

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP HỒ CHÍ MINH
KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG



TRƯỜNG ĐẠI HỌC GTVT TP. HCM
THƯ VIỆN

KL 2000 3014 - 20



ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP KỸ SƯ

ĐỀ TÀI:

**THIẾT KẾ DẦM BTCT DUL
NHỊP GIẢN ĐƠN, TIẾT DIỆN I CĂNG SAU**

Ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Chuyên ngành:

Giáo viên hướng dẫn : LÊ HÔNG LAM

Sinh viên thực hiện : ĐỖ THANH VĂN

Mã số sinh viên : 1151110227

Lớp : CD11D

TP. Hồ Chí Minh, Ngày 19 Tháng 06 Năm 2019

Khoa: Công trình Giao thông

Bộ môn: Xây dựng Cầu Hàm

PHIẾU GIAO ĐỀ TÀI LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP

(Phiếu này được dán ở trang đầu tiên của quyển báo cáo LVTN)

1. Họ và tên sinh viên/ nhóm sinh viên được giao đề tài (sĩ số trong nhóm.....):

(1) Đỗ Thanh Văn..... MSSV: 11511022..... Lớp: COMD.....

(2)..... MSSV:..... Lớp:.....

(3)..... MSSV:..... Lớp:.....

Ngành : Xây Dựng Cầu Đường.....

Chuyên ngành :.....

2. Tên đề tài : Thiết kế cầu dầm BTCT DƯC, nhịp gần đơn, tiết diện I Cánh đơn.....

3. Các dữ liệu ban đầu : chiều dài toàn dầm 24(m); cấp sông IV
Bề rộng phần xe chạy 10(m); Bề rộng lề bờ kênh 2 x 0,75(m)
Mã địa chất: 14.....

4. Các yêu cầu chủ yếu : - Thiết kế xe tải 2 phương án so sánh
và chọn phương án thiết kế lý thuyết
- Thiết kế kỹ thuật phương án đã chọn: thiết kế
cầu nhịp đơn trụ, móng cọc
- Thiết kế tổ chức thi công.....

5. Kết quả tối thiểu phải có:

1) Hồ sơ thuyết minh tính toán.....

2) Hồ sơ bản vẽ.....

3).....

4).....

Ngày giao đề tài: 26/03/2019. Ngày nộp báo cáo: 10h ngày 19/06/2019 tại P. D303

TP. HCM, ngày ... tháng ... năm

Giảng viên hướng dẫn

(Ký và ghi rõ họ tên)

Lưu
Lê Hồng Lam

TRƯỞNG BỘ MÔN

(Ký và ghi rõ họ tên)

Mai Lưu



TRƯỞNG KHOA
(Ký và ghi rõ họ tên)

KT. TRƯỞNG KHOA
PHÓ TRƯỞNG KHOA
TS. Vũ Văn Nghi

BM-TN-02



TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP.HCM
KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Bộ môn Cầu hầm

-----o0o-----

PHỤ LỤC GIAO SỔ LIỆU LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP
CHUYÊN NGÀNH THIẾT KẾ CẦU
LỚP CD16LT2 & CH13

Họ và tên SV : Đỗ Thanh Văn Mã số SV : 115111022 Lớp : CD11D

I. SỔ LIỆU BẮT BUỘC

Tải trọng thiết kế : 0.5HL93 và tải trọng bộ hành 300Kg/m²
Mã đề địa chất : 14_Dia Chat

II. SỔ LIỆU TỰ CHỌN: GVHD và SV chọn một trong các phương án sau: (đánh dấu để chọn)

II.1 Nhóm cầu cơ bản :

Tên đề tài :		Thiết kế cầu dầm BTCT DUL, nhịp giản đơn, tiết diện I căng sau.	
Chiều dài toàn dầm	: 34m	Cấp sông	: IV
Bề rộng phần xe chạy	: 10m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x0.75m

II.2 Nhóm cầu nâng cao : đánh dấu vào ô để chọn một trong các đề tài sau :

1.2 Nhóm cầu hàng cầu : đánh dấu vào ô để chọn

♦ Thiết kế cầu dầm dầm hộp phân đoạn lắp ghép trên đà giáo di động, nhịp giản đơn.				☐
Chiều dài toàn dầm : 22m		Cấp sông : Sông cấp VI		
Bề rộng phần xe chạy : 11.5m		Bề rộng lề bộ hành : 2x1.25m		
♦ Thiết kế cầu dầm bản lắp ghép nhịp giản đơn.				☐
Chiều dài toàn dầm : 20m		Cấp sông : Sông cấp VI		
Bề rộng phần xe chạy : 9m		Bề rộng lề bộ hành : 2x1.25m		
♦ Thiết kế cầu BTCTDUL nhịp liên tục thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.				☐
Chiều dài nhịp chính : 73m		Cấp sông : Sông cấp II		
Bề rộng phần xe chạy : 13m		Bề rộng lề bộ hành : 2x1.5m		
♦ Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản BTCT nhịp liên tục.				☐
Chiều dài nhịp chính : 80m		Cấp sông : Sông cấp II		
Bề rộng phần xe chạy : 10m		Bề rộng lề bộ hành : 2x1.5m		
♦ Thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông.				☐
Chiều dài nhịp chính : 65m		Cấp sông : Sông cấp II		
Bề rộng phần xe chạy : 11m		Bề rộng lề bộ hành : 2x1.5m		
♦ Thiết kế cầu dàn thép.				☐
Chiều dài nhịp chính : 99m		Cấp sông : Sông cấp II		
Bề rộng phần xe chạy : 10m		Bề rộng lề bộ hành : Không có lề đi bộ		
♦ Thiết kế cầu dầm BTCT DUL nhịp liên tục, đúc trên đà giáo di động.				☐
Chiều dài nhịp chính : 76m		Cấp sông : Sông cấp II		
Bề rộng phần xe chạy : 10m		Bề rộng lề bộ hành : 2x1m		

Thiết kế cầu dây văng.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 258m	Cấp sông	: Sông cấp I	
Bề rộng phần xe chạy	: 18.5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	
Thiết kế cầu dây võng.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 323m	Cấp sông	: Sông cấp I	
Bề rộng phần xe chạy	: 19.5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	

II.3 Loại cầu khác : Theo đề xuất của giáo viên hướng dẫn.

Tên đề tài :

Chiều dài Bề rộng xe chạy : Bề rộng lề bộ hành :

III. MẶT CẮT NGANG SÔNG: GVHD và SV chọn một trong các mặt cắt sông sau:

III.1 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (1):

MNCN : 23.74m

MNTT : 21.28m

MCTN : 17.33m

CĐTN	24.66	22.82	19.73	14.92	15.14	15.72	19.43	22.92	24.46
CL LỀ	17	17	17	17	17	17	17	17	
T/CQC	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

III.2 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (2):

MNCN : 24.9m

MNTT : 23.09m

MCTN : 19.96m

CĐTN	24.87	24.93	21.24	18.67	16.69	18.67	21.34	24.13	25.27
CL LỀ	27	27	27	27	27	27	27	27	
T/CQC	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

III.3 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (3):

MNCN : 22.88m

MNTT : 20.3m

MCTN : 18.04m

CĐTN	22.88	22.88	17.72	14.44	11.36	13.64	18.22	21.88	22.88
CL LỀ	109	109	109	109	109	109	109	109	
T/CQC	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

Giáo viên hướng dẫn

Tp.HCM ngày 26 tháng 03 năm 2019

Bộ môn Cầu hầm

Le Hong Lam
Lê Hồng Lam

MỤC LỤC

	Trang
Lời cảm ơn.....	1
Nhiệm vụ đồ án.....	1
Đề cương thực hiện.....	1

PHẦN THỨ NHẤT SỐ LIỆU ĐỒ ÁN THIẾT KẾ

1.1 Qui mô công trình.....	1
1.2 Nội dung và tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế:.....	1
1.3 Đặc điểm về địa chất:	1
1.3.1 Địa chất :.....	1
1.4 Cao độ mực nước thiết kế:	2

PHẦN THỨ HAI THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ SO SÁNH HAI PHƯƠNG ÁN CẦU

CHƯƠNG I: PHƯƠNG ÁN I CẦU DẦM GIẢN ĐƠN BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC, TIẾT DIỆN I CĂNG SAU

1.2 Mô cầu:	8
1.3 Trụ cầu:	9
1.4 Các đặc trưng vật liệu sử dụng:	9
1.4.1 Phương án thi công chủ đạo.....	11
1.4.1.1 Tổ chức thi công.....	11
1.4.2 Biện pháp thi công một số hạng mục chủ đạo	12
1.4.3 Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT	12
1.4.4 Thi công trụ, móng T1, M1	13
1.4.4.1 Thi công móng:	13
1.4.4.2 Thi công trụ:	13
1.4.5 Công nghệ thi công dầm bản rộng	16

1.4.6 Công tác khe co giãn.....	17
1.4.7 Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ.....	17
1.4.8 Thi công đường 2 đầu cầu.....	17

CHƯƠNG II: PHƯƠNG ÁN 2

CẦU DẦM GIẢN ĐƠN DẦM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP

2.1 Mố cầu:	19
2.2 Trụ cầu:	19
2.3 Các đặc trưng vật liệu sử dụng:	19
2.4 Lan can.....	21
2.4.1 Thanh lan can	21
2.4.2 Cột lan can.:	21
2.5 Bản mặt cầu.....	22
2.6 Kích thước dầm thép.....	23
2.7 Khe co giãn	23
2.8 Gối cầu	23
2.9 Đá kê gối.....	24
2.10 Mố cầu	24
2.11 Trụ cầu.....	25
2.12 Cấu tạo móng.....	26
2.13 Cọc khoan nhồi.....	26
3. Vật liệu sử dụng	27
3.1 Đối với bê tông	27

3.2	Đối với thép	28
4.	Phương án thi công.....	28
4.1	Tổ chức thi công	28
4.2	Biện pháp thi công một số hạng mục chủ đạo	29
4.2.1	Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT	29
4.2.2	Công tác thử cọc	30
4.3	Thi công trụ, móng T1, M1.....	30
4.3.1	Thi công móng:.....	30
4.3.2	Thi công trụ:	31
4.4	Công tác khe co giãn.....	34
4.5	Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ.....	34
5	Thi công đường 2 đầu cầu.....	35

CHƯƠNG III SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN

3.1	Về Kỹ Thuật.....	37
3.2	Về Mỹ Quan.....	37
3.3	Về duy tu bảo dưỡng.....	37
3.4	Khả năng sử dụng vật liệu địa phương	38
3.5	Kết luận	38

PHẦN THỨ BA THIẾT KẾ KỸ THUẬT

CHƯƠNG I: SỐ LIỆU THIẾT KẾ

CHƯƠNG I: SỐ LIỆU THIẾT KẾ	39
1.1. KÍCH THƯỚC CƠ BẢN:.....	39
1.2. THÔNG SỐ VẬT LIỆU:	41
1.3. CHỌN KÍCH THƯỚC SƠ BỘ:.....	41
1.3.1. Dầm chính:	41
1.3.3. Bản mặt cầu:	

CHƯƠNG II: LAN CAN – LỀ BỘ HÀNH

2.1. lan can:.....	42
2.1.1. Thanh lan can:.....	42
2.1.1.1. Tải trọng tác dụng lên thanh lan can:.....	42
2.1.1.2. Nội lực của thanh lan can:.....	43
2.1.1.3. Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh lan can:.....	44
2.1.2. Cột lan can:.....	45
2.3 Tường phòng hộ.....	52
2.3.1. Xác định M_c : (Tính trên 1 mm dài).....	53
2.3.2. Xác định $M_w H$	55
2.3.3. Chiều dài đường chảy (L_c).....	56
2.3.4. Kiểm tra trượt của lan can và bản mặt cầu:.....	57
2. 4Thiết kế lề bộ hành (tính 1000mm dài):.....	61
2.4.1. Cấu tạo và nội lực:.....	61
2.4.2Bố trí cốt thép:.....	62
2.4.3. Kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng:.....	63
2.5.4. Ứng suất cho phép trong cốt thép:.....	63

CHƯƠNG III: BẢN MẶT CẦU

3.1. số liệu tính toán:.....	64
3.2. sơ đồ tính bản mặt cầu:.....	65
3.3. tính nội lực cho bản congxon (bản hẫng):.....	65
3.3.1. tải trọng tác dụng lên bản congxon:.....	65
3.3.1.1. tĩnh tải:.....	67
3.3.1.2. hoạt tải:.....	68
3.3.2. nội lực trong congxon:.....	68
3.4. tính nội lực cho bản dầm giữa:.....	68
3.4.1. tĩnh tải và nội lực do tĩnh tải tác dụng lên bản dầm:.....	68
3.4.1.1. tĩnh tải.....	69
3.4.1.2. nội lực.....	70
3.4.2. hoạt tải và nội lực do hoạt tải tác dụng lên bản dầm:.....	70
3.4.2.1. xét trường hợp 1 chỉ có 1 bánh xe:.....	72
3.4.2.2. xét trường hợp 2 (có 2 bánh xe):.....	74
3.6. thiết kế cốt thép cho bản mặt cầu:.....	74
3.6.1. thiết kế cho phần bản chịu mômen âm:.....	75
3.6.2. thiết kế cho phần bản chịu mômen dương:.....	77
3.6.3. thiết kế cốt thép theo phương dọc cầu:.....	77
3.7. kiểm tra nứt cho bản mặt cầu:.....	77
3.7.1. kiểm tra nứt với mômen âm:.....	79
3.7.2. kiểm tra nứt với mômen dương:.....	81
chương iv.....	81
dầm ngang.....	81
4.1. các số liệu dầm ngang:.....	81
4.2. xác định nội lực tác dụng lên dầm ngang:.....	81
4.2.1. xác định nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:.....	82
4.2.2. Xác định nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:.....	82

4.2.2.1. Xác định hệ số phân bố tải trọng (ξ)	82
4.2.2.2. Xác định nội lực tác dụng lên dầm ngang do xe 2 trục hoặc xe 3 trục:	82
4.2.2.3. Xác định nội lực tác dụng lên dầm ngang do tải trọng làn:	85
4.2.2.4. Tổ hợp nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:	86
4.2.3. Tổng hợp nội lực dầm ngang (tĩnh tải + hoạt tải):	87
4.3. thiết kế cốt thép cho dầm ngang:	88
4.3.1. tại mặt cắt gối:	88
4.3.2. tại mặt cắt giữa nhịp:	89
4.4. kiểm toán nứt cho dầm ngang:	90
4.4.1. kiểm tra nứt với mômen âm:	90
4.4.2. kiểm tra nứt với mômen dương:	92
4.5. tính cốt đai cho dầm ngang:	93
4.5.1. lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:	93
4.5.2. lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:	95
4.5.3. tổng hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:	98
4.5.4. tính toán cốt đai	99
CHƯƠNG V	103
DẦM CHÍNH	103
5.1. các số liệu dầm chính:	103
5.1.1. chọn sơ bộ kích thước dầm chủ:	103
5.1.2. tiết diện tính đối:	105
5.2. TẢI TRỌNG – HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG:	106
5.2.1. Xác định các tải trọng:	106
5.2.1.1. Tĩnh tải	106
5.2.1.1.1. Xác định trọng lượng bản thân dầm chủ:	106
5.2.1.1.3. Tải trọng lớp phủ (DW)	108
5.2.1.1.4. Tải trọng lan can, lề bộ hành:	108
5.2.1.1.5. Tổ hợp tĩnh tải tác dụng lên dầm biên và dầm giữa:	109
5.2.1.2. Hoạt tải:	109
5.2.2. Xác định hệ số phân bố ngang:	110
5.2.2.1. Phương pháp Dầm Đơn	110
5.2.2.1.1. Dầm trong:	110
5.2.2.1.2. Dầm biên:	113
5.3. NỘI LỰC – TỔ HỢP NỘI LỰC THEO CÁC TTGH	114

