3,570.39	12,000	Đạt
2	3.88	1.5	23.27	17.46	116.82	48,608.97	17643.69	4,724.72	3,746.15	12,000	Đạt

V.7 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

c.Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \varphi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Trong đó :

- P_r : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
- P_n : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
- f'_c : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
- A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm²), $A_g = 23.27 \text{ m}^2$
- A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.20948 \text{ m}^2$
- φ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.75$
- f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P_n = 0.8 [0.85 \times 30000 (23.27 - 0.20948) + 400000 \times 0.20948] = 114061.17 \text{ KN}$$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- ờng hợp	TTGHCD I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	69913.41	85545.87	Đạt
(II)	69070.96	85545.87	Đạt

d. Kiểm toán sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Ta có : $0.1f_c A_g = 0.1 \times 30 \times 23.27 \times 1000 = 69956 \text{ KN}$

giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục N_z ở trong các tổ hợp ở TTGHCB, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (5.7.4.5-3)$$

ở đây :

- M_{ux} : Mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)
- M_{uy} : Mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)
- M_{rx} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph-ơng X đã tính toán ở trên (N.mm)
- M_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph-ơng Y đã tính toán ở trên (N.mm)

❖ **Xác định M_{rx} , M_{ry} : sức kháng tính toán theo trục x,y (Nmm)**

$$M_{rx} = \varphi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

T-ương 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.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0.20948 \times 400}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 7.76} = 0.83$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0.20948 \times 400}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 3} = 2.15$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0.83 \times 0.85 = 0.706$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 2.15 \times 0.85 = 1.828$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 \times 0.20948 \times 400 \times 10^3 \left(3 - 0.13 - \frac{0.706}{2} \right) = 316281.19 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 \times 0.20948 \times 400 \times 10^3 \left(7.76 - 0.13 - \frac{1.828}{2} \right) = 843919.13 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các trường hợp	M_x	M_y	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	8,638.83	7,498.97	316281.19	843919.13	0.04	Đạt
(II)	12,640.47	7,498.97	316281.19	843919.13	0.05	Đạt

V.8 Kiểm toán cọc

Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn bền vững. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định được, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

V.8.1 Xác định loại móng cọc.

Kiểm tra điều kiện : $h > 0.7h_{\min}$

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 4.7 \text{ m}$.

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó :

- φ, γ là góc nội ma sát và trọng lượng đơn vị thể tích của lớp đất từ đáy đài trở lên.

- $\sum H$ là tổng tải trọng nằm ngang.
- b là bề rộng đáy đài theo phương thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

e.Theo phương trục y:

$$H_{\max} = 9120.12 \text{ KN} = 912 \text{ T}$$

$$b = 11 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{912}{1.8 \times 11}} = 3.92 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 3.92 = 2.75 \text{ m} < h = 4.7 \text{ m.}$$

f.Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 19297.32 \text{ KN} = 1930 \text{ T}$$

$$b = 9.6 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{1930}{1.8 \times 9.6}} = 6.1 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 6.1 = 4.27 \text{ m} < h = 4.7 \text{ m.}$$

Kết luận: theo cả hai phương móng đều có thể đi- ọc tính toán nh- đối với móng cọc đài thấp.

V.8.2 Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

V.8.2.1 Tính toán sức kháng đỡ của cọc

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đ- ờng kính $D = 1,2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và lớp Sét cát pha có góc ma sát $\varphi_f = 30^\circ$.

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực 18 ϕ 25 có c- ờng độ 400MPa. Đai tròn $\phi 15$ a200.

a. Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đ- ợc bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

$$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ- ợc nhồi bê tông theo ph- ơng 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 $F_b = 1.13 \text{ m}^2$
- R_b : C- ờng độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : C- ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,155 \times \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 1169,22 \text{ (T)}$$

b. Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ - bùn sét
- Lớp 2: á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granits

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp} = 0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$(10.7.3.5-2)$$

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

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

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400\text{mm}$.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6\text{mm}$.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000\text{mm}$.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1800\text{mm}$.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400\text{mm}$.

Tính đ-ợc : $d = 1.6$

$$K_{sp} = 2.86$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 2.86 \times 1,6 = 412.86 \text{ Mp} = 412862 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 41286 \times 3.14 \times 1200^2 / 4 = 1782 \times 10^6 \text{ N} = 1782 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc đ-ợc quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

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

Trong đó:

β hệ số kể đến tải trọng ngang;

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

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

$$P_{\text{cọc}} = \min(P_{\text{vl}}, P_{\text{nd}}) = 1169.22 \text{ T}$$

c. *Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:*

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:

$$P_{\text{max}} \leq P_c$$

Trong đó:

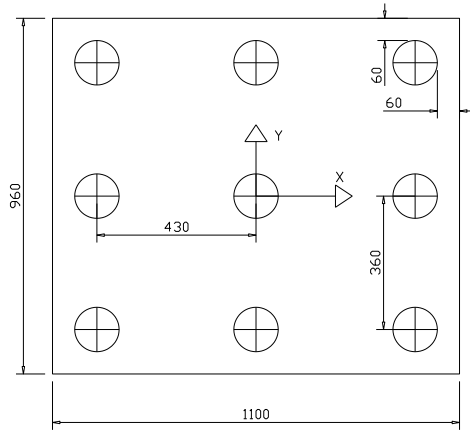
- P_{max} : Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức

$$P_{\text{max}} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\text{max}}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\text{max}}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó :

- P : tổng lực đứng tại đáy đài .
- n : số cọc, $n = 9$
- x_i, y_i : tọa độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm M_x, M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 phương x, y .



Kiểm toán cọc với $P_c=11692.2KN$

III.4. Kiểm toán cọc (TTGHCD1)

$$\begin{aligned} N_Z &= 76836.46 \text{ KN} \\ M_X &= 16642.10 \text{ KNm} \\ M_Y &= 8138.81 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X_i^2 (m ²)	Y_i^2 (m ²)	P_{MAX} (KN)	Kiểm tra
1	-4.3	3.6	18.5	13.0	6717.3	Đạt
2	0.0	3.6	0.0	13.0	6974.9	Đạt
3	4.3	3.6	18.5	13.0	7232.6	Đạt
4	-4.3	0.0	18.5	0.0	6145.4	Đạt
5	0.0	0.0	0.0	0.0	6403.0	Đạt
6	4.3	0.0	18.5	0.0	6660.7	Đạt
7	-4.3	-3.6	18.5	13.0	5573.5	Đạt
8	0.0	-3.6	0.0	13.0	5831.1	Đạt
9	4.3	-3.6	18.5	13.0	6088.8	Đạt

PHẦN III

THIẾT KẾ THI CÔNG

I. YÊU CẦU THIẾT KẾ

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T4 cho đến móng.

Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ: +8.9 m
- Cao độ đáy trụ: -12.1 m
- Cao độ đáy đài: -14.6 m
- Cao độ mực n- ớc thi công: +2.00 m
- Cao độ đáy sông: -9.90 m
- Chiều rộng móng : 9.6 m
- Chiều dài móng : 11 m

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát nhỏ bùn sét
- Lớp 2: Á sét dẻo
- Lớp 3: Cát cuội sỏi
- Lớp 4: Đá Granit.

II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:

ii.1 Thi công trụ

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

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dựng cọc ván thép loại Lassen bằng giá khoan
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Đóng cọc ván đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

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

B- ớc 5 : Thi công trụ cầu

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân trụ lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân trụ, đổ bê tông thân trụ từng đợt một.

B- ớc 6 : Hoàn thiện

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

ii.2 Thi công kết cấu nhịp

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

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

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

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

B- ớc 3 : Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Căn chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trắc dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ c- ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 4: Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

B- ớc 5 : Thi công nhịp đơn giản(thi công dầm bằng xe lao chuyên dụng)

- Đ- a xe vào vị trí, 2 chân trên bờ và 1 chân trên trụ.
- Vận chuyển dầm ra vị trí.
- Móc dầm vào xe tr- ợt,vận chuyển dọc ra nhịp,sàng ngang và hạ dầm xuống đúng vị trí.

ii.3 Công tác hoàn thiện

- Đổ bê tông bản mặt cầu phần nhịp T
- Thi công lan can, gờ chắn.
- Rải lớp phủ mặt cầu
- Lắp hệ thống chiếu sáng,hệ thống biển báo.
- Thu dọn công tr- ờng,và đ- a vào sử dụng.

III. THI CÔNG MÓNG.

Móng cọc khoan nhồi đường kính cọc 1.2 m, tựa trên nền đá gốc. Toàn cầu có 2 móng (M0, M0') và 8 trụ (T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8).

Các thông số móng cọc

	M0	T1	T2	T3	T4
Số lượng cọc trong móng (cọc)	6	6	6	6	9
Đường kính thân cọc(m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Chiều cao bệ cọc (m)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.5
Cao độ đỉnh bệ cọc(m)	+4.1	-2.5	-5.9	-7.2	-12.1
Cao độ đáy bệ cọc(m)	+2.1	-4.5	-7.9	-9.2	-14.6
Cao độ mũi cọc dự kiểm (m)	-15.9	-21	-23.9	-27.7	-32.6
Chiều dài cọc dự kiến (m)	18	16.5	16	18.5	18
Cự li cọc theo phương dọc cầu (m)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
Cự li cọc theo phương ngang cầu (m)	6.05	3.6	3.6	3.6	4.3

III.1. Công tác chuẩn bị

Cần chuẩn bị đầy đủ vật tư, trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thủy văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ lưỡng và nhiều giải pháp ứng phó kịp thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh hưởng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nhồi thiết kế. Chuẩn bị ống đỡ 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 cường độ và điều kiện đổ bê tông d-ới n-ớc.

Dự kiến khả năng và phương pháp cung cấp bê tông liên tục cho thi công đổ bê tông d-ới n-ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất lượng cọc khoan sau này.

III.2 Công tác khoan tạo lỗ

III.2.1 Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đường 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 đường kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan : ± 10 cm

III.2.2 Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

ống vách phải đ-ợc chế tạo nh- thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. ống vách phải đảm bảo kín n-ớc, đủ độ cứng. Tr-ớc khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định h-ớng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

ống vách có thể đ-ợc hạ bằng ph-ơng pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

III.2.3 Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần đ-ợc kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xê dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lý kịp thời.

Nếu cao độ n-ớc sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột n-ớc trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không đ-ợc va vào ống vách.

Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mỏm 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 <1,25T/m³, hàm l-ợng cát <=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.

III.2.4 Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút bùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để d-à bùn 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.

III.2.5 Công tác đổ bê tông cọc

Đổ bê tông cọc theo ph-ơng pháp ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đ-ợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công tr-ờng phải đ-ợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d-ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín 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.
- + Thời gian ninh kết ban đầu của bê tông không đ-ợc sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài, khối l-ợng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.
- + Đ-ợng kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không đ-ợc lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

III.2.6 Kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi

Kiểm tra bê tông phải đ-ợc thực hiện trong suốt quá trình của đây chuyên đổ bê tông d-ới n-ớc.

Các mẫu bê tông phải đ-ợc lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra c-ờng 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.

III.3 Thi công vòng vây cọc ván thép

Trình tự thi công cọc ván thép:

- + Đóng cọc định vị.
- + Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
- + Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
- + Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Th-ờng xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III.4 Công tác đào đất bằng xối hút

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát, sét á cát nên thích hợp dùng ph-ơng pháp xối hút để đào đất nơi ngập n-ớc.

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 n-ớc tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía d-ới. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

III.5 Đổ bê tông bịt đáy

III.5.1 Trình tự thi công:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...).

Bơm bê tông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm.

Nhấc ống đổ lên phía trên.

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đổ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo ph-ong thẳng đứng, chỉ đ-ợc di chuyển theo chiều đứng.
Đến khi bê tông đạt 50% c-ờng độ thì bơm hút n-ớc và thi công các phần khác.

III.5.2 Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông:

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bọt đáy.

Bê tông t-ới trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập n-ớc d-ới tác dụng của áp lực do trọng l-ợng bản thân.

Ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đổ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đổ $R=3.5m$.

Đảm bảo theo ph-ong ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng đ-ợc phủ kín bê tông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đổ, dễ xuống và phải nổi.

Bê tông: + Có mác th-ờng cao hơn thiết kế một cấp.