5.3.1. NỘI LỰC DO TĨNH TẢI	114
5.3.1.2. Xác định mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm:.....	114
5.3.1.2. Xác định lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm:	117
5.3.2. NỘI LỰC DO HOẠT TẢI:.....	120
5.3.2.1. Mômen do hoạt tải tác dụng lên dầm:	120
5.3.2.2. Lực cắt:	123
5.3.3. Tổ hợp hoạt tải:	125
5.3.3.1. Mômen:.....	125
5.3.3.2. Lực cắt:	126
5.4. TỔ HỢP TĨNH TẢI VÀ HOẠT TẢI:	127
5.4.1. Momen:	127
5.4.2. Lực cắt:	127
5.5. BỐ TRÍ CÁP CHO DẦM CHỦ:	128
5.5.1. Chọn cáp:	128
5.5.2. Chọn bê tông:	129
5.5.3. Chọn sơ bộ số tào cáp:	129
5.5.4. Bố trí cáp:.....	129
5.5.5. Tính toán mất mát ứng suất:	130
5.5.5.1. Đặc trưng hình học mặt cắt và trọng tâm nhóm cáp DƯỠI:	134
5.5.5.1.2. Đặc trưng hình học tại các mặt cắt (Giai đoạn 1- bản thân dầm)	136
5.5.5.1.2. Đặc trưng hình học tại các mặt cắt (Giai đoạn 2- Tiết diện có cáp)	138

5.5.5.1.3. Đặc trưng hình học của các mặt cắt (Giai đoạn 3 –tiết diện liên hợp)	142
5.5.5.2. Tính toán mất mát ứng suất.....	142
5.5.5.2.1. Mất mát ứng suất tức thời.....	146
5.5.5.3. Mất mát ứng suất theo thời gian.....	147
5.6. KIỂM TOÁN:.....	147
5.6.1. Kiểm tra khả năng chịu uốn của dầm trong giai đoạn truyền lực:.....	148
5.6.1.1. Mặt cắt giữa nhịp (IV-IV)	149
5.6.1.2. Mặt cắt gối (I-I)	150
5.6.2. Kiểm tra khả năng chịu uốn ở trạng thái giới hạn sử dụng:.....	150
5.6.2.1. Kiểm toán cho mặt cắt IV-IV:	151
5.6.2.2. Kiểm toán cho mặt cắt gối I - I:.....	152
5.6.3. Kiểm toán dầm ở trạng thái giới hạn cường độ:	152
5.6.3.1. Xác định sức kháng danh định:	154
5.6.3.2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa:	154
5.6.3.3 Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu:	
5.6.4 Kiểm tra độ võng, độ võng của dầm:.....	155
5.6.4.1. Độ võng giai đoạn ngay khi căng cáp	156
a. Độ võng do cáp dự ứng lực	156
b. Độ võng do trọng lượng bản thân dầm	156
5.6.4.2. Độ võng giai đoạn sau khi căng cáp.....	156
a. Độ võng do tĩnh tải.....	156
b. Độ võng do cáp dự ứng lực.....	156

c. Độ võng do xe thiết kế gây ra.	156
5.6.4.3. Kiểm toán độ võng do hoạt tải.	157
5.7. THIẾT KẾ CỐT ĐAI CHO MẶT CẮT GỖI:.....	158
5.7.1. Xác định d_v	158
5.7.2. Ứng suất cắt trung bình:.....	158
5.7.3. Tính biến dạng ϵ_x	159
5.7.4. Xác định khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai:.....	160
5.7.5. Tính bước cốt đai:	161

KẾ TRỤ CẦU

6.9.1. Số liệu địa chất – thủy văn	191
6.9.2. Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc.....	192
6.9.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu	192
6.9.4. Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền	193
6.9.5. Tính sức kháng đơn vị của thân cọc q_s (Mpa).....	193
6.9.6. Tính sức kháng đơn vị của mũi cọc q_p (MPa)	194
6.9.7. Tổng hợp sức chịu tải của cọc (N).....	194
6.9.8. Tính toán số lượng cọc.....	195
6.9.9. Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị đài cọc	195
6.9.10. Kiểm toán cọc	204
6.9.10.1. Kiểm tra sức chịu tải của cọc.	204
6.9.10.2. Kiểm toán cường độ nền đất tại vị trí mũi cọc	204
Xác định kích thước khối móng qui ước	204
Xác định khả năng chịu tải của đất nền dưới mũi cọc.....	205
Xác định ứng suất dưới đáy khối móng qui ước.	206
6.9.10.3. Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước và kiểm toán	207
6.9.11. Kiểm tra độ lún của cọc.....	208
6.9.12. Thiết kế cốt thép cho đài cọc	210
6.9.12.1. Thép đặt theo phương dọc cầu:	210
6.9.12.2. Thép đặt theo phương ngang cầu:	214
6.9.13. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.....	214

CHƯƠNG VII: THIẾT KẾ MÓ CẦU

7.1	CÁC KÍCH THUỐC HÌNH HỌC CỦA MÓ.....	215
	SỐ LIỆU KẾT CẤU PHẦN TRÊN:.....	217
	XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN KẾT CẤU.	217
	TÍNH TẢI DO KẾT CẤU PHẦN TRÊN:	217
	Tính tải do kết cấu phần dưới.....	218
7.3.1.	Hoạt tải (LL)	220
7.3.2.	Lực hãm xe (BR).....	221
7.3.3.	Lực ma sát (FR).....	221
7.3.4.	Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)	223
7.3.5.	Tải trọng gió thẳng đứng.....	223
7.3.6.	Nội lực do trọng lượng đất đắp.....	224
7.3.7.	Nội lực do áp lực đất EH, LS tác dụng lên thân mố	224
7.4.1)	Mặt cắt A-A (tại đáy bệ móng)	226
7.4.2)	Mặt cắt B-B (tại đỉnh bệ móng).....	227
7.4.4)	Mặt cắt D-D (đuôi tường cánh).....	228
7.4.5)	Mặt cắt E-E (thân tường cánh)	229
	THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO CÁC MẶT CẮT	230
7.5.1.	Thiết kế cốt thép cho tường thân.....	230
	Kiểm tra cầu kiện chịu uốn theo 2 phương (điều 5.7.4.5).....	233
7.5.1.1.	Kiểm tra khả năng chịu cắt :.....	234
7.5.1.2.	Kiểm tra điều kiện chống nứt thân mố :.....	235
7.5.1.3.	Kiểm toán cầu kiện chịu uốn.....	235
7.5.1.4.	Kiểm tra cầu kiện chịu cắt.....	236
7.5.2.	Kiểm toán mặt cắt D – D (tường cánh phần đuôi).....	238
	Kiểm tra cầu kiện chịu uốn.....	238
	Kiểm toán cầu kiện chịu cắt	239
	Kiểm tra điều kiện chống nứt	240
7.5.4	Kiểm toán mặt cắt E - E	241
7.5.4.1	Kiểm toán cầu kiện chịu uốn	241
7.5.4.2	Kiểm toán cầu kiện chịu cắt	242
7.5.4.3	Kiểm tra điều kiện chống nứt	243

CHƯƠNG VIII: TÍNH TOÁN GỖI CẦU

8.1.	Giới thiệu chung	246
8.2.	Tính toán nội lực tác dụng lên gối cầu:	246
8.3.	Chọn gối cầu.....	247

PHẦN THỨ TƯ
THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG

CHƯƠNG I: BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỦ ĐẠO

1.1	tổ chức thi công.....	251
-----	-----------------------	-----

1.1.1	đảm bảo giao thông	251
1.1.2	yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển	251
1.1.3	mặt bằng thi công	254
1.1.4	công tác chuẩn bị	255
1.2	biện pháp thi công một số hạng mục chủ yếu	255
1.2.1	công nghệ thi công cọc khoan nhồi btct	258
1.2.2	công tác thử cọc	258
1.3	trình tự thi công	258
1.3.1	thi công móng m1, m2	259
1.3.2	thi công trụ t1, t2	262
1.3.3	công tác lao phóng dầm btct (có hai cách)	263
1.3.4	công tác đổ dầm ngang:	264
1.3.5	công tác đổ bê tông sàn:	264
1.3.6	thi công lan can, lê bộ hành, lớp phủ :	265
1.3.7	thi công đường 2 đầu cầu	265
1.4	một số vấn đề cần lưu ý khi thi công	266
1.5	tiến độ thi công	266
1.6	thiết bị thi công chủ yếu	267
1.7	tổ chức khai thác	

CHƯƠNG II: THIẾT KẾ THI CÔNG CHI TIẾT

2.1	tính toán cọc ván thép:	269
2.1.1	tính chiều dày lớp bê tông bọt đáy	269
2.1.2	tính toán chiều sâu đóng cọc ván thép:	274
2.1.3	tính toán cọc ván thép theo điều kiện cường độ:	274
2.2	tính toán ván khuôn trụ t2	274
2.2.1	các số liệu tính toán	275
2.2.2	chọn loại ván khuôn :	275
2.2.3	tính toán ván khuôn bộ trụ	280
2.2.4	tính toán ván khuôn thân trụ:	

LỜI CẢM ƠN

Trong năm năm qua em rất hân hạnh được học tại trường Đại Học Giao Thông Vận Tải TP.HCM. Trường đã tạo điều kiện cho em học hỏi những kiến thức quan trọng và những kinh nghiệm quý báu, rèn luyện tác phong và phong cách làm người, đó là vốn kiến thức quý báu và hành trang để em bước vào đời.

Em vô cùng cảm ơn ban giám hiệu trường, cảm ơn tất cả các thầy cô Khoa Công Trình đặc biệt là thầy cô trong bộ môn Cầu Hầm đã tận tình giúp đỡ và chỉ bảo em trong suốt quá trình học tập và hoàn thành luận án tốt nghiệp. Em xin chân thành cảm ơn đến thầy Lê Hồng Lam đã tận tình hướng dẫn em trong suốt quá trình em hoàn thành luận án vừa qua.

Với lượng kiến thức còn hạn chế do vậy những thiếu sót không thể tránh khỏi trong quá trình làm đề tài, em xin được đón nhận những lời phê bình của quý thầy cô cùng các bạn để vốn kiến thức của em ngày càng hoàn thiện hơn.

Lời cuối em xin kính chúc toàn thể Quý Thầy Cô lời chúc sức khỏe và hạnh phúc.

TP. HCM, Ngày 19 tháng 6 năm 2019

Sinh viên thực hiện

Đỗ Thanh Văn

CHƯƠNG 1. GIỚI THIỆU CHUNG

1.1 Qui mô công trình

Cầu được thiết kế dành cho đường ô tô là 1 công trình vĩnh cửu

1.2 Nội dung và tiêu chuẩn kỹ thuật thiết kế:

Bề rộng cầu: 12 m

- + Bề rộng mặt đường xe chạy: 10 m
- + Lề bộ hành: 2×0.75 m
- + Lan can: 2×0.25 m = 0.5 m

Chiều dài toàn dầm : 34m

- Tải trọng thiết kế:
 - + 0.5 HL93, tải trọng người, theo tiêu chuẩn TCN 11823-2017
 - + Tải trọng gió cơ bản: 25 m/s
- Tần suất lũ thiết kế: Cầu được thiết kế với tần suất lũ 5%
- Quy phạm thiết kế:
 - + Tiêu chuẩn thiết kế cầu cầu TCN 11823-2017

1.3 Đặc điểm về địa chất:

Qua công tác khảo sát hiện trường và thí nghiệm trong phòng cấu trúc địa tầng của khu vực xây dựng cầu gồm các lớp sau:

1.3.1 Địa chất :

Lớp số 01: Sét màu xám đen, xám xanh, trạng thái chảy, xuất hiện ở tất cả các lỗ khoan. Chiều dày lớp 3.9m

Lớp số 02: Sét màu nâu đỏ, xám trắng, xám xanh, trạng thái nửa cứng, xuất hiện ở hầu hết các lỗ khoan. Chiều dày lớp 2.5m

Lớp số 03: Sét cát màu xám vàng, xám xanh, hồng nhạt, đôi chỗ lẫn ổ cát, trạng thái dẻo mềm đến dẻo cứng. Lớp này phân bố hầu hết trong các lỗ khoan cầu. Bề dày lớp 4.1m
Một số chỉ tiêu cơ-lý như sau:

Lớp số 04: Cát hạt trung màu xám vàng, xám trắng, đôi chỗ lẫn sỏi sạn và bột sét, kết cấu chặt vừa đến chặt. Lớp này phân bố trong tất cả các lỗ khoan cầu. Bề dày lớp 32.7m

Lớp số 5: Sét cát màu xám vàng, xám xanh, đôi chỗ lẫn sỏi sạn, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng. Lớp này phân bố rải rác dọc theo chiều dài cầu trên phần lớn các lỗ khoan. Bề dày lớp 5.00m

Lớp số 06: Cát hạt trung đến hạt bụi màu xám xanh, vàng xám, đôi chỗ lẫn sỏi sạn và bột sét kết cấu chặt vừa đến chặt. Lớp này phân bố trong tất cả các lỗ khoan cầu ở phần cuối các lỗ khoan. Chiều dày chưa xác định
Một số chỉ tiêu cơ-lý như sau:

1.4 Cao độ mực nước thiết kế:

Mực nước thấp nhất : 11,733 m

Mực nước cao nhất : 29,55 m

Mực nước thông thuyền : 23,74 m

PHẦN THỨ HAI

THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ SO SÁNH HAI PHƯƠNG ÁN CẦU