+ Có độ sụt cao: 16 - 20cm.

+ Cốt liệu th-ờng bằng sỏi cuội.

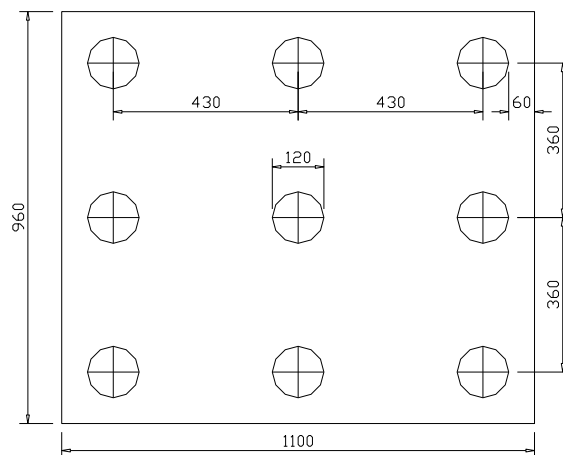
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc kĩ.

III.5.3 Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

a) Các số liệu tính toán:

Xác định kích th-ớc đáy hố móng.



Ta có : $L = 11 + 2 = 13 \text{ m}$

$B = 9.6 + 2 = 11.6 \text{ m}$

Gọi h_b là chiều dày lớp bê tông bọt đáy

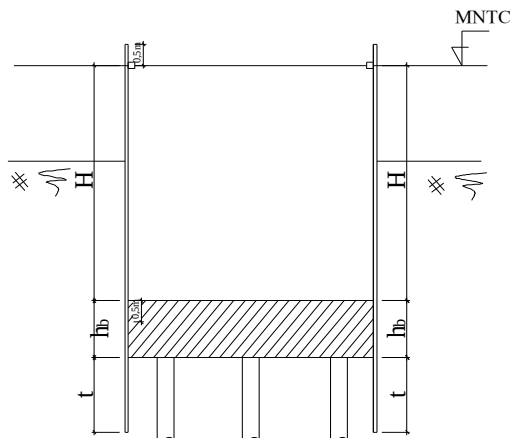
t là chiều sâu chôn cọc ván ($t \geq 2m$)

Xác định kích thước vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m. Cọc ván sử dụng là cọc ván thép.

- Cao độ đỉnh trụ:	+8.9	m
- Cao độ đáy trụ:	-12.1	m
- Cao độ đáy đài:	-14.6	m
-Cao độ mực nước thi công:	+2.0	m
- Cao độ đáy sông:	-9.9	m
- Chiều rộng bệ trụ :	9.6	m
- Chiều dài bệ trụ :	11	m
- Chiều rộng móng	11.6	m
- Chiều dài móng	13	m

b) Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

b.1 Điều kiện tính toán



áp lực đẩy nổi của nước phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng lượng của lớp bê tông bọt đáy.

$$(\Omega \gamma_b \cdot h_b + u_1 \cdot \sum \bar{h}_b + k u_2 \cdot \sum \bar{h}_b) m \geq \gamma_n \cdot (H + h_b) \cdot \Omega$$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{\gamma_n \cdot H \cdot \Omega}{\Omega \gamma_b + u_1 \cdot \sum \bar{h}_b + k u_2 \cdot \sum \bar{h}_b - \gamma_n m} \geq 1m$$

Trong đó :

H : Chiều cao tính từ mặt nước thi công đến đáy bệ móng.

H=16.6 m.

hb : Chiều dày lớp bê tông bọt đáy.

m = 0,9 hệ số điều kiện làm việc.

$n = 0,9$ hệ số v-ợt tải.

γ_b : Trọng l-ợng riêng của bê tông bít đáy $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^2$.

γ_n : Trọng l-ợng riêng của n-ớc $\gamma_n = 1 \text{ T/m}^2$.

u_2 : Chu vi cọc $= 3,14 \times 1,2 = 3,768 \text{ m}$

τ_2 : Lực ma sát giữa bê tông bít đáy và cọc .

$$\tau_2 = 6,895 \text{ T/m}^2.$$

k: Số cọc trong móng $k = 9$ (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 11,6 \times 13 = 150,8 \text{ m}^2.$$

τ_1 : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

$$\tau_1 = 3 \text{ T/m}^2.$$

u_1 : Chu vi t-ờng cọc ván $= (13 + 11,6) \times 2 = 49,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1 \times 16,6 \times 150,8}{(0,9 \times 150,8 \times 2,4 + 49,2 \times 3 + 9 \times 3,768 \times 6,895) \times 0,9 - 150,8 \times 1} = 3,05 \text{ m} > 1 \text{ m}$$

Vậy ta chọn $h_b = 3,1 \text{ m}$

b.2 Kiểm tra c-ờng độ lớp bê tông bít đáy:

Xác định h_b theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn.

Ta cắt ra 1 dải có bề rộng là 1m theo chiều ngang của hố móng để kiểm tra.

Lớp bê tông bít đáy đ-ợc xem nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của t-ờng vây cọc ván.

- Nhịp dầm $l = 3,6 \text{ m}$

Sử dụng bê tông mác 200 có $R_u = 65 \text{ T/m}^2$.

Tải trọng tác dụng vào dầm là q (t/m)

$$q = q_n - q_{bt} = \gamma_n \cdot (H + h_b) - h_b \cdot \gamma_{bt}$$

$$q = 1 \cdot (16,6 + h_b) - 2,4 \cdot h_b = 16,6 - 1,4 \cdot h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(16,6 - 1,4 \cdot h_b) \cdot 3,6^2}{8} = 26,892 - 2,268 \cdot h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \cdot (26,892 - 2,268 h_b)}{h_b^2} \leq 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có ph-ơng trình bậc hai:

$$65 \cdot h_b^2 + 13,61 h_b - 161,35 = 0$$

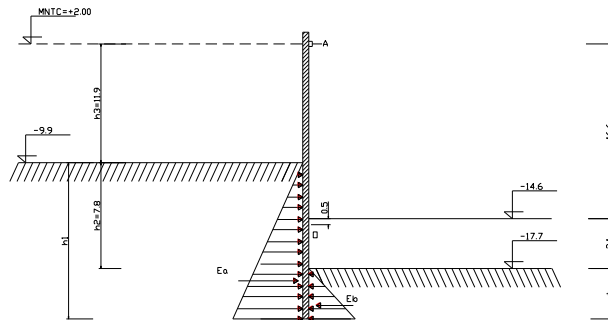
Giải ra ta có: $h_b = 1,47 \text{ m} > 1 \text{ m}$

Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bít đáy $h_b = 3,1 \text{ m}$ làm số liệu tính toán.

III.5.4 Tính toán cọc ván thép:

a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Khi đào đất theo phương pháp xối hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là như nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

-Trọng lượng riêng của đất: $\gamma_d = 2.6 \text{ T/m}^3$

- φ Góc ma sát: $\varphi = 30^\circ$

-áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \cdot \lambda_a = 0.5 \times 1.6 \times (7.8+t)^2 \times 1/3 = 0.8/3 \times (7.8+t)^2$$

- γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 1.6 \text{ T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = 1/3$$

-áp lực bị động của đất:

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} t^2 \cdot \lambda_b = 0.5 \times 1.6 \times 3 \times t^2 = 2.4 t^2$$

$$\lambda_b = \tan^2(45 + \varphi/2) = 3$$

λ_b : Hệ số áp lực bị động.

-Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta được:

$$\sum M_A = E_a \left[\frac{2}{3} (t+h_2)+h_3 \right] - E_b \left(\frac{2}{3} t + h_2+h_3 \right) = 0$$

$$0.8/3 \times (7.8+t)^2 \times \left[\frac{2}{3} (t+7.8)+11.9 \right] - 2.4 t^2 \times \left(\frac{2}{3} t + 7.8+11.9 \right) = 0$$

Rút gọn ta được phương trình bậc 3 của t có dạng:

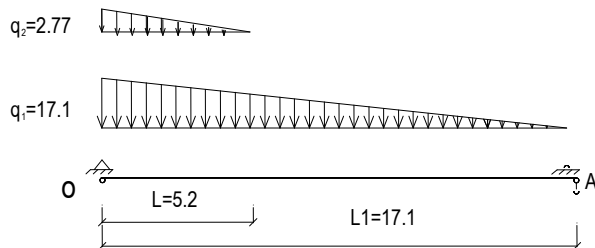
$$1.42 t^3 + 39.87 t^2 - 82.01 t - 277.43 = 0$$

Giải phương trình ta được: $t = 3.56m$. Chọn $t = 3.6 m$

Vậy chiều dài cọc ván là: $L = 3.6 + 11.9 + 7.8 + 0.5 = 23.8 m \Rightarrow$ chọn $L = 24 m$

b) tính toán c-ờng độ cọc ván :

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bịt 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 bịt đáy 0,5m về phía dưới)



Ta có:

-áp lực ngang của nước: $q_n = \gamma_n \cdot l = 1 \times 17.1 = 17.1 (t/m^2)$

-áp lực đất chủ động: $q_d = \gamma_{dn} l_1 \lambda_a = 1.6 \times 5.2 \times 1/3 = 2.77 (t/m^2)$

Tại một vị trí X nào đó, mômen đạt giá trị max. Ta đi tìm vị trí X

Qui đổi q_n và q_d ta được $q = 17.94 T/m$

Mômen tại O :

$$\Sigma M_0 = R_A \cdot 17.1 - \frac{q \cdot 17.1^2}{2 \times 3} \Rightarrow R_A = 5.98 T$$

Mômen tại A :

$$\Sigma M_A = R_0 \cdot 17.1 - \frac{q \cdot 17.1 \times 2}{2 \times 3} \Rightarrow R_0 = 11.96 T$$

Lấy mômen tại X :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\max} &= R_0 \cdot x - \frac{17.1 - x}{17.1} \cdot x \cdot \frac{x}{2} \cdot q - \frac{x^2}{3} \left(q - \frac{17.1 - x}{17.1} \cdot q \right) \\ &= 44.85x^3 - 460.16x^2 + 613.55x \quad (1) \end{aligned}$$

Tại X mômen lớn nhất, đạo hàm mômen bằng 0

$$\frac{d\Sigma M_x}{dx} = 0 \Leftrightarrow 134.55 x^2 - 920.32 x + 613.55 = 0$$

Giải phương trình trên ta có:

$$x = 6.09 \text{ và } x = -0.75 (\text{loại})$$

Chọn $x = 6.09$ làm trị số để tính, thay vào (1) ta có:

$$M_{\max} = 30.766 \text{ Tm}$$

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f}$$

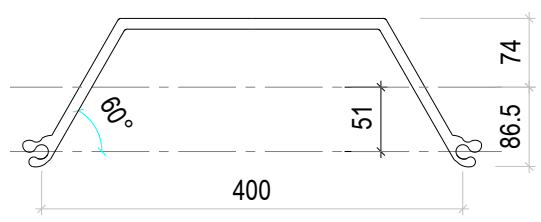
Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 1900 \text{ kg/cm}^2$

$$W \geq \frac{30.766 \times 10^5}{1900} = 1619.26 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có: $W > 1619.26 \text{ cm}^3$

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là: PZ 40



III.6. Bơm hút n-ớc.

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n-ớc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n-ớc còn lại trong hố móng. Dùng bốn máy bơm loại C203 hút n-ớc từ các giếng tụ tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

III.7. Thi công đài cọc.

Tr-ớc khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất l-ợng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

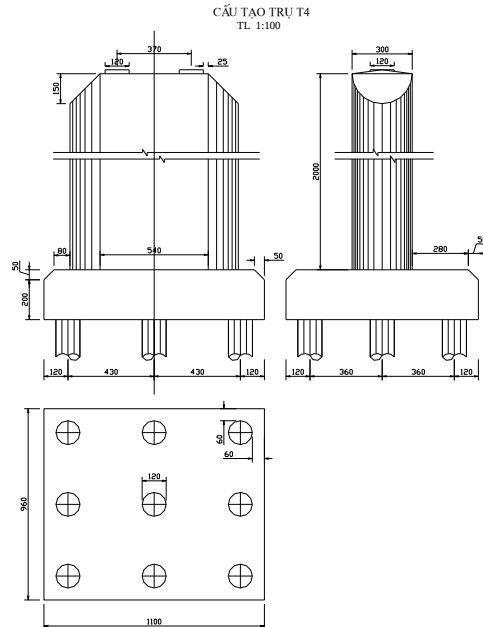
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các l-ới cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f'_c thì tháo dỡ ván khuôn

IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích thước cơ bản của trụ và đài nh- sau:



IV.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn 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.