CHƯƠNG I: PHƯƠNG ÁN I

CẦU DẦM GIẢN ĐƠN BÊ TÔNG CỐT THÉP

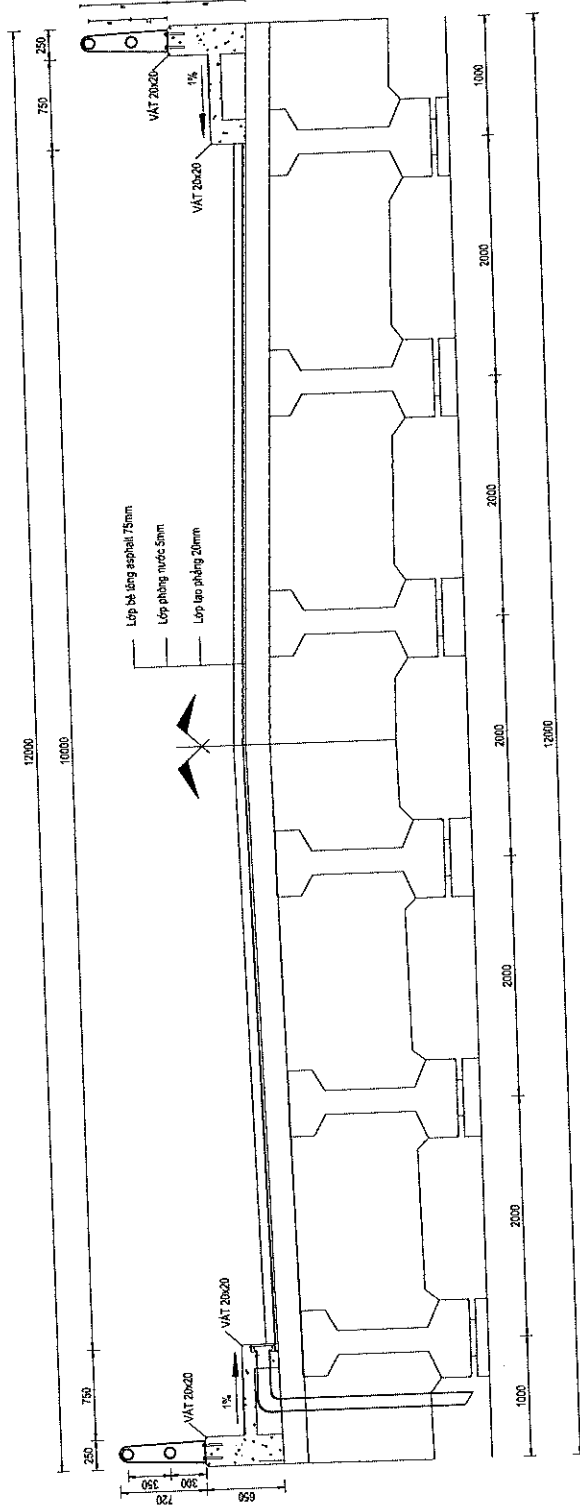
DỰ ỨNG LỰC, TIẾT DIỆN I CĂNG SAU

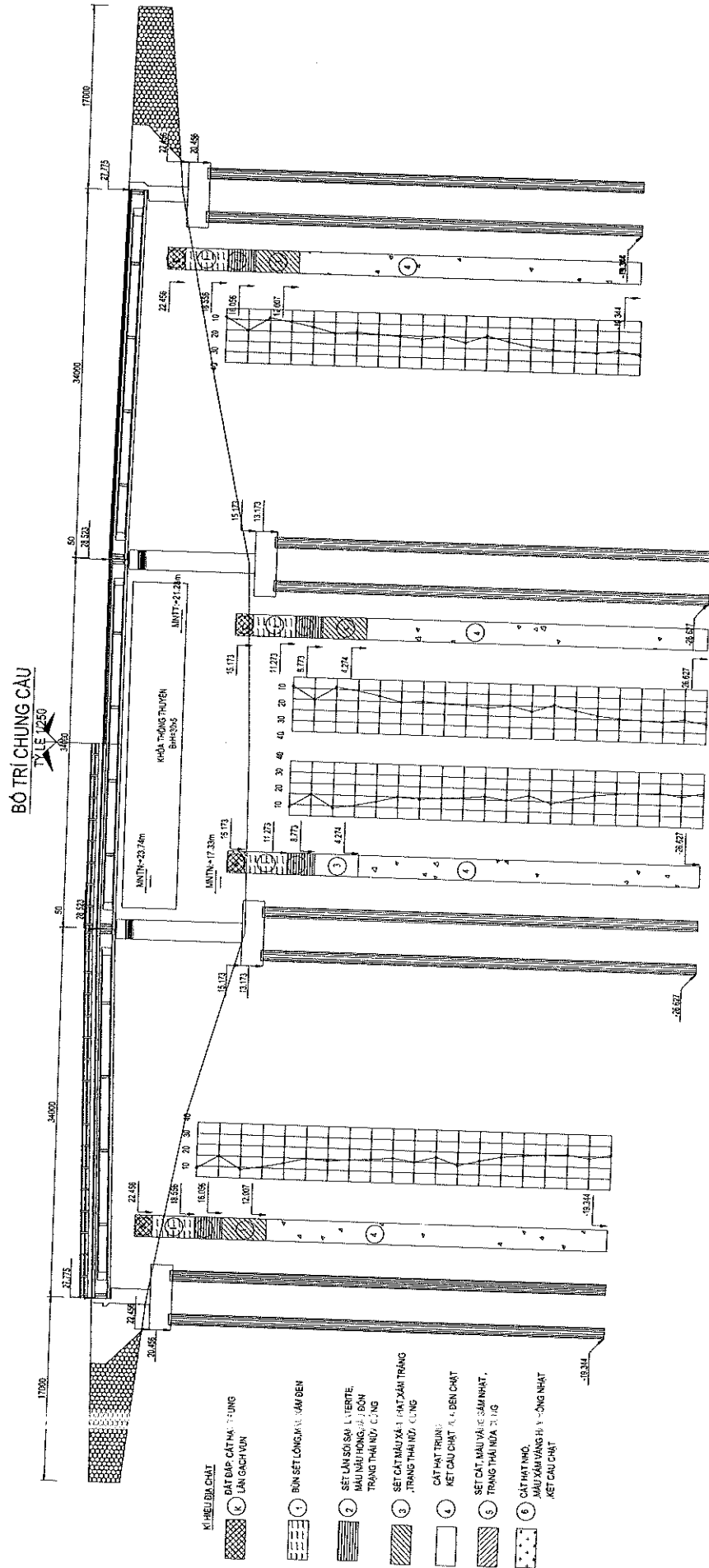
1.1 Chọn sơ đồ kết cấu nhịp:

- Mặt cắt ngang kết cấu nhịp gồm 6 dầm chữ I (căng sau)
- Khoảng cách các dầm là 2000mm
- Chiều dài mỗi dầm 34000 mm
- Số nhịp: 3 nhịp
- Chiều cao mỗi dầm là 1400 mm.
- Dầm ngang bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ
- Bản mặt cầu dày 200 mm
- Lớp phòng nước dày 5 mm
- Lớp tạo phẳng dày 20 mm
- Lớp phủ mặt cầu bằng bê tông Asphalt dày 75 mm
- Thanh và trụ lan can làm bằng thép CT3 có mạ kẽm
- Gối cầu sử dụng gối cao su có bản thép

MẶT CẮT NGANG CẦU

ΤΥΛΕ 1/30



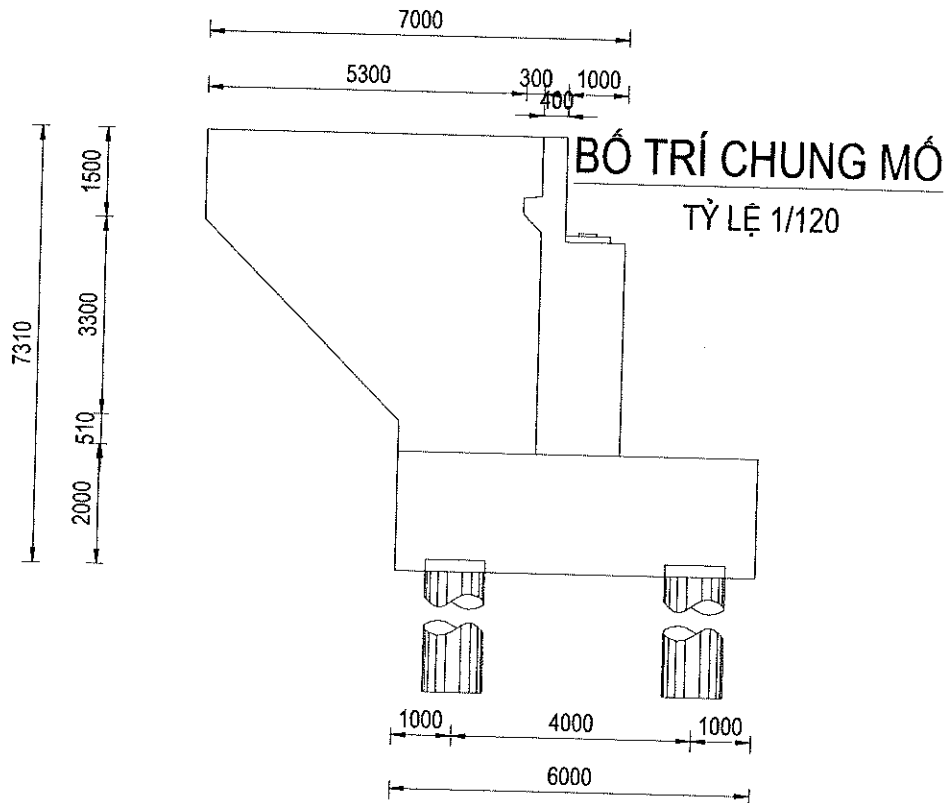
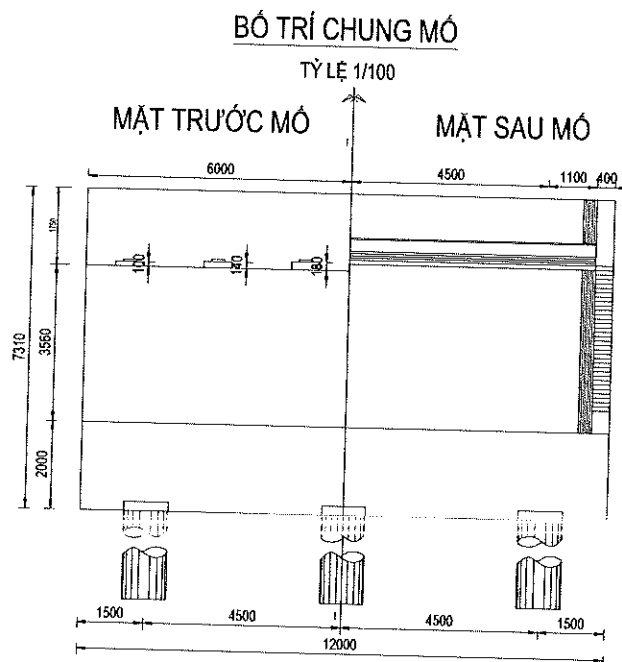


ĐẠI: IK CAUBICI DULI CANG SAU GVHD: TS. LE HUU LAM

SVTH: ĐỖ THANH VẤN MSSV: 1151110227

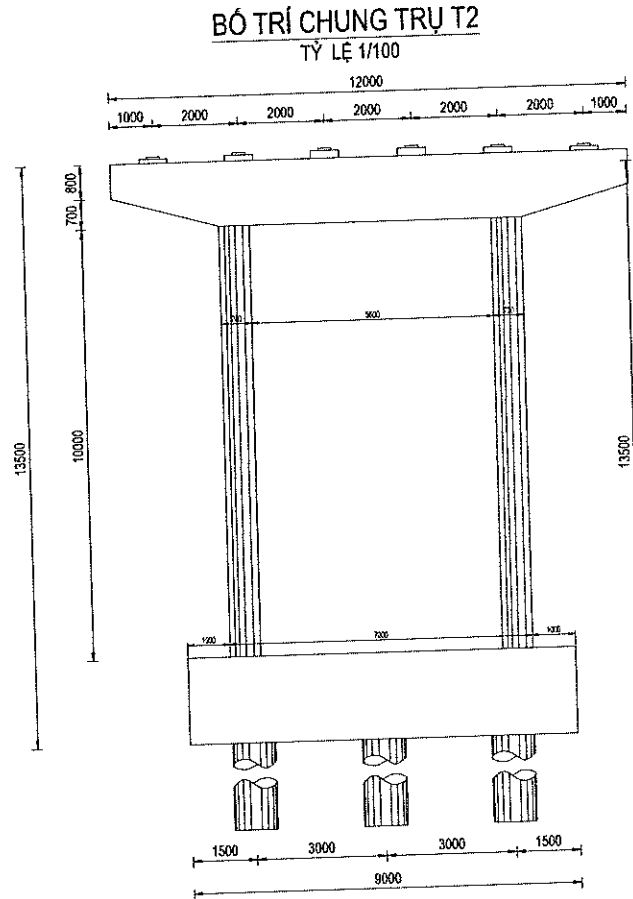
1.2 Mố cầu:

- Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến 20 m



1.3 Trụ cầu:

- Trụ cầu là trụ đặc bằng bê tông cốt thép, thân hẹp
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc là 1m, 6 cọc, chiều dài dự kiến mỗi cọc 20 m



1.4 Các đặc trưng vật liệu sử dụng:

- Bê tông:

Cường độ bê tông chịu nén mẫu hình trụ tại 28 ngày tuổi sử dụng cho các kết cấu bê tông cốt thép như sau:

Kết cấu	Cường độ f_c (MPa)
Lan can	30
Bản mặt cầu	30
Bản liên tục nhiệt	30
Dầm ngang	30
Dầm chính I	50
Trụ và bệ trụ	30
Mố và bệ mố	30
Cọc khoan nhồi	30
Bê tông nghèo và bê tông tạo phẳng	10

- Cốt thép:

+ Thép thường:

Thép có gờ CII, giới hạn chảy 300 MPa

Thép có gờ CIII, giới hạn chảy 400 MPa

+ Cáp dự ứng lực:

Dùng loại tạo tự chùng thấp: $D_{ps} = 12.7 \text{ mm}$

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Diện tích 1 tao cáp: $A_{ps1} = 100.1 \text{ mm}^2$

Modul đàn hồi của cáp: $E_{ps} = 197000 \text{ Mpa}$

- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ:

Kết cấu	Chiều dày tối thiểu lớp bê tông bảo vệ (mm)
Lan can	50
Bản mặt cầu	40
Dầm ngang	50
Dầm chính I	50
Trụ cầu và móng cầu	50
Bệ móng và bệ trụ	75
Cọc khoan nhồi	75

1.4.1 Phương án thi công chủ đạo

1.4.1.1 Tổ chức thi công

- Đảm bảo giao thông
 - + Biện pháp an toàn giao thông đường thủy
 - + Biện pháp an toàn giao thông đường bộ
- Yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển

+ Đối với bê tông nhựa: Theo quy trình thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa 22 TCN-249-98, dùng bê tông nhựa nóng hạt trung đối với lớp dưới dày 7cm và bê tông nhựa nóng chặt, hạt nhỏ đối với lớp trên dày 5cm, nhựa đường dùng loại có trị số độ kim lún 60/70.

+ Đối với cấp phối đá dăm: Dùng cấp phối đá dăm loại 1, theo quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN-252-98.

+ Đối với nhựa dính bám: Dùng nhựa pha dầu.

+ Cát đắp: dùng cát mịn trở lên.

+ Vải địa kỹ thuật: Dùng loại vải địa kỹ thuật theo quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22 TCN 262-2000.

+ Đá dăm đổ bê tông: dùng đá có đường kính $D_{\max} = 2.5\text{cm}$ phù hợp với TCVN 1771-86 và TCVN 4453-1995.

+ Cát dùng cho bê tông: dùng cát sông phù hợp với TCVN 770-86 và TCVN 4453-1995.

+ Xi măng: dùng xi măng portland PC40 – PC50 cho kết cấu dầm chủ, PC – 30 cho kết cấu móng trụ và các phần còn lại của kết cấu nhịp, phù hợp với TCVN 2682 - 1992.

- Mặt bằng thi công

+ Trước khi thi công cần tiến hành giải phóng mặt bằng, giải tỏa nhà cửa, các công trình kiến trúc và cơ sở hạ tầng kỹ thuật khác như điện lực, thông tin liên lạc... Đây là 1 bước quan trọng và rất phức tạp cần thực hiện trước tiên và nên kết thúc trước khi thi công công trình.

- Công tác chuẩn bị

+Thu dọn mặt bằng sau giải tỏa, tháo dỡ các công trình cũ để lại, chặt cây, đào gốc...

+Khôi phục cọc, chuẩn bị đường công vụ, xây dựng nhà xưởng, bố trí các bãi tập kết vật liệu, mặt bằng công trường, cung cấp điện, nước...

1.4.2 Biện pháp thi công một số hạng mục chủ đạo

1.4.3 Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT

Trình tự thi công cọc khoan nhồi được thực hiện theo 6 bước sau:

- Bước 1: Tiến hành hạ ống vách thép bằng búa rung và khoan lấy đất bên trong đến cao độ thiết kế. Giữ ổn định thành vách đất trong quá trình khoan tạo lỗ bằng vữa Bentonite, riêng đối với thi công cọc trụ giữa sông việc sử dụng Bentonite hay không tùy thuộc vào thiết bị khoan do chỉ thuần túy khoan vào đá.

- Bước 2 : Xử lý cặn lắng dưới đáy lỗ khoan bằng thổi rửa kết hợp xối hút: Toàn bộ đất bùn lẫn bentonite.

- Bước 3 : Hạ khung cốt thép cọc vào trong lòng lỗ khoan.

- Bước 4 : Kiểm tra lại cao độ đáy lỗ khoan, mức độ sạch bùn, tạp chất ở đáy lỗ khoan 15 phút trước khi đổ bê tông.

- Bước 5 : Đổ bê tông lấp lòng lỗ khoan theo phương pháp vữa dâng rút ống thẳng đứng: Bê tông dùng loại thương phẩm chở bằng xe chuyên dụng từ trạm trộn tới hiện trường.

- Bước 6 : Kiểm tra chất lượng cọc sau khi thi công và hoàn thiện cọc.

Công tác thử cọc

- Tất cả các cọc đều phải siêu âm kiểm tra cọc trên tất cả các mặt cắt.

- Dự kiến khoảng 5% số cọc sẽ được kiểm tra bổ sung bằng khoan lấy mẫu và nén mẫu trên suốt chiều dài cọc hoặc gõ PIT nếu trong quá trình thi công cọc có hiện tượng bất thường và kết quả siêu âm cọc phát hiện có những dấu hiệu nghi ngại.

1.4.4 Thi công trụ, móng T1, M1

1.4.4.1 Thi công móng:

- Đổ bê tông bộ móng

+ Sau khi thi công hết các cọc trong móng (6 cọc) trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép.

+ Tiến hành đào hố móng, đổ lớp đá hộc, rải lớp đá dăm cát đệm dày 10cm. Đập đầu cọc, vệ sinh móng. Đổ lớp bê tông tạo phẳng dày 10cm. Đổ bê tông lót đáy móng.

+ Lắp dựng đà giáo cốp pha, cốt thép bộ móng.

+ Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí móng) kết hợp với việc đầm.

+ Khi bê tông đạt cường độ. Lắp dựng cốp pha, cốt thép tiến hành đổ bê tông tường thân, tường đầu móng . . .

+ Đổ bê tông thân móng

+ Đổ bê tông tường đỉnh

+ Hoàn thiện móng

1.4.4.2 Thi công trụ:

- Công tác thi công móng, bộ trụ

Sau khi thi công hết các cọc trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép. Lắp đặt hệ thanh giằng D32.

+ Đổ lớp cát đệm đến cao độ. Đổ bê tông bị đáy dày 1m.

- + Bê tông đạt cường độ, hút nước hồ móng. Lắp đặt tầng khung chống.
- + Trắc đạc để lấy cao độ đập đầu cọc. Đập đầu cọc, đến gần vị trí thiết kế thì tủa, vệ sinh hồ móng, đổ bê tông tạo phẳng dày 10cm.
- + Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.
- + Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí) kết hợp với việc đầm. Sau khi đổ bê tông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bê tông thân trụ.
- + Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.
- + Tiến hành bảo dưỡng bằng cách phủ các lớp vải bố có tưới ẩm.
- + Theo qui định thì khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha.
- + Chú ý luôn đảm bảo có tấm che trong lúc đổ bê tông (phòng khi trời mưa).
- Công tác thi công thân trụ
 - + Vệ sinh cốp pha thân, tra dầu chống dính.
 - + Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.
 - + Dùng xe cầu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.
 - + Dùng cầu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.
 - + Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận tiện cho việc thi công và lắp đặt cốp pha đợt sau.
 - + Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.
 - + Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.
 - + Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông, mỗi đốt thân cao 4m).
 - + Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.
 - + Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí. bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.
 - + Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.
 - + Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.
 - + Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).

+ Vệ sinh cốt pha, tra dầu để chống dính với bê tông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.

+ Lắp lại trình tự thi công như đốt thân trụ thứ hai, và lắp đặt các ống ti lớn để chờ thi công xà mũ.

+ Trắc đạc điểm dừng khớp nối thân trụ với xà mũ.

+ Vệ sinh khu vực bên trong thân trụ.

+ Tiến hành tưới nước, bơm bê tông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 10%

+ Khi bê tông đủ cường độ (khoảng 3 ngày sau) tháo cốt pha.

- Thi công xà mũ

+ Tiến hành cắt uốn, bo cốt thép, bố trí các thành giằng.

+ Lắp đặt conxon chữ A vào ti thép đã chờ ở phần thân trụ.

+ Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.

+ Vệ sinh các cốt pha, tra dầu lên cốt pha để không dính với bê tông.

+ Lắp đặt cốt pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cầu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.

+ Trắc đạc, lấy hướng, cự li, cao độ.

+ Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.

+ Lồng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan cẩu lồng thép, bầy vào đúng vị trí thiết kế.

+ Lắp đặt các cốt pha bên còn lại. Dùng thước thủy cân chỉnh cốt pha thẳng đứng.

+ Sau đó hàn các cốt pha lại, dùng các thanh thép chống cốt pha nhằm cố định cốt pha và cũng hàn lại.

+ Trắc đạc lấy vị trí tim gối và tim xà mũ, dùng dây kéo thẳng để xác định vị trí đường tim gối. Xác định cao độ đổ bê tông.

+ Dùng silicon trét bít kín các khe hở của cốt pha, lắp các cục kê bê tông.

+ Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.

Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra, kết hợp với việc đầm. Việc đổ bê tông xà mũ chia làm 2 giai đoạn:

+ Sau khi đổ xong đợt 1 (có cắm sắt chờ để dựng cốp pha đổ đợt 2), tạo nhám phần tiếp xúc giữa 2 giai đoạn đổ, song song đó làm mặt, bảo dưỡng phần còn lại.

+ Theo qui định thì cốp pha bên của giai đoạn 1 có thể tháo sau 3 ngày kể từ lúc đổ (trừ cốp pha đáy)

+ Tiến hành tháo cốp pha, vệ sinh khuôn, tra dầu.

+ Trắc đạc lấy chân khuôn đợt 2, tìm dọc, ngang, cao độ đổ bê tông.

+ Lắp đặt khuôn, hàn các thanh chống để cố định khuôn, dùng thước thủy để chỉnh cốp pha cho thẳng đứng, lắp các kê bê tông.

+ Kiểm tra toàn diện.

+ Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.

+ Cắm sắt chờ để chống trượt đầu dầm về phía thấp. (1)

+ Sau 3 ngày có thể tháo cốp pha và tiến hành bảo dưỡng.

+ Còn cốp pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

1.4.5 Công nghệ thi công dầm bản rỗng

Trình tự thi công kết cấu nhịp:

Bước 1: Vận chuyển dầm tới công trường

- Dầm được vận chuyển từ bãi đúc tới công trường bằng xe chuyên dụng
- Xà lan 250 tấn chở dầm chờ sẵn neo tại bến
- Dùng 02 cầu 20T trên bờ cầu dầm từ xe chở xuống xà lan.

Bước 2: Lắp đặt dầm bản rỗng

- Xà lan 250T chở 4 dầm bản rỗng đến chân trụ (mố)
- Dùng 02 cầu 20T trên xà lan 100T cầu dầm bản rỗng trên xà lan 250T
- Dầm được nhắc dầm lên từ từ
- Khi đến mũ trụ, cầu di chuyển từ từ để đặt dầm vào vị trí gối
- Tiếp tục cầu các dầm còn lại tương tự
- Nhịp còn lại cũng tiến hành cầu dầm như trên.

1.4.6 Công tác khe co giãn

- + Gia công cốt thép, gia công cốp pha
- + Làm mặt và bảo dưỡng

1.4.7 Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ

- Bước 1 : Thi công lan can, lề bộ hành:
 - + Thi công lắp đặt gờ lan can đúc sẵn.
 - + Lắp đặt ván khuôn cốt thép phần gờ lan can đổ tại chỗ.
 - + Lắp đặt lan can, chiếu sáng.
 - + Lắp đặt ván khuôn cốt thép, đổ bê tông gờ lề bộ hành.
 - + Lắp đặt các tấm đan lề bộ hành đúc sẵn.
 - + Thi công lớp vữa xi măng trên mặt các tấm đan lề bộ hành.
- Bước 2 : Thi công khe co giãn cao su, thoát nước mặt cầu.
- Bước 3 : Thi công lớp phủ mặt cầu.
- Bước 4 : Công tác hoàn thiện: Sơn phân làn...

1.4.8 Thi công đường 2 đầu cầu

- Bước 1 : Thi công nền đường
 - + Đào đất, vét hữu cơ : đất đào ra cần được chuyển đi để san lấp vào các khu vực trũng. Trường hợp cần chuyển xa, có thể gom lại, dùng máy xúc đưa lên xe ô tô vận chuyển. Riêng đoạn đắp qua ruộng sau khi vét 50cm lớp bùn trên mặt ruộng, tiến hành trải vải địa kỹ thuật rồi đắp cát dày tối thiểu 80cm.
 - + Đắp đất : đất đắp nền được vận chuyển từ xa đến bằng ô tô, được san ra thành từng lớp bằng máy ủi và đầm chặt. Chiều dày mỗi lớp được xác định tùy theo thiết bị đầm nén cụ thể. Trong quá trình đầm nén, cần khống chế độ ẩm trong phạm vi cho phép. Phải luôn chú ý công tác thoát nước trên mặt nền, nhất là trong trường hợp thi công vào mùa mưa. Mặt nền nên được thường xuyên tạo độ dốc cần thiết để thoát nước mặt tốt.
 - + Hoàn thiện nền đường : Bao gồm các công tác : gạt đất thừa trên ta luy, san sửa mặt nền cho đúng cao độ thiết kế, đầm nén lại nếu cần thiết.
- Bước 2 : Thi công kết cấu áo đường

+ Thi công lớp cấp phối đá dăm : Lớp cấp phối đá dăm của kết cấu làm mới cần được thi công thành từng lớp, chiều dày không quá 18 cm.

+ Thi công các lớp bê tông nhựa: các lớp bê tông nhựa được thi công bằng bộ thiết bị chuyên dùng. Trước khi rải bê tông nhựa lên mặt lớp cấp phối đá dăm, và cả trong trường hợp rải lớp bê tông nhựa sau lên trên mặt lớp bê tông nhựa trước đã bị bám bẩn, cần tưới nhựa dính bám.

+ Công tác hoàn thiện : bao gồm các hạng mục : sơn, kẻ mặt đường, gắn đinh phản quang, lắp đặt tôn sóng, biển báo...

CHƯƠNG II: PHƯƠNG ÁN 2
CẦU DÀM GIẢN ĐƠN
DÀM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP

Chọn sơ đồ kết cấu nhịp:

- Mặt cắt ngang kết cấu nhịp gồm 6 dầm
- Khoảng cách các dầm là 2000 mm
- Chiều dài mỗi dầm 34000 mm
- Số nhịp: 3 nhịp
- Chiều cao mỗi dầm là 1400 mm.
- Bản mặt cầu dày 200 mm
- Lớp phòng nước dày 5 mm
- Lớp tạo phẳng dày 20 mm
- Lớp phủ mặt cầu bằng bê tông asphalt dày 75 mm
- Thanh và trụ lan can làm bằng thép CT3 có mạ kẽm

2.1 Mố cầu:

- Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến 45 m

2.2 Trụ cầu:

- Trụ cầu là trụ đặc bằng bê tông cốt thép, thân hẹp
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc là 1m, 6 cọc, chiều dài dự kiến mỗi cọc 50 m

2.3 Các đặc trưng vật liệu sử dụng:

- Bê tông:

Cường độ bê tông chịu nén mẫu hình trụ tại 28 ngày tuổi sử dụng cho các kết cấu bê tông cốt thép như sau:

Kết cấu	Cường độ f_c (MPa)
Lan can	30
Bản mặt cầu	30
Trụ và bộ trụ	30
Mố và bộ mố	30
Cọc khoan nhồi	30
Bê tông nghèo và bê tông tạo phẳng	10

- Cốt thép:

+ Thép thường:

Thép có gờ CII, giới hạn chảy 300 MPa

Thép có gờ CIII, giới hạn chảy 400 MPa

+ Thép dầm chủ, sườn tăng cường, liên kết ngang:

Thép tấm M270M cấp 345:

$$f_y = 345 \text{ MPa},$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Thép góc: L 100 x 100 x 10:

$$f_y = 240 \text{ MPa},$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ:

Kết cấu	Chiều dày tối thiểu lớp bê tông bảo vệ (mm)
Lan can	50
Bản mặt cầu	40

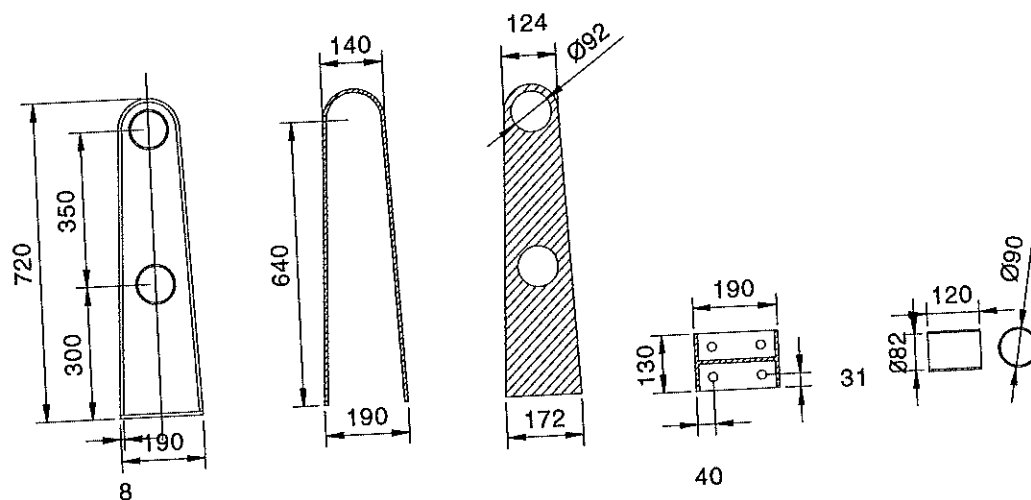
Trụ cầu và móng cầu	50
Bệ móng và bệ trụ	75
Cọc khoan nhồi	75

2.4 Lan can

2.4.1 Thanh lan can

- Chọn thanh lan can thép ống đường kính ngoài $D = 90$ mm và kính trong $d = 82$ mm
- Khoảng cách 2 cột lan can là: $L = 2000$ mm.
- Khối lượng riêng thép lan can: $\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5}$ N/mm³.
- Thép cacbon số hiệu CT3: $f_y = 240$ Mpa