IV.2 Trình tự thi công nh- sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ, lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, trước khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dày 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy bọt ximăng nổi lên là được. Yêu cầu khi đầm phải cắm sâu vào lớp cũ 4-5cm, đổ đầm liên tục trong thời gian lớn hơn 4h phải đảm bảo độ toàn khối cho bê tông tránh hiện tượng phân tầng.

Bảo dưỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể tưới nước, nếu trời mát tưới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể tưới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời mưa thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55% f_c cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngược với quá trình lắp dựng.

IV.3 tính ván khuôn trụ:

IV.3.1 TÍNH VÁN KHUÔN ĐÀI 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: $F = 9.6 \times 11 = 105.6 \text{ (m}^2\text{)}$
- Thể tích cần đổ là: $V = 105.6 \times 2.5 = 264 \text{ (m}^3\text{)}$
- Chọn 2 máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 80m^3 trong 1 giờ ($t_{\text{đổ}} = 4 \text{ giờ}$)
- Vậy Chiều cao đổ bê tông tối ưu cần $h = 2.5 \text{ m}$ do vậy để đổ xong $V_{\text{bê tông}}$ cần thời gian

$$\text{là: } t = \frac{V_{\text{tt}}}{V_{\text{may}}} = \frac{264}{80} = 3.3(h)$$

- 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

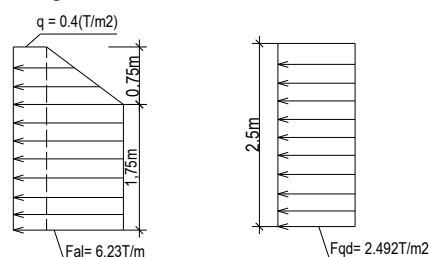
$$P_{\text{max}} = (q + \gamma R) \times n$$

- 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 vọt tải = 1.3

Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{\text{tc}} = (q + \gamma R) \times n = (0.4 + 1.8) \times 1.3 = 2.86 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Biểu đồ áp lực bê tông:



- Diện tích áp lực:

$$F_{al} = (H-R) \cdot P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) = (2,5 - 0,75) \times 2,86 + \frac{0,75}{2} \times (0,4 + 2,86) = 6,23 \text{ (T/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$F_{qd} = \frac{F_{al}}{h} = \frac{6,23}{2,5} = 2,492 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Chọn ván khuôn thép 50x50 cm $\delta = 6mm$

→ Tính toán ván khuôn theo bản kê 4 cạnh: $\alpha = 0,046$ (phụ thuộc tỉ số a/b)

$$M_{max} = \alpha \cdot P_{qd} \cdot a = 0,046 \times 2,492 \times 0,5 = 0,057 \text{ T.m} = 5700 \text{ kg.cm}$$

- Kiểm tra theo c-ờng độ:

Dùng thép than CT3 có $[\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5700}{3} = 1900 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{a \cdot \delta^2}{6} = \frac{50 \cdot 0,6^2}{6} = 3 \text{ (cm}^3\text{)}$$

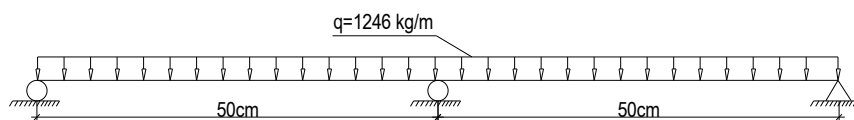
$$\text{- Kiểm tra theo độ võng: } f = \alpha x \frac{P_{qd} x a^4}{EJ} = 0,046 x \frac{0,2492 \times 50^4}{2,1 \times 10^6 \times 0,9} = 0,0379 \text{ cm}$$

- Độ võng cho phép $[f] = 0,2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

$$\text{b. Tính toán s-ờn gia c-ờng: } q = p_{qd} \cdot l_u = 2,492 \times 0,5 = 1,246 \text{ (T/m)} = 1246 \text{ kg/m}$$

Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{1246 \times 0,5^2}{10} = 31,15 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích th-ớc: $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2,08 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5,21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

** Kiểm tra

$$\text{- Điều kiện bền: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{31,15}{2,08} = 1497,59 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127 \times EJ} = \frac{1246 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.056 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

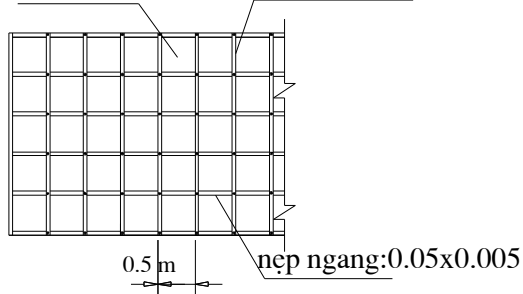
Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l=2 \text{ (m)}$; và có s-ồn tăng c-ồng đứng và ngang là

Bxh=5x50 mm

Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bộ móng).

Ván khuôn thép dày 5mm nẹp đứng: 0.05x0.005

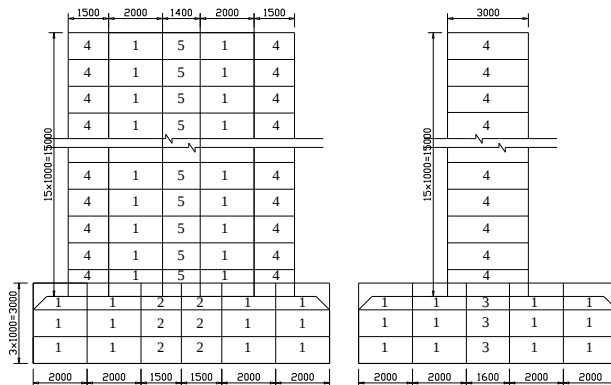


IV.3.2 Tính ván khuôn thân trụ

2.3 Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:

a. Sơ đồ bố trí ván khuôn thân trụ :

SƠ ĐỒ CHIA VÁN KHUÔN THÂN VÀ BỆ TRỤ



II.5.2. Tính chiều cao đổ bê tông sau 4 giờ :

- Diện tích đổ BT : $F = 5.4 \times 3 + 3^2 / 4 \times 3.14 = 23.27 \text{ m}^2$.
 - Thể tích BT cho 1 lớp dày 0,3m : 6.98 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 30cm là : $T = \frac{6.98}{40} \times 60 + 10 = 21'$
 - Sau 4h đổ được chiều dày là : $H = \frac{4 \times 60 \times 0.3}{21} = 3.4(\text{m})$

b. Tính toán ván khuôn :

- Tính toán thép tấm của ván khuôn số 4.
- Tính toán thép sườn của ván khuôn số 4.
- Tính toán thanh giằng.