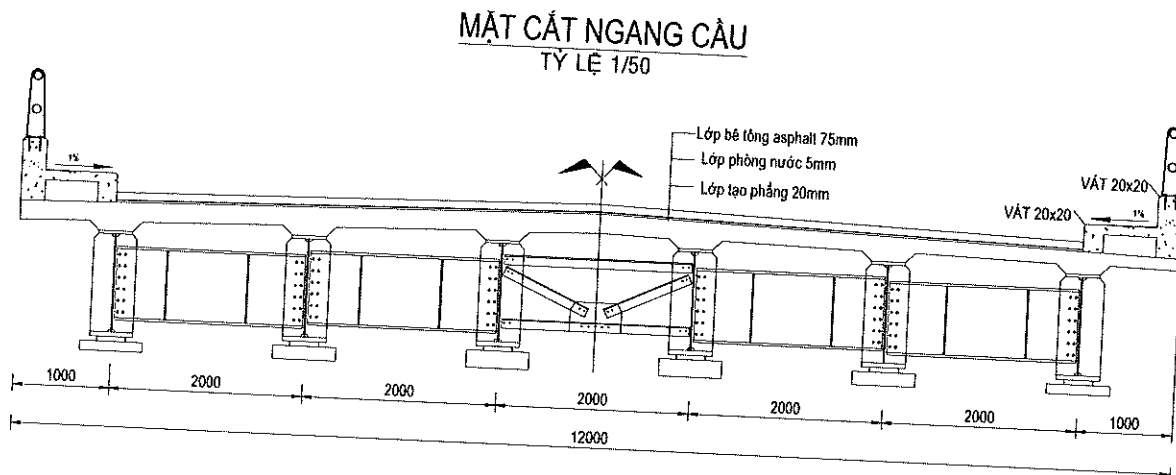
2.4.2 Cột lan can.:



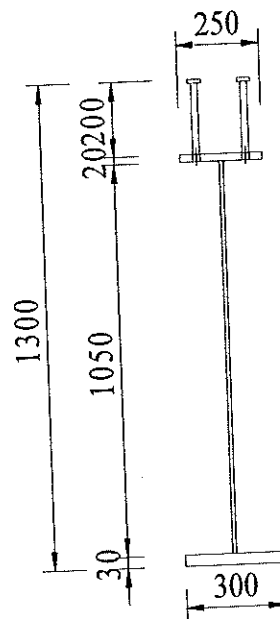
Hình 2.3. Cấu tạo trụ lan can

2.5 Bản mặt cầu

- Chiều dày bản mặt cầu: $h_f = 200 \text{ mm}$.
- Chọn lớp phủ mặt cầu gồm các lớp sau:
 - + Lớp tạo phẳng dày 20mm.
 - + Lớp vải nhựa phòng nước dày 5 mm.
 - + Lớp bê tông asphalt tương lai dày 75 mm.



2.6 Kích thước dầm thép



Hình 2.6: Chi tiết phần dầm chủ

2.7 Khe co giãn

- Chọn khoảng hở giữa 2 đầu dầm và giữa dầm với tường đỉnh mố là 50mm.
- Ta lựa chọn khe co giãn dạng ray. Vì nó có nhiều ưu điểm hơn các dạng khe co giãn cao su thường dùng. Chịu được tải trọng lớn, tạo sự êm thuận trong quá trình khai thác, giảm được các hiện tượng bong tróc, hư hỏng khe co giãn ảnh hưởng đến quá trình khai thác.

2.8 Gối cầu

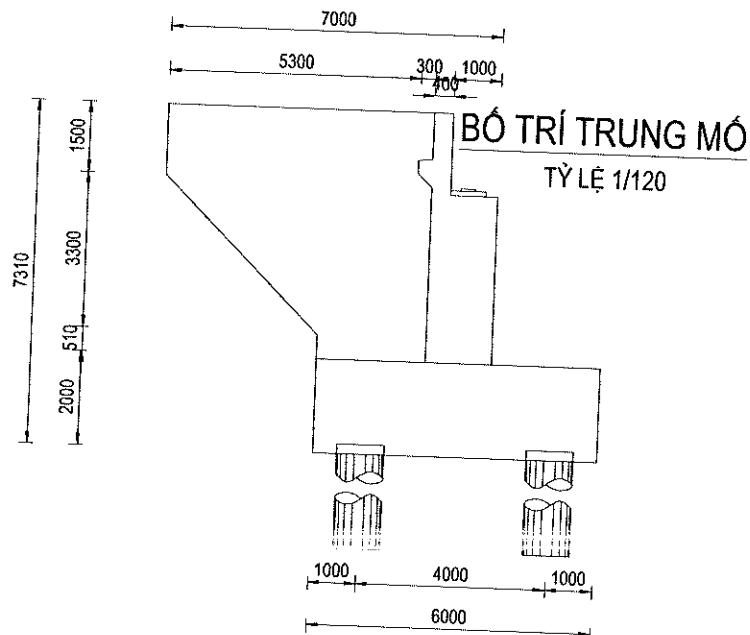
- Chọn gối cầu GCS120-75 theo công ty Cao su Hùng Vương- HRIC có các thông số như sau:

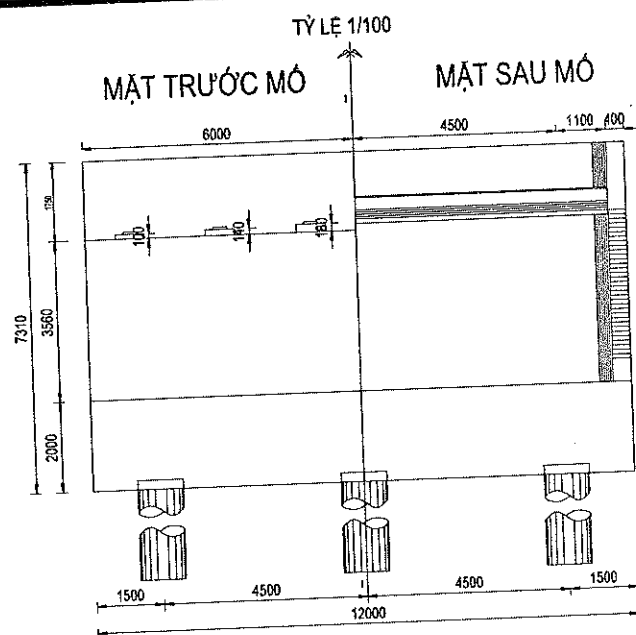
CHIỀU DÀI (mm)	400
CHIỀU RỘNG (mm)	300
CHIỀU CAO (mm)	75
CHIỀU DÀY MỖI LỚP CAO SU (mm)	5
SỐ LỚP CAO SU	9
CHIỀU DÀY LỚP CAO SU BẢO VỆ THỚ TRÊN VÀ DƯỚI (mm)	5
CHIỀU DÀY LỚP CAO SU BẢO VỆ HAI THỚ BÊN (mm)	5

2.9 Đá kê gối

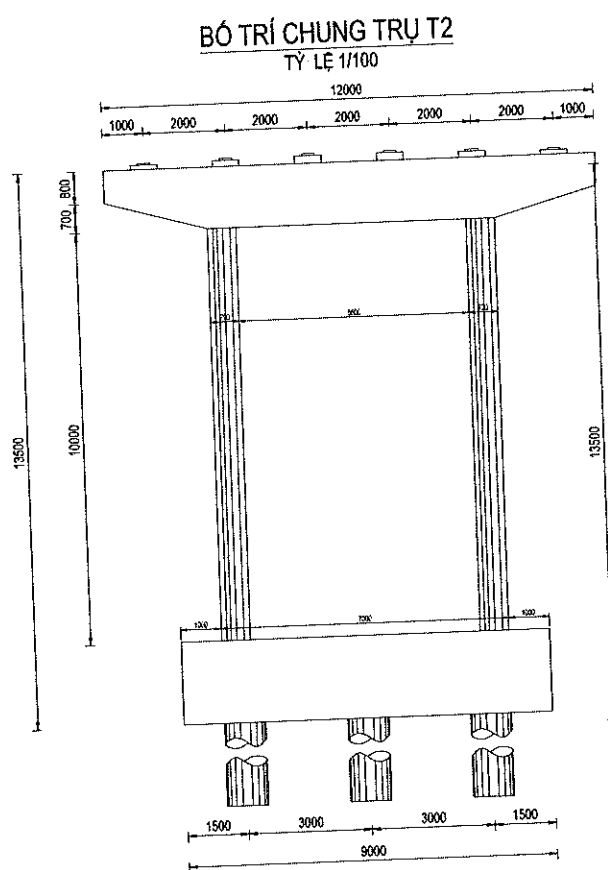
- Tạo độ dốc ngang cầu 2% bằng đá kê gối
- + Gối 1: 100mm
- + Gối 2: $100+2\%S=100+2\%\times 2000=140$ mm
- + Gối 3: $140+2\%S=140+2\%\times 2000=280$ mm
- + Các gối còn lại đối xứng
- Kích thước đá kê gối: 650x750 mm (phần mố)
- Kích thước đá kê gối phần trụ: 1400x650 mm

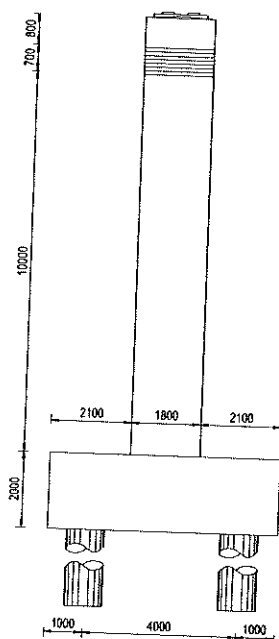
2.10 Mố cầu





2.11 Trụ cầu

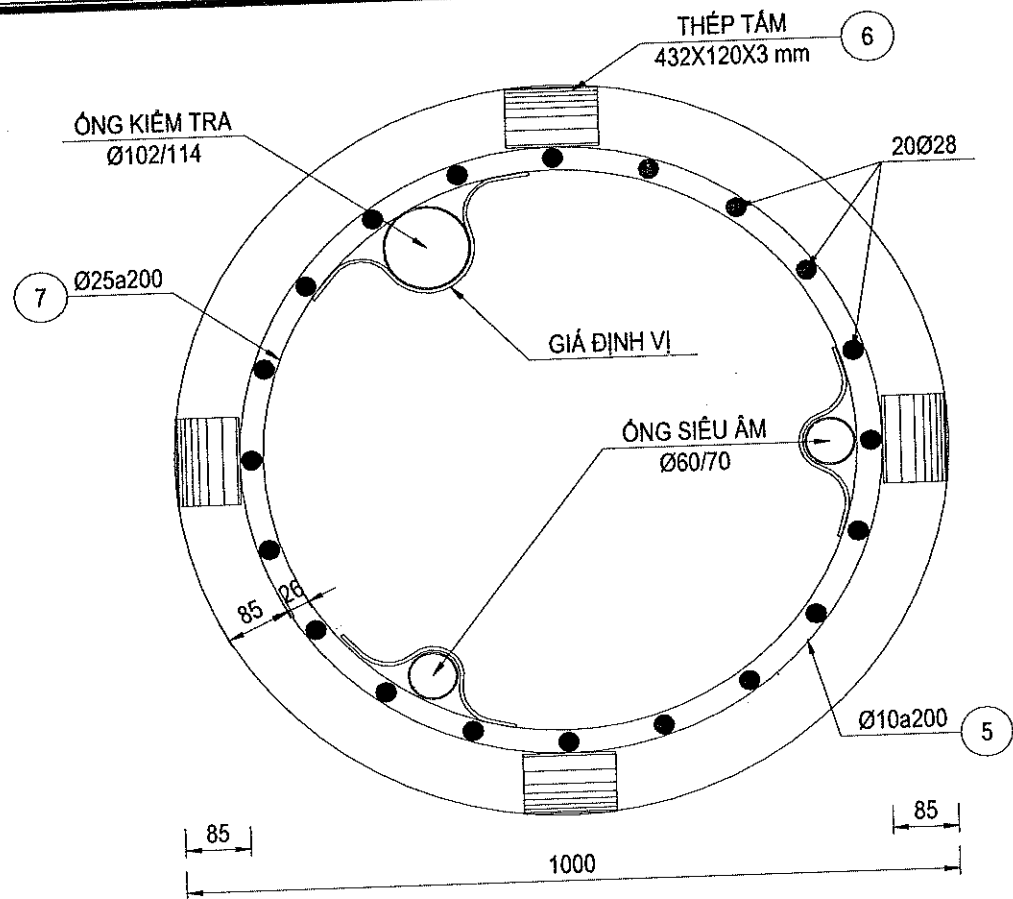


BỐ TRÍ CHUNG TRỤ T2
TỶ LỆ 1/100**2.12 Cấu tạo móng**

- Chọn chiều cao móng là 2 m.
- Kích thước bề móng như sau :
 - + Móng trụ : $B \times H = 8 \times 5$ m
 - + Móng móng : $B \times H = 9 \times 5$ m
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 40m.
- Móng móng là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 40m.

2.13 Cọc khoan nhồi

- Chọn cọc khoan nhồi có chiều dài 50m, đường kính cọc 1m. Chiều dài đoạn cọc ngàm vào bề 1 m, đoạn đập đầu cọc 0.2 m
- Bố trí 20 cây thép $\Phi 28$ nên đoạn nối cọc $30d = 840$ mm.



3. Vật liệu sử dụng

3.1 Đối với bê tông

- Cường độ bê tông chịu nén mẫu hình trụ tại 28 ngày tuổi sử dụng cho các kết cấu bê tông cốt thép như sau:

Bảng 2.1. Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng.

Cấu kiện	Cường độ bê tông f_c	
	f_c	Đơn vị
Lề bộ hành	30	Mpa
Bản mặt cầu	30	Mpa
Mố và bệ mố	30	Mpa
Trụ và bệ trụ	30	Mpa
Cọc khoan nhồi	30	Mpa

3.2 Đối với thép

- Thép thường:
- Thép đai : CI có $F_y = 240 \text{ Mpa}$
- Thép chịu lực, cấu tạo : CII có $F_y = 280 \text{ Mpa}$
- Thép làm dầm chủ : thép tấm M270 cấp 250 có cường độ chảy $F_y = 250 \text{ Mpa}$.
- Thép làm hệ liên kết ngang (dầm ngang và khung ngang), sườn tăng cường : M270 cấp 250 có cường độ chảy $F_y = 250 \text{ Mpa}$.

Bảng 2.2. Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng

Cấu kiện	Cường độ thép f_y	
	f_y	Đơn vị
Lề bộ hành	240, 280	Mpa
Dầm, Bản mặt cầu	280, 250	Mpa
Mố - Trụ	365	Mpa
Cọc khoan nhồi	365	Mpa

4. Phương án thi công

4.1 Tổ chức thi công

- Đảm bảo giao thông
- + Biện pháp an toàn giao thông đường thủy
- + Biện pháp an toàn giao thông đường bộ
- Yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển
- + Đối với bê tông nhựa: Theo qui trình thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa 22 TCN-249-98, dùng bê tông nhựa nóng hạt trung đối với lớp dưới dày 7cm và bê tông nhựa nóng chặt, hạt nhỏ đối với lớp trên dày 5cm, nhựa đường dùng loại có trị số độ kim lún 60/70.

+ Đối với cấp phối đá dăm: Dùng cấp phối đá dăm loại 1, theo quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN-252-98.

+ Đối với nhựa dính bám: Dùng nhựa pha dầu.

+ Cát đắp: dùng cát mịn trở lên.

+ Vải địa kỹ thuật: Dùng loại vải địa kỹ thuật theo quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22 TCN 262-2000.

+ Đá dăm đổ bê tông: dùng đá có đường kính $D_{max} = 2.5\text{cm}$ phù hợp với TCVN 1771-86 và TCVN 4453-1995.

+ Cát dùng cho bê tông: dùng cát sông phù hợp với TCVN 770-86 và TCVN 4453-1995.

+ Xi măng: dùng xi măng portland PC40 – PC50 cho kết cấu đầm chủ, PC – 30 cho kết cấu móng trụ và các phần còn lại của kết cấu nhịp, phù hợp với TCVN 2682 - 1992.

- Mặt bằng thi công

+ Trước khi thi công cần tiến hành giải phóng mặt bằng, giải tỏa nhà cửa, các công trình kiến trúc và cơ sở hạ tầng kỹ thuật khác như điện lực, thông tin liên lạc... Đây là 1 bước quan trọng và rất phức tạp cần thực hiện trước tiên và nên kết thúc trước khi thi công công trình.

- Công tác chuẩn bị

+Thu dọn mặt bằng sau giải tỏa, tháo dỡ các công trình cũ để lại, chặt cây, đào gốc...

+Khôi phục cọc, chuẩn bị đường công vụ, xây dựng nhà xưởng, bố trí các bãi tập kết vật liệu, mặt bằng công trường, cung cấp điện, nước...

4.2 Biện pháp thi công một số hạng mục chủ đạo

4.2.1 Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT

Trình tự thi công cọc khoan nhồi được thực hiện theo 6 bước sau:

- Bước 1: Tiến hành hạ ống vách thép bằng búa rung và khoan lấy đất bên trong đến cao độ thiết kế. Giữ ổn định thành vách đất trong quá trình khoan tạo lỗ bằng vữa Bentonite, riêng đối với thi công cọc trụ giữa sông việc sử dụng Bentonite hay không tùy thuộc vào thiết bị khoan do chỉ thuần túy khoan vào đá.

- Bước 2 : Xử lý cặn lắng dưới đáy lỗ khoan bằng thổi rửa kết hợp xói hút: Toàn bộ đất bùn lẫn bentonite.

- Bước 3 : Hạ khung cốt thép cọc vào trong lòng lỗ khoan.

- Bước 4 : Kiểm tra lại cao độ đáy lỗ khoan, mức độ sạch bùn, tạp chất ở đáy lỗ khoan 15 phút trước khi đổ bê tông.

- Bước 5 : Đổ bê tông lấp lòng lỗ khoan theo phương pháp vữa dâng rút ống thẳng đứng: Bê tông dùng loại thương phẩm chở bằng xe chuyên dụng từ trạm trộn tới hiện trường.

- Bước 6 : Kiểm tra chất lượng cọc sau khi thi công và hoàn thiện cọc.

4.2.2 Công tác thử cọc

- Tất cả các cọc đều phải siêu âm kiểm tra cọc trên tất cả các mặt cắt.

- Dự kiến khoảng 5% số cọc sẽ được kiểm tra bổ sung bằng khoan lấy mẫu và nén mẫu trên suốt chiều dài cọc hoặc gõ PIT nếu trong quá trình thi công cọc có hiện tượng bất thường và kết quả siêu âm cọc phát hiện có những dấu hiệu nghi ngại.

4.3 Thi công trụ, móng T1, M1

4.3.1 Thi công móng:

- Đổ bê tông bộ móng

+ Sau khi thi công hết các cọc trong móng (6 cọc) trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép.

+ Tiến hành đào hố móng, đổ lớp đá hộc, rải lớp đá dăm cát dệm dày 10cm. Đập đầu cọc, vệ sinh móng. Đổ lớp bê tông tạo phẳng dày 10cm. Đổ bê tông lót đáy móng.

+ Lắp dựng đà giáo cốp pha, cốt thép bộ móng.

+ Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí mô) kết hợp với việc đầm.

+ Khi bê tông đạt cường độ. Lắp dựng cốp pha, cốt thép tiến hành đổ bê tông tường thân, tường đầu mô . . .

+ Đổ bê tông thân mô

+ Đổ bê tông tường đỉnh

+ Hoàn thiện mô

4.3.2 Thi công trụ:

- Công tác thi công móng, bệ trụ

Sau khi thi công hết các cọc trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép. Lắp đặt hệ thanh giằng D32.

+ Đổ lớp cát đệm đến cao độ. Đổ bê tông bị đáy dày 1m.

+ Bê tông đạt cường độ, hút nước hố móng. Lắp đặt tầng khung chống.

+ Trắc đạc để lấy cao độ đập đầu cọc. Đập đầu cọc, đến gần vị trí thiết kế thì tía, vệ sinh hố móng, đổ bê tông tạo phẳng dày 10cm.

+ Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.

+ Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí) kết hợp với việc đầm. Sau khi đổ bê tông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bê tông thân trụ.

+ Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.

+ Tiến hành bảo dưỡng bằng cách phủ các lớp vải bố có tưới ẩm.

+ Theo qui định thì khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha.

+ Chú ý luôn đảm bảo có tấm che trong lúc đổ bê tông (phòng khi trời mưa).

- Công tác thi công thân trụ

+ Vệ sinh cốp pha thân, tra dầu chống dính.

- + Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.
- + Dùng xe cẩu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.
- + Dùng cầu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.
- + Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận tiện cho việc thi công và lắp đặt cốp pha đợt sau.
- + Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.
- + Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.
- + Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông, mỗi đốt thân cao 4m).
- + Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.
- + Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.
- + Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.
- + Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.
- + Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).
- + Vệ sinh cốp pha, tra dầu để chống dính với bê tông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.
- + Lắp lại trình tự thi công như đốt thân trụ thứ hai, và lắp đặt các ống ti lớn để chờ thi công xà mũ.
- + Trắc đạc điểm dừng khớp nối thân trụ với xà mũ.
- + Vệ sinh khu vực bên trong thân trụ.
- + Tiến hành tưới nước, bơm bê tông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 10%.
- + Khi bê tông đủ cường độ (khoảng 3 ngày sau) tháo cốp pha.

- Thi công xà mũ
 - + Tiến hành cắt uốn, bo cốt thép, bố trí các thành giằng.
 - + Lắp đặt conxon chữ A vào ti thép đã chờ ở phần thân trụ.
 - + Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.
 - + Vệ sinh các cốp pha, tra dầu lên cốp pha để không dính với bê tông.
 - + Lắp đặt cốp pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cầu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.
 - + Trắc dọc, lấy hướng, cự li, cao độ.
 - + Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.
 - + Lòng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan cẩu lòng thép, bẩy vào đúng vị trí thiết kế.
 - + Lắp đặt các cốp pha bên còn lại. Dùng thước thủy cân chỉnh cốp pha thẳng đứng.
 - + Sau đó hàn các cốp pha lại, dùng các thanh thép chống cốp pha nhằm cố định cốp pha và cũng hàn lại.
 - + Trắc đạc lấy vị trí tim gối và tim xà mũ, dùng dây kéo thẳng để xác định vị trí đường tim gối. Xác định cao độ đổ bê tông.
 - + Dùng silicon trét bịt kín các khe hở của cốp pha, lắp các cục kê bê tông.
 - + Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.
- Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra, kết hợp với việc đầm. Việc đổ bê tông xà mũ chia làm 2 giai đoạn:
- + Sau khi đổ xong đợt 1 (có cắm sắt chờ để dựng cốp pha đổ đợt 2), tạo nhám phần tiếp xúc giữa 2 giai đoạn đổ, song song đó làm mặt, bảo dưỡng phần còn lại.
 - + Theo qui định thì cốp pha bên của giai đoạn 1 có thể tháo sau 3 ngày kể từ lúc đổ (trừ cốp pha đáy)
 - + Tiến hành tháo cốp pha, vệ sinh khuôn, tra dầu.

- + Trắc đạc lấy chân khuôn đợt 2, tìm dọc, ngang, cao độ đổ bê tông.
- + Lắp đặt khuôn, hàn các thanh chống để cố định khuôn, dùng thước thủy để chỉnh cốt pha cho thẳng đứng, lắp các kê bê tông.
- + Kiểm tra toàn diện.
- + Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.
- + Cắm sắt chờ để chống trượt đầu dầm về phía thấp. (1)
- + Sau 3 ngày có thể tháo cốt pha và tiến hành bảo dưỡng.
- + Còn cốt pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

Công nghệ thi công dầm bản rộng

Trình tự thi công kết cấu nhịp:

Bước 1: Vận chuyển dầm tới công trường

- Dầm được vận chuyển từ bãi đúc tới công trường bằng xe chuyên dụng
- Xà lan 250 tấn chở dầm chờ sẵn neo tại bến
- Dùng 02 cầu 20T trên bờ cầu dầm từ xe chở xuống xà lan.

Bước 2: Lắp đặt dầm bản rộng

- Xà lan 250T chở 4 dầm bản rộng đến chân trụ (mố)
- Dùng 02 cầu 20T trên xà lan 100T cầu dầm bản rộng trên xà lan 250T
- Dầm được nhấc dầm lên từ từ
- Khi đến mũ trụ, cầu di chuyển từ từ để đặt dầm vào vị trí gối
- Tiếp tục cầu các dầm còn lại tương tự
- Nhịp còn lại cũng tiến hành cầu dầm như trên.

4.4 Công tác khe co giãn

- + Gia công cốt thép, gia công cốt pha
- + Làm mặt và bảo dưỡng

4.5 Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ

- Bước 1 : Thi công lan can, lề bộ hành:

- + Thi công lắp đặt gờ lan can đúc sẵn.
- + Lắp đặt ván khuôn cốt thép phần gờ lan can đồ tại chỗ.
- + Lắp đặt lan can, chiếu sáng.
- + Lắp đặt ván khuôn cốt thép, đổ bê tông gờ lê bộ hành.
- + Lắp đặt các tấm đan lê bộ hành đúc sẵn.
- + Thi công lớp vữa xi măng trên mặt các tấm đan lê bộ hành.
- Bước 2 : Thi công khe co giãn cao su, thoát nước mặt cầu.
- Bước 3 : Thi công lớp phủ mặt cầu.
- Bước 4 : Công tác hoàn thiện: Sơn phân làn...

5 Thi công đường 2 đầu cầu

- Bước 1 : Thi công nền đường

+ Đào đất, vét hữu cơ : đất đào ra cần được chuyển đi để san lấp vào các khu vực trũng. Trường hợp cần chuyển xa, có thể gom lại, dùng máy xúc đưa lên xe ô tô vận chuyển. Riêng đoạn đắp qua ruộng sau khi vét 50cm lớp bùn trên mặt ruộng, tiến hành trải vải địa kỹ thuật rồi đắp cát dày tối thiểu 80cm.

+ Đắp đất : đất đắp nền được vận chuyển từ xa đến bằng ô tô, được san ra thành từng lớp bằng máy ủi và đầm chặt. Chiều dày mỗi lớp được xác định tùy theo thiết bị đầm nén cụ thể. Trong quá trình đầm nén, cần khống chế độ ẩm trong phạm vi cho phép. Phải luôn chú ý công tác thoát nước trên mặt nền, nhất là trong trường hợp thi công vào mùa mưa. Mặt nền nên được thường xuyên tạo độ dốc cần thiết để thoát nước mặt tốt.

+ Hoàn thiện nền đường : Bao gồm các công tác : gạt đất thừa trên ta luy, san sửa mặt nền cho đúng cao độ thiết kế, đầm nén lại nếu cần thiết.

- Bước 2 : Thi công kết cấu áo đường

+ Thi công lớp cấp phối đá dăm : Lớp cấp phối đá dăm của kết cấu làm mới cần được thi công thành từng lớp, chiều dày không quá 18 cm.

+ Thi công các lớp bê tông nhựa: các lớp bê tông nhựa được thi công bằng bộ thiết bị chuyên dùng. Trước khi rải bê tông nhựa lên mặt lớp cấp phối đá dăm,

và cả trong trường hợp rải lớp bê tông nhựa sau lên trên mặt lớp bê tông nhựa trước đã bị bám bẩn, cần tưới nhựa dính bám.

+ Công tác hoàn thiện : bao gồm các hạng mục : sơn, kẻ mặt đường, gắn đèn phản quang, lắp đặt tôn sóng, biển báo...

PHẦN THỨ BA
THIẾT KẾ KỸ THUẬT
CHƯƠNG I
SỐ LIỆU THIẾT KẾ

1.1. KÍCH THƯỚC CƠ BẢN:

- Khổ cầu: $B = 12 \text{ m}$
- Bề rộng lề bộ hành: $K = 0.75 \text{ m}$
- Chiều dài nhịp dầm chính: $L = 34 \text{ m}$.
- Số dầm chính: 6 dầm.
- Khoảng cách 2 dầm chính: 2 m .
- Số dầm ngang: 6 dầm.
- Khoảng cách 2 dầm ngang: 6.8 m
- Khoảng cách 2 trụ lan can: 2 m
- Loại dầm chữ I.
- Phương pháp: căng sau.

1.2. THÔNG SỐ VẬT LIỆU:

- Các loại thép dùng thi công lan can, bản mặt cầu, dầm ngang, dầm chính được quy định theo ASTM A615M.