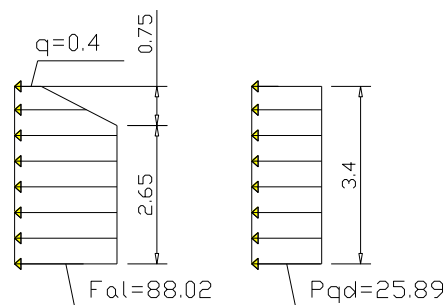
b.1) Kiểm tra khả năng chịu lực của thép tấm :

* Kiểm tra cường độ thép :

- Áp lực của lớp BT tác dụng lên ván khuôn là : $P_{lc} = (q + \gamma \times R) \times n$
 - + $q = 400 \text{ (kg/m}^2\text{)}$: lực xung động do đổ bê tông gây ra
 - + $\gamma = 2400 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$: dung trọng của bê tông.
 - + $R = 0.75 \text{ (m)}$: bán kính tác dụng của đầm dùi.
 - + n : hệ số siêu tải $n=1.3$

$$\Rightarrow P_{lc} = (400 + 2400 \times 0.75) \times 1.3 = 2860 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

- Biểu đồ áp lực :



$$+ F_{al} = (H-R).P^{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P^{tc}) =$$

$$= (3.4-0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (400+2860) = 8801.5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{qd} = \frac{F_{al}}{H} = \frac{8801.5}{3.4} = 2588.68 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

- Thép tấm của ván khuôn dày 0,6cm được tính như bản có 4 cạnh ngàm cứng với mô men uốn lớn nhất giữa nhịp tính theo công thức:

$$M = \alpha \times P_{qd} \times a^2$$

Trong đó : $\alpha = 0.046$: hệ số phụ thuộc tỷ số a/b của ván thép, tra bảng 2.1 sách Thi công cầu BTCT với a/b=1

- Mô men uốn lớn nhất :

$$M = 0.046 \times 2588.68 \times 0.5^2 = 29.77 \text{ (Kg.m)} = 2977 \text{ (Kg.cm)}$$

- Mô men kháng uốn của tấm thép ván khuôn :

$$\frac{50}{6} \times 0.6^2 = 3 \text{ (cm}^3\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = 992 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}.$$

$$\sigma_{\max} = 992 \text{ (Kg/cm}^2\text{)} < R_u = 2100 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{2588.68 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.116 \text{ cm}$

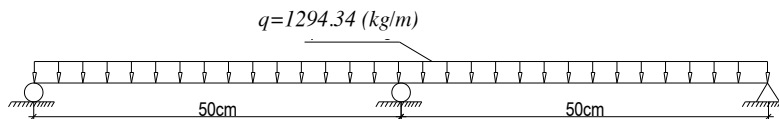
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

b.2. Tính toán s-ồn gia c-ờng:

$$q = p_{qd} \times l_u = 2588.68 \times 0.5 = 1294.34 \text{ (kg/m)}$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{1294.34 \times 0.5^2}{10} = 32.36 \text{ kg.m}$$

- 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: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3236}{2.08} = 1555.77 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q \times a^4}{127 \times EJ} = \frac{1294.34 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.058 \text{ cm}$

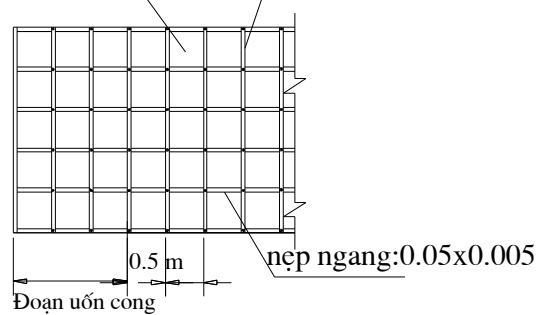
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l = 1.6 \text{ (m)}$; và có sườn tăng cường đứng và ngang là

$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

Ván khuôn thép dày 5mm nẹp đứng: 0.05×0.005



V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Ph-ong pháp thi công: đúc hẫng cân bằng đối xứng.

V.1 Nguyên lý của ph-ong pháp thi công hẫng

Thi công hẫng là thi công kết cấu nhịp từng đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm đ-ợc đúc theo sơ đồ nút thừa đối xứng qua trụ làm xong đốt nào căng cốt thép đốt đấy. Các đốt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép đ-ợc tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh h-ởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hẫng có -u điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diện có thể là hình hộp, chữ nhật...

V.2 Tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công

Trong quá trình thi công đúc hẫng các khối đúc trên đỉnh trụ, tải trọng tác động lên 2 bên cánh hẫng không đ-ợc đặt đối xứng gây ra sự mất ổn định, kết cấu có xu h-ớng lật quanh tim trụ theo ph-ong dọc cầu.

Chính vì thế, yêu cầu phải đảm bảo giữ ổn định cánh hẫng, chống lật cánh hẫng trong suốt quá trình thi công đ-ới các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra.

Biện pháp thực hiện là neo tạm cánh hẫng vào thân trụ đã thi công bằng các PC bar, là thanh cốt thép c-ờng độ cao, đã đ-ợc đặt sẵn trong thân trụ. Cần phải tính toán các neo tạm này trên cơ sở cân bằng mômen tại 1 điểm do tất cả các lực tác dụng lên cánh hẫng. Điều kiện là tổng mômen giữ do thanh neo phải lớn hơn tổng mômen lật do tải trọng gây ra.