- Thanh và cột lan can (phần thép):

Thép CT3: $f_y = 240 \text{ MPa}$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

- Lan can:

Bê tông: $f'_c = 28 \text{ MPa}$

$$\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Thép AII:

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

- Bản mặt cầu:

Bê tông:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Thép AII:

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

- Dầm ngang:

Bê tông:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Thép chủ AII:

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Thép dọc dầm ngang, thép đai:

$$f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

- Dầm chính:

Bê tông: $f'_c = 40 \text{ MPa}$

$$\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Thép dọc dầm, thép đai dùng G40:

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

- Cáp DƯỠNG được chọn theo ASTM A416M cấp 157 đường kính danh định 15.7 mm có:

$$A_{ps} = 140 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

1.3. CHỌN KÍCH THƯỚC SƠ BỘ:

1.3.1. Dầm chính:

- Mặt cắt ngang dầm chính:

Chiều cao dầm: $h = 1400 \text{ mm}$

Chiều rộng dầm: $b = 550 \text{ mm}$

- Số dầm chính: 6 dầm (4 dầm giữa 2 dầm biên)

- Khoảng cách giữa các dầm: $L_2 = 2000 \text{ mm}$

- Chiều dài nhịp tính toán: $L_{tt} = 33400 \text{ mm}$

1.3.3. Bản mặt cầu:

- Chọn bề dày bản mặt cầu là

$$200 > h_{\min} = \frac{1.2 \times (S + 3000)}{30} = \frac{1.2 \times (2000 + 3000)}{30} = 196 \text{ mm}$$

CHƯƠNG II

LAN CAN – LỀ BỘ HÀNH

2.1. LAN CAN:

2.1.1. Thanh lan can:

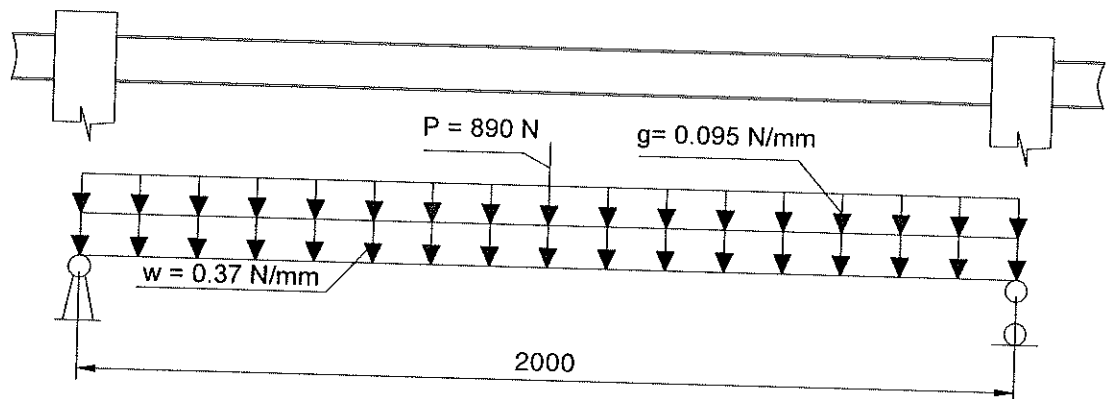
- Chọn thanh lan can thép ống đường kính ngoài $D = 100 \text{ mm}$ và kính trong $d = 92 \text{ mm}$

- Khoảng cách 2 cột lan can là: $L = 2000 \text{ mm}$

- Khối lượng riêng thép lan can: $\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

- Thép CT3: $f_y = 240 \text{ MPa}$

2.1.1.1. Tải trọng tác dụng lên thanh lan can:



Hình 2.1. Sơ đồ tải trọng tác dụng lên thanh lan can

- Theo phương thẳng đứng (y):

+ Tĩnh tải: Trọng lượng tính toán của bản thân lan can

$$g = \gamma \frac{D^2 - d^2}{4} \pi = 7.85 \times 10^{-5} \times 3.14 \times \frac{100^2 - 92^2}{4} = 0.095 \text{ N/mm}$$

+ Hoạt tải:

Tải phân bố: $w = 0.37 \text{ N/mm}$

- Theo phương ngang (x):

+ Hoạt tải:

Tải phân bố: $w = 0.37 \text{ N/mm}$

- Tải trọng tập trung P hợp với các lực theo phương x và phương y gây nguy hiểm nhất, $P = 890 \text{ N}$.

2.1.1.2. Nội lực của thanh lan can:

* Theo phương y:

- Mômen do tĩnh tải tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_g^y = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{0.095 \times 2000^2}{8} = 47500 \text{ N.mm}$$

- Mômen do hoạt tải tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Tải phân bố:

$$M_w^y = \frac{w \times L^2}{8} = \frac{0.37 \times 2000^2}{8} = 185000 \text{ N.mm}$$

* Theo phương x:

- Mômen do hoạt tải tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Tải phân bố:

$$M_w^x = \frac{w \times L^2}{8} = \frac{0.37 \times 2000^2}{8} = 185000 \text{ N.mm}$$

* Tải tập trung:

$$M_p = \frac{P \times L}{4} = \frac{890 \times 2000}{4} = 445000 \text{ N.mm}$$

* Tổ hợp nội lực tác dụng lên thanh lan can:

$$M_u = \eta \times \left[\sqrt{(\gamma_{DC} \times M_g^y + \gamma_{LL} \times M_w^y)^2 + (\gamma_{LL} \times M_w^x)^2} + \gamma_{LL} \times M_p \right]$$

- Trong đó:

+ η : là hệ số điều chỉnh tải trọng:

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I$$

Với:

$$\eta_D = 0.95 : \text{hệ số dẽo.}$$

$$\eta_R = 0.95 : \text{hệ số dư thừa.}$$

$$\eta_I = 1.05 : \text{hệ số quan trọng.}$$

$$\Rightarrow \eta = 0.95 \times 0.95 \times 1.05 = 0.95$$

$$+ \gamma_{DC} = 1.25 : \text{hệ số tải trọng cho tĩnh tải}$$

$$+ \gamma_{LL} = 1.75 : \text{hệ số tải trọng cho hoạt tải}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M_u &= 0.95 \times \left[\sqrt{(1.25 \times 47500 + 1.75 \times 185000)^2 + (1.75 \times 185000)^2} \right. \\ &\quad \left. + 1.75 \times 445000 \right] \\ &= 1216328.97 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

2.1.1.3. Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh lan can:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u$$

Trong đó:

$$+ \phi : \text{là hệ số sức kháng: } \phi = 1$$

$$+ M : \text{là mômen lớn nhất do tĩnh và hoạt tải}$$

$$+ M_n : \text{sức kháng của tiết diện}$$

$$M_n = f_y \times S$$

S là mômen kháng uốn của tiết diện:

$$S = \frac{\pi}{32} \cdot D^3 \left[1 - \left(\frac{d}{D} \right)^4 \right] = \frac{3.14}{32} \times 100^3 \left[1 - \left(\frac{92}{100} \right)^4 \right] = 27843.056 \text{ mm}^3$$

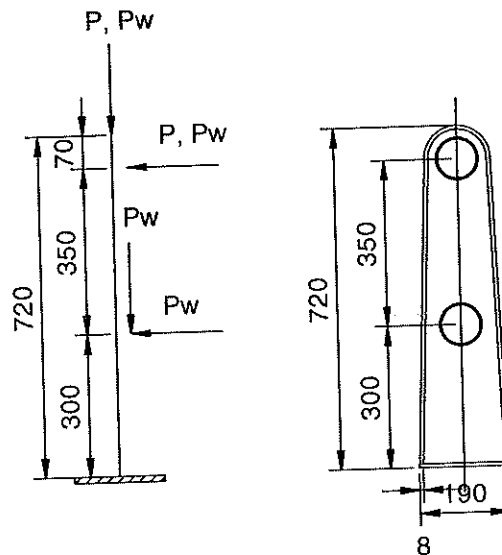
$$\Rightarrow M_n = 240 \times 27843.056 = 6682333.45 \text{ N.mm}$$

$$\varphi.M_n = 1 \times 6682333.45 = 6682333.45 \geq M_u = 1216328.97 \text{ N.mm}$$

Vậy thanh lan can đảm bảo khả năng chịu lực.

2.1.2. Cột lan can:

Ta tính toán với cột lan can ở giữa, với sơ đồ tải trọng tác dụng vào cột lan (hình 2.2)



Hình 2.2. Sơ đồ tải trọng tác dụng vào cột lan can

Trong đó: $P = 890 \text{ N}$, lực tập trung tác dụng trên đỉnh trụ lan can, theo phương bất kỳ.

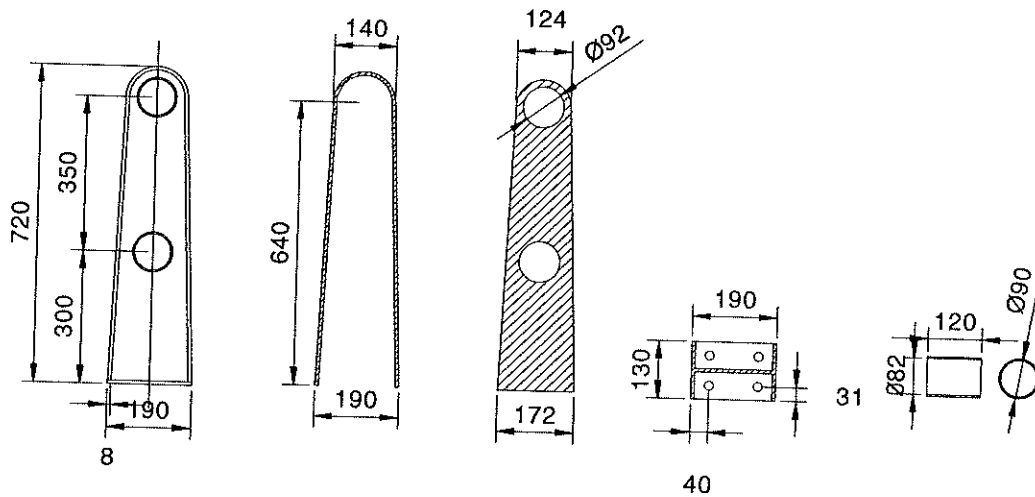
$w = 0.37 \text{ N/mm}$, lực phân bố tác dụng trên thanh tay vịn theo cả 2 phương.

Chọn ống thép liên kết giữa thanh lan can vào trụ có tiết diện như sau:

- Có đường kính ngoài: $D_1 = 100 \text{ mm}$.

- Có đường kính trong: $d_1 = 92 \text{ mm}$.

* Tải trọng tác dụng lên trụ lan can:



Hình 2.3. Cấu tạo trụ lan can

- Tĩnh tải: + Trọng lượng bản thân trụ:

$$P_{tr} = \gamma_s \times V_{tlc} + P_{lk} = 7.85 \times 10^{-5} \times (V_1 + V_2 + V_3) + P_{lk} = 176.09$$

V_1 : Thể tích tấm thép T1

$$V_1 = 2 \times 640 \times 130 \times 8 + 130 \times 3.14 \times \frac{(140^2 - 124^2)}{4} = 1096659.2 \text{ mm}^3$$

V_2 : Thể tích tấm thép T2

$$V_2 = \left[\frac{1}{2} \times (172 + 124) \times 640 + \frac{1}{2} \times \frac{3.14 \times 124^2}{4} - 2 \times \frac{3.14 \times 92^2}{4} \right] \times 8$$

$$= 699732.8 \text{ mm}^3$$

V_3 : Thể tích tấm thép T3

$$V_3 = (190 \times 130 \times 8 - 4 \times 3.14 \times \frac{20^2}{4} \times 8) = 187552 \text{ mm}^3$$

P_{lk} : Trọng lượng ống liên kết.

$$P_{lk} = 2 \times \gamma_s \times \pi \times \frac{D_1^2 - d_1^2}{4} \times l = 2 \times 7.85 \times 10^{-5} \times 3.14 \times \frac{90^2 - 82^2}{4} \times 120 = 20.35 \text{ N}$$

+ Trọng lượng 2 thanh tay vịn tính trên 2000 mm chiều dài:

$$P_{lc} = 2 \times \gamma_s \times \frac{\pi}{4} \times (D^2 - d^2) \times 2000$$

$$= 2 \times 7.85 \times 10^{-5} \times \frac{3.14}{4} \times (100^2 - 92^2) \times 2000 = 378.609 \text{ N}$$

- Hoạt tải:

$$+ P = 890 \text{ N}$$

$$+ P_w = 0.37 \times 2000 = 740 \text{ N}$$

* Nội lực tại chân trụ lan can:

- Lực nén dọc trục:

$$\begin{aligned} P_u &= \eta \times [\gamma_{LL} \times (P + 2P_w) + \gamma_{DC} \times (P_{tr} + P_{lc})] \\ &= 0.95 \times [1.75 \times (890 + 2 \times 740) + 1.25 \times (176.09 + 378.609)] \\ &= 4598.829 \text{ N} \end{aligned}$$

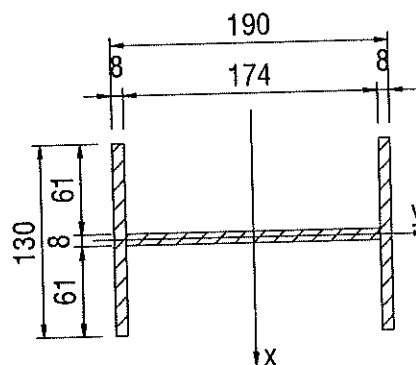
- Momen uốn:

$$\begin{aligned} M_u &= \eta \times [\gamma_{LL} \times h \times (P + P_w) + \gamma_{LL} \times h_1 \times P_w] \\ &= 0.95 \times [1.75 \times (720 \times 740 + 650 \times 890) + 1.75 \times 300 \times 740] \\ &= 2221765 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

- Lực cắt:

$$\begin{aligned} Q_u &= \eta \times [\gamma_{LL} \times (P + 2P_w)] \\ &= 0.95 \times [1.75 \times (890 + 2 \times 740)] \\ &= 3940.125 \text{ N} \end{aligned}$$

* Kiểm tra khả năng chịu lực của cột lan can



Hình 2.4. Mặt cắt A-A

- Các đặc trưng tiết diện:

+ Diện tích:

$$A_s = 2 \times 130 \times 8 + 174 \times 8 = 3472 \text{ mm}^2$$

+ Mômen quán tính lấy đối với trục x-x:

$$I_x = 2 \times \frac{130 \times 8^3}{12} + 2 \times \left(\frac{174 + 8}{2} \right)^2 \times 130 \times 8 + \frac{8 \times 174^3}{12}$$

$$= 20747589.33 \text{ mm}^4$$

+ Mômen quán tính lấy đối với trục y-y:

$$I_y = 2 \times \frac{8 \times 130^3}{12} + \frac{174 \times 8^3}{12} = 2936757.333 \text{ mm}^4$$

+ Mômen kháng uốn đối với trục x-x:

$$S_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \times 20747589.333}{190} = 218395.677 \text{ mm}^3$$

+ Mômen kháng uốn đối với trục y-y:

$$S_y = \frac{2I_y}{h} = \frac{2 \times 2936757.33}{190} = 45180.882 \text{ mm}^3$$

+ Bán kính quán tính đối với trục x-x:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = \sqrt{\frac{20747589.333}{3472}} = 77.303 \text{ mm}$$

+ Bán kính quán tính đối với trục y-y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = \sqrt{\frac{2936757.333}{3472}} = 29.083 \text{ mm}$$

- Kiểm tra sức kháng nén:

$$\lambda = \left(\frac{K \times l}{r_s \times \pi} \right)^2 \times \frac{f_y}{E}$$

Trong đó :

K: hệ số chiều dài có hiệu $K = 0.875$ [TCVN 11823-2017;4.6.2.5].

l: chiều dài không liên kết kết $l = 720 \text{ mm}$.

r_s : bán kính quán tính đối với trục mất ổn định.

$$r_s = 29.083 \text{ mm}$$

$$\text{Vậy } \lambda = \left(\frac{0.875 \times 720}{29.083 \times 3.14} \right)^2 \times \frac{240}{200000} = 0.057$$

Áp dụng công thức với $\lambda \leq 2.25$ [6.9.4.1] thì:

$$P_n = 0.66^\lambda f_y A_s = 0.66^{0.057} \times 240 \times 3472 = 813742.347 \text{ N}$$

Sức kháng nén có hệ số:

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9 \times 813742.347 = 732368.112 \text{ N} > P_u = 4598.829 \text{ N}$$

(Đạt)

$$\phi_c = 0.9 \text{ [22TCN 272 - 05; 6.5.4.2]}$$

- Kiểm tra sức kháng uốn:

Sức kháng uốn được tính theo công thức:

$$\begin{aligned} M_{rx} &= \phi_f \times f_y \times S_{xx} = 1 \times 240 \times 218395.677 \\ &= 52414962.526 \text{ N.mm} > M_u = 2221765 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\phi_f = 1 \text{ [TCN 1183 - 2017; 6.5.4.2]}.$$

- Kiểm tra nén uốn kết hợp:

$$\text{Ta có: } \frac{P_u}{P_r} = \frac{4581.35}{732398.54} = 0.006 < 0.2$$

Nên áp dụng công thức:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

Trong đó:

M_{rx}, M_{ry} : Sức kháng uốn có hệ số đối với trục x, y

$$M_{rx} = 52414962.526 \text{ N.mm}$$

$$M_{ry} = \phi_f \times S_{yy} = 1 \times 240 \times 45180.882 = 10843441.692 \text{ N.mm}$$

$$M_{ux} = 2221765 \text{ N.mm}$$

$$M_{uy} = 0 \text{ N.mm}$$

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{4598.829}{2 \times 732368.112} + \frac{2221765}{52414962.526} = 0.046 < 1 \text{ Đạt}$$

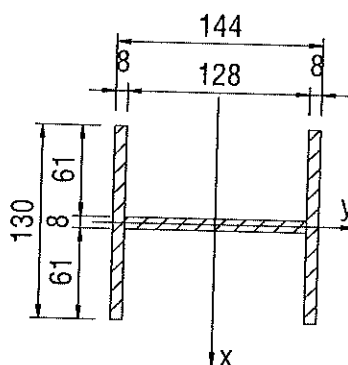
* Kiểm tra độ mảnh của cột lan can [6.3.9]: $\frac{Kl}{r} \leq 140$

Trong đó:

+ $K = 0.875$: hệ số chiều dài hữu hiệu [TCVN 11823-2017; 4.6.2.5].