Khi thi công đốt đúc K0 trên trụ, đồng thời thi công neo tạm cánh hẫng vào trụ. Các neo tạm đ-ợc cắt bỏ sau khi thi công hợp long.

Tình huống tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công là khi đúc đốt hẫng cuối cùng K14, xe đúc, ván khuôn, khối bê tông - ốt K14 của một bên cánh hẫng bị rơi.

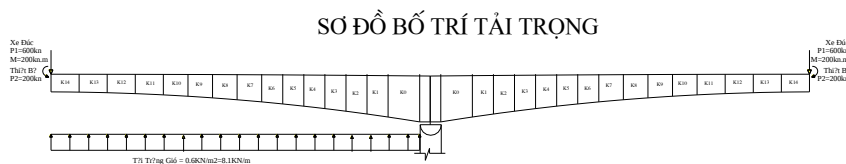
Các tải trọng đặt không cân bằng trên cánh hẫng.

+ Tải trọng xe đúc đặt 1 bên cánh hẫng $P1=600KN$. $M=200KN.m$

+ Tải trọng do thiết bị $P2=200KN$ đặt tại đầu cánh hẫng.

+ Tải trọng gió thốc 1 bên cánh hẫng bị rơi xe đúc, lấy trị số $0.6 KN/m^2$, với bề rộng cầu $13.5m$ tải trọng gió thốc phân bố trên mét dài cầu $8.1KN/m$.

Tất cả các tải trọng tác dụng thẳng đứng cân bằng lên 2 cánh hẫng trên trụ đ-ợc quy về lực đứng đi qua tâm trụ, các tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1 bên cánh hẫng đ-ợc quy về 1 lực đứng và mômen đặc tr-ng cho tải trọng lệch tâm.



Sơ đồ tính ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công.

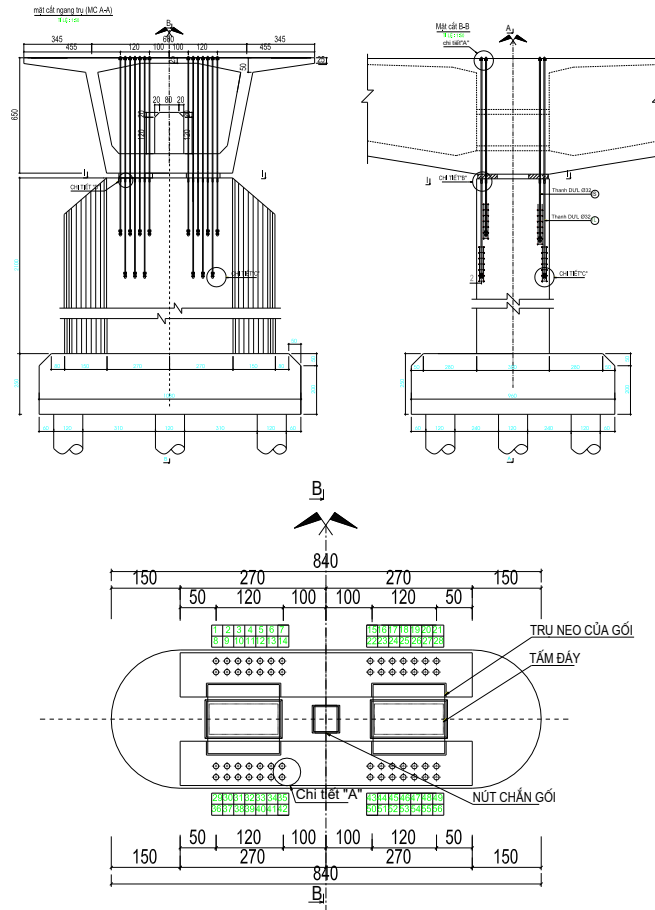
Bảng các thành phần lực

STT	Các lực gây lật	Kí hiệu	Lực đứng P_z (KN)	Cánh tay đòn x(m)	Mômen M_x (KNm)
1	Tải trọng xe đúc 1 bên cánh hẫng	P1	600	54	32400
2	Lực tập trung do thiết bị	P2	200	54	10800
3	Tải trọng gió thốc 1 bên cánh hẫng	P3	-437.4	-27	11809.8
Tổng					55009.8
$M_{\text{gây lật}} = M_{\text{ngoại lực}}$					55009.8

Tính toán mômen giữ ổn định $M_{\text{Chống lật}}$

Sử dụng các thanh thép c-ờng độ cao với các đặc tr- ng nh- sau:

- + Đ- ờng kính thanh DƯL : 32 mm
- + Khối l- ợng danh định của thanh thép: 6.31 Kg/m
- + Diện tích mặt cắt danh định: 804.2mm²
- + C- ờng độ chịu kéo tính toán: 1035 Mpa
- + Giới hạn bền: 120Mpa
- + Độ dãn dài tối thiểu: 5%
- + Độ tự chùng tối đa: 1.5%
- Số thanh thép dự kiến (tính cộng cho cả 2 phía): $n_{ps} = 28$
- Các phụ kiện kèm theo của thanh DƯL gồm có:
 - + Bản đệm neo bằng thép kích th- ớc 150×150×32 mm
 - + Bộ đai ốc phẳng, đai ốc hình cầu.
 - + Cút nối thanh DƯL
- Khi sử dụng thanh thép DƯL cần l- u ý:
 - + Không được hàn thanh DƯL hoặc để chạm mát do hàn.
 - + Không đ- ợc va chạm mạnh vào thanh có thể gây nứt hoặc vỡ ren
 - + Bảo quản thanh, không để bị gỉ hoặc ăn mòn.
 - + Chỉ thiết kế thanh DƯL chịu kéo
- Bố trí các thanh thép DƯL:



Kiểm tra khả năng giữ ổn định cánh hẫng của thanh DƯỠ

+ Khả năng chống lật của 1 thanh DƯỠ đ- ợc xác định theo công thức sau:

$$M_{\text{chống lật}} = P \times y$$

Trong đó:

P: khả năng chịu kéo của 1 thanh DƯỠ $\phi 32$

$$P = \frac{\pi d^2}{4} \times f = \frac{3.14 \times 0.032^2}{4} \times 1035 \times 10^3 = 832 (KN)$$

y : khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải

$$y = 3.0 - 0.3 = 2.7 (m)$$

+ Khả năng chống lật :

$$M_{\text{chống lật}} = 832 \times 2.7 \times 28 = 62899.2 (KN) > M_{\text{gây lật}} = 55009.8 (KN) \Rightarrow \text{Đạt}$$

MỤC LỤC

PHẦN I: THIẾT KẾ SƠ BỘ.....	1
CH- ƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG	11
I.1. VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU :	11
I.2. CĂN CỨ LẬP THIẾT KẾ	11
I.3. HỆ THỐNG QUY TRÌNH QUY PHẠM ÁP DỤNG	11
CH- ƠNG II: ĐẶC ĐIỂM VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU.....	12
II.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA HÌNH	12
II.2. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT	12
CH- ƠNG III: THIẾT KẾ CẦU VÀ TUYẾN	13
III.1.LỰA CHỌN CÁC TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT VÀ QUY MÔ CÔNG TRÌNH.....	13
III.2. LỰA CHỌN CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU.....	13
III.3. PH- ƠNG ÁN I: Ph- ơng án kết cấu cầu dầm 3 nhịp liên tục BTCT + 3 nhịp dẫn.....	14
III.4. PH- ƠNG ÁN II: Ph- ơng án cầu dầm 5 nhịp liên tục BTCT + 2 nhịp dẫn.....	17
III.5. PH- ƠNG ÁN III: Cầu giàn thép	19
CH- ƠNG IV: TÍNH TOÁN KHỐI L- ƯỢNG CÁC PH- ƠNG ÁN.....	22
IV.1. PH- ƠNG ÁN 1: CẦU 3 NHỊP LIÊN TỤC + 3 NHỊP DẪN.....	22
1. Công tác nhịp cầu.....	22
2. Công tác mố cầu	30
3. Công tác trụ cầu	37
4. Giá trị dự toán xây lắp phơng án I	48
IV.2. PH- ƠNG ÁN 2: CẦU DẦM 3 LIÊN TỤC+3NHỊP DẪN	50
1. Tính toán sơ bộ khối lợng phơng án kết cấu nhịp	50
2. Khối lợng công tác mố, trụ	57
3. Tính toán sơ bộ số lợng cọc trong móng	60
4. Giá trị dự toán xây lắp phơng án II	76
IV. 3. PH- ƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP	78
1. Cấu tạo hệ mặt cầu.	78
2. Xác định tĩnh tải.....	79

3. Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu	82
4.Lập tổng mức đầu tư	94
CH- CHƯƠNG V: SO SÁNH VÀ LỰA CHỌN PH- CHƯƠNG ÁN	96
V.1. PH- CHƯƠNG ÁN CẦU 3 NHỊP LIÊN TỤC +6NHỊP DẪN	96
V.2. PH- CHƯƠNG ÁN CẦU LIÊN TỤC 5NHỊP+NHỊP DẪN	96
V.3. PH- CHƯƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP 5NHỊP GIẢN ĐƠN	97
V.4. LỰA CHỌN PH- CHƯƠNG ÁN VÀ KIẾN NGHỊ	98
PHẦN II: THIẾT KẾ KỸ THUẬT.....	90
CH- CHƯƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PH- CHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ KỸ THUẬT.....	91
CH- CHƯƠNG II: TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ	93
II .1 VẬT LIỆU:	93
ii.1.1 Bê tông:	93
ii.1.2 Thép thường (A5.5.3)	94
ii.1.3 Thép ứng suất trước	94
II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2)	95
ii.2.1 Xe tải thiết kế	95
ii.2.2Xe hai trục thiết kế	95
ii.2.3 Tải trọng làn thiết kế.....	95
CH- CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU	96
III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU	96
iii.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu	96
iii.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu	97
III.2 PH- CHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC.....	97
III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:	98
III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC	98
iii.2.2.1 Tính toán tải trọng tác dụng lên bản.....	98
iii.2.2.2 Tính toán nội lực của bản ngàm hai đầu	102

III.3 TỔ HỢP NỘI LỰC.....	104
III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU	107
iii.4 .1 Tính toán diện tích cốt thép.....	107
iii.4 .2 Tính toán mất mát ứng suất tréo.....	109
III.5 KIỂM TRA TIẾT DIỆN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN.....	115
iii.5 .1 Trạng thái giới hạn sử dụng	115
iii.5 .2 Trạng thái giới hạn cường độ 1	118
CH- ONG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ.....	127
IV. LỰA CHỌN KÍCH TH- ỨC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TR- NG HÌNH HỌC	127
iv.1 Kích thớc kết cấu và mặt cắt ngang dầm.....	127
iv.2. Tính toán nội lực trong dầm.....	131
iv.3 Tổ hợp nội lực	153
iv.4 Thiết kế cốt thép	158
BẢNG TÍNH TOÁN LỰA CHỌN L- ỢNG CỐT THÉP DƯ.....	161
V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU	188
V.1 Kích thớc hình học của trụ	188
V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.	188
V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ.....	189
V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:.....	197
V.5 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng	200
V.6 Kiểm toán trụ theo TTGHSD.....	203
V.7 Kiểm toán trụ theo TTGHCD	204
V.8 Kiểm toán cọc	206
PHẦN III: THIẾT KẾ THI CÔNG.....	213
I. YÊU CẦU THIẾT KẾ.....	213
II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:.....	213
ii.1 Thi công trụ.....	213

ii.2 Thi công kết cấu nhịp	214
ii.3 Công tác hoàn thiện	214
III. THI CÔNG MÓNG	215
III.1. Công tác chuẩn bị	215
III.2 Công tác khoan tạo lỗ	215
III.3 Thi công vòng vây cọc ván thép	217
III.4 Công tác đào đất bằng xối hút	217
III.5 Đổ bê tông bịt đáy	217
III.6. Bơm hút nước.	223
III.7. Thi công đài cọc.	223
IV. THI CÔNG TRỤ	224
IV.1 Yêu cầu khi thi công	224
IV.2 Trình tự thi công như sau:	224
IV.3 tính ván khuôn trụ:	225
V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP	231
V.1 Nguyên lý của phương pháp thi công hẫng	231
V.2 Tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công	231