+ $l = 720 \text{ mm}$: chiều dài không được giằng ($l = h$).

+ r : bán kính hồi chuyển nhỏ nhất (ta tính cho tiết diện tại mặt cắt B - B vì tiết diện nhỏ nhất).



Hình 2.5. Mặt cắt B-B

° Mômen quán tính lấy đối với trục x-x:

$$I_x = 2 \times \frac{130 \times 8^3}{12} + 2 \times \left(\frac{128 + 8}{2} \right)^2 \times 130 \times 8 + \frac{8 \times 128^3}{12} = 11027114.667 \text{ mm}^4$$

° Mômen quán tính lấy đối với trục y-y:

$$I_y = 2 \times \frac{8 \times 130^3}{12} + \frac{128 \times 8^3}{12} = 2934794.667 \text{ mm}^4$$

° Diện tích tiết diện:

$$A_s = 130 \times 8 \times 2 + 128 \times 8 = 3104 \text{ mm}^2$$

° Bán kính quán tính đối với trục x-x:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = \sqrt{\frac{11027114.667}{3104}} = 59.603 \text{ mm}$$

° Bán kính quán tính đối với trục y-y:

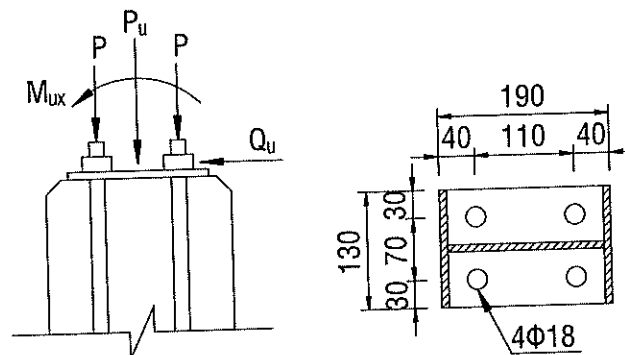
$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = \sqrt{\frac{2934794.667}{3104}} = 30.749 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow r = \min(r_x; r_y) = \min(59.603; 30.749) = 30.749 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \frac{Kl}{r} = \frac{0.875 \times 720}{30.749} = 20.49 \leq 140. \text{ Vậy thỏa mãn điều kiện độ mảnh.}$$

* Kiểm toán bulông:

- Chọn bulông có đường kính $d = 18 \text{ mm}$ loại A325M để liên kết trụ lan can với tường bê tông.



Hình 2.6. Sơ đồ tính sức chịu nhỏ của bulông

- Cân bằng mômen quanh hàng bulông thứ 1 ta có:

$$M_{ux} = P_u \times 55 + P \times 2 \times 110$$

$$\Rightarrow P = \frac{M_u - 55 \times P_u}{2 \times 110} = \frac{2130493.75 - 55 \times 4581.35}{2 \times 110} = 8538.725 \text{ N}$$

- Lực cắt tác dụng một bulông :

$$Q_{u-1} = \frac{Q_u}{4} = \frac{3940.125}{4} = 985.031 \text{ N}$$

- Sức kháng cắt của bulông :

$$R_n = 0.38 A_b F_{ub} N_s$$

Trong đó :

A_b : Diện tích bulông theo đường kính danh định.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 18^2}{4} = 254.47 \text{ mm}^2$$

F_{ub} : Cường độ chịu kéo nhỏ nhất của bulông

$$F_{ub} = 420 \text{ MPa [TCVN 11823-2017; 6.4.3.1].}$$

N_s : Số mặt phẳng cắt cho bulông

$$N_s = 1$$

$$\text{Vậy : } R_n = 0.38 A_b F_{ub} N_s = 0.38 \times 254.47 \times 420 \times 1 = 40613.41 \text{ N}$$

$$\text{Ta có } R_n = 40613.41 \text{ N} > Q_{u-1} = 985.031 \text{ N}$$

Vậy bulông đủ khả năng chịu cắt.

- Sức kháng kéo của bulông chịu cắt và nhổ đồng thời:

Ta có :

$$\frac{Q_{u-1}}{R_n} = \frac{985.03}{32073.22} = 0.03 \leq 0.33 \quad (\text{thỏa mãn})$$

=> Sức kháng kéo của bulông được tính theo công thức :

$$T_n = 0.76 \times A_b \times F_{ub} = 0.76 \times 254.47 \times 420 = 79696.985 \text{ N} > P = 8538.725 \text{ N}$$

Vậy bulông thỏa điều kiện chịu kéo.

2.3 TƯỜNG PHÒNG HỘ

- Ta tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của tường lan can như sau:

+ Sơ đồ tính toán của lan can dạng tường là sơ đồ dầm.

+ Chọn cấp lan can là cấp 3 dùng cho cầu có xe tải.

Bảng 2.1: Lực tác dụng vào lan can

Phương lực tác dụng	Lực tác dụng (KN)	Chiều dài lực tác
---------------------	-------------------	-------------------

		dụng(mm)
Phương nằm ngang	$F_t = 240$	$L_t = 1070$
Phương thẳng đứng	$F_v = 80$	$L_v = 5500$
Phương dọc cầu	$F_L = 80$	$L_L = 1070$

+ Biểu thức kiểm toán cường độ của lan can có dạng

$$R_w \geq F_t$$

$$R_w = \frac{2}{2L_c - L_t} \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

Khi xe va vào giữa tường:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

Khi xe va vào đầu tường:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

Trong đó:

R_w : tổng sức kháng bên của lan can

M_w : sức kháng mômen trên một đơn vị chiều dài đối với trục thẳng đứng.

M_c : sức kháng mômen trên một đơn vị chiều dài đối với trục nằm ngang.

M_b : sức kháng của dầm đỉnh.

H : chiều cao tường.

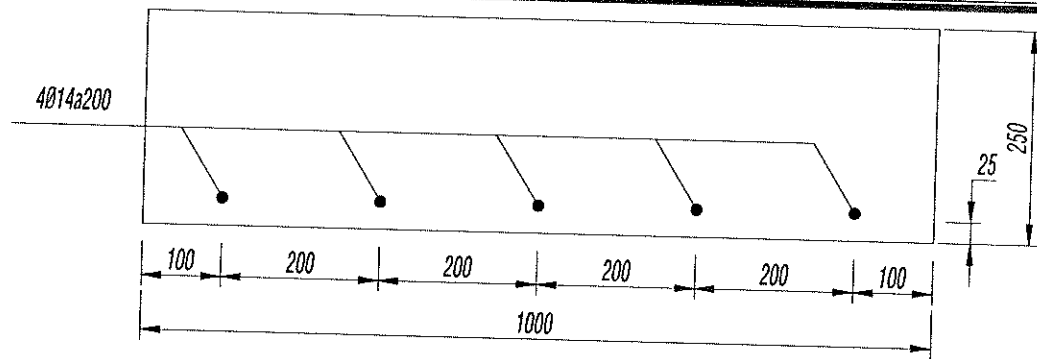
L_c : chiều dài đường chảy.

L_t : chiều dài phân bố của lực theo phương dọc cầu.

F_t : lực xô ngang quy định ở bảng 2.1.

2.3.1. Xác định M_c : (Tính trên 1 mm dài)

- Ta bố trí cốt thép (hình 2.9)



Hình 2.9. Tiết diện và bố trí cốt thép theo phương đứng

- Tính toán với bài toán cốt đơn, tính cốt thép cho 1 bên rồi bên còn lại bố trí tương tự.

- Ta tính M_c trên 1mm. Nên xét tiết diện $b \times h = 1 \times 250$.

- Giả thiết dùng $\phi 14$ có $d_b = 14$ mm, $A_b = 153.86$ mm², $f_y = 280$ Mpa. Bố trí $\phi 14a200$ mm, 1000 mm dài có 5 thanh.

- Diện tích cốt thép A_s trên 1mm:

$$A_s = \frac{5 \times 153.86}{1000} = 0.769 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

- Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{smin} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 1 \times 200 \times \frac{28}{280} = 0.6 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$A_s = 0.7693 \text{ mm}^2 / \text{mm} > A_{smin} = 0.6 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

- Lớp bê tông bảo vệ: 25 mm.

$$d_s = 250 - 25 - \frac{14}{2} = 218 \text{ mm}$$

- Xác định chiều cao vùng nén a:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{0.769 \times 280}{0.85 \times 28 \times 1} = 9.051 \text{ mm}$$

- Có $f_c = 28$ Mpa

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

- Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.051}{0.85} = 10.648 \text{ mm}$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép lớn nhất, tương đương với điều kiện sau:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{10.648}{218} = 0.049 \leq 0.42$$

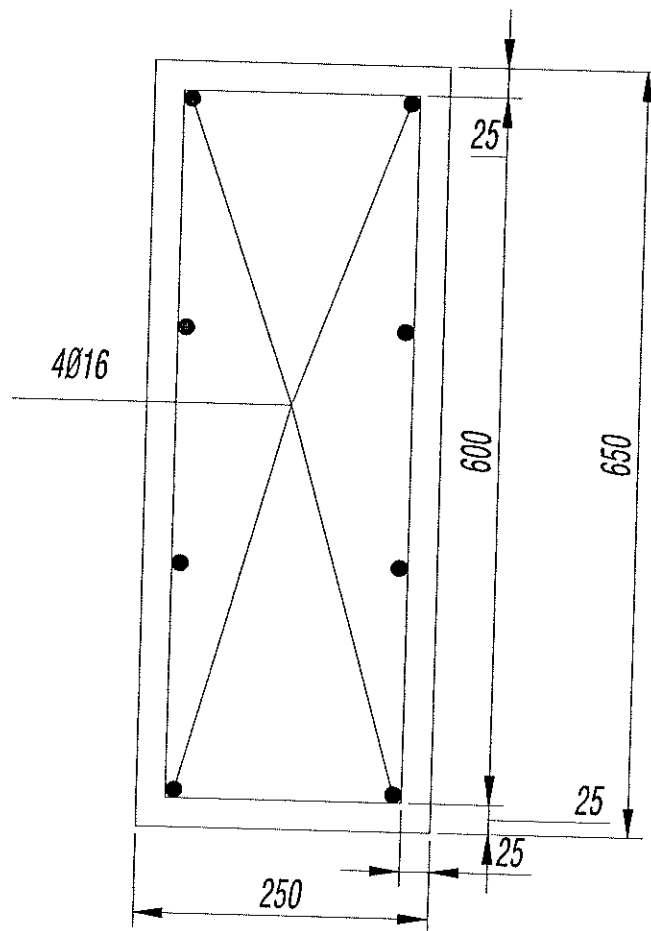
$$\begin{aligned} \Rightarrow M_n &= A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 0.769 \times 280 \times \left(218 - \frac{9.051}{2}\right) \\ &= 45983.306 \text{ N.mm / mm} \end{aligned}$$

- Sức kháng uốn cốt thép đứng trên 1 mm:

$$M_c = \phi M_n = 1 \times 35213.106 = 45983.306 \text{ N.mm/mm}$$

2.3.2. Xác định M_wH

- M_wH : Là sức kháng mômen trên toàn chiều cao tường đối với trục đứng:
- Tiết diện tính toán $b \times h = 250 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$ và bố trí cốt thép (hình 2.10)



Hình 2.10. Tiết diện và bố trí cốt thép theo phương dọc cầu

- Tính toán với bài toán cốt đơn, tính cốt thép cho 1 bên rồi bên còn lại bố trí tương tự.

- Giả thiết dùng $\phi 16$ có $d_b = 16$ mm, $A_b = 201.06$ mm². Bố trí cốt thép như hình 2.10.

- Diện tích cốt thép A_s :

$$A_s = \frac{8 \times 201.06}{650} = 2.475 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

- Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s \min} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 1 \times 650 \times \frac{28}{280} = 1.95 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$A_s = 2.475 \text{ mm}^2 / \text{mm} > A_{s \min} = 1.95 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

- Lớp bê tông bảo vệ: $a_{bv} = 25 + 16 = 41$ mm.

$$- d_s = 650 - 41 - \frac{16}{2} = 601 \text{ mm}$$

- Xác định chiều cao vùng nén:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times h} = \frac{2.475 \times 280}{0.85 \times 28 \times 1} = 29.113 \text{ mm}$$

- Khoảng cách từ thớ chịu nén đến trục trung hoà:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29.113}{0.85} = 34.251 \text{ mm}$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép lớn nhất, tương đương với điều kiện sau:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{34.251}{601} = 0.057 \leq 0.42$$

$$\Rightarrow M_n = A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 2.475 \times 280 \times \left(601 - \frac{29.113}{2}\right) = 406341.024 \text{ N.mm}$$

- Sức kháng uốn cốt thép ngang trên toàn bộ chiều cao bó vữa:

$$M_w H = \phi M_n = 1 \times 406341.024 = 406341.024 \text{ N.mm}$$

2.3.3. Chiều dài đường chảy (L_c)

Chiều cao tường chắn: $H=650 \text{ mm}$, vì không bố trí dầm đỉnh nên $M_b = 0$

* Với trường hợp xe va vào giữa tường:

- Chiều dài đường chảy:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

$$= \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 650 \times (0 + 406341.024)}{45983.306}} = 1111.347 \text{ (mm)}$$

- Sức kháng của tường:

$$R_w = \frac{2}{2 \times L_c - L_t} \times \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H}\right)$$

$$= \frac{2}{2 \times 1111.347 - 1070} \times \left(8 \times 0 + 8 \times 406341.024 \times 650 + \frac{45983.306 \times 1111.347^2}{650} \right)$$

$$= 3817748.817 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_t = 240000 \text{ N} < R_w = 3817748.817 \text{ N (thoả mãn)}$$

* Với trường hợp xe va vào đầu tường:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{650 \times (0 + 406341.024)}{45983.306}} = 1075.341 \text{ mm}$$

- Sức kháng của tường:

$$R_w = \frac{2}{2L_c - L_T} \times \left(M_b + M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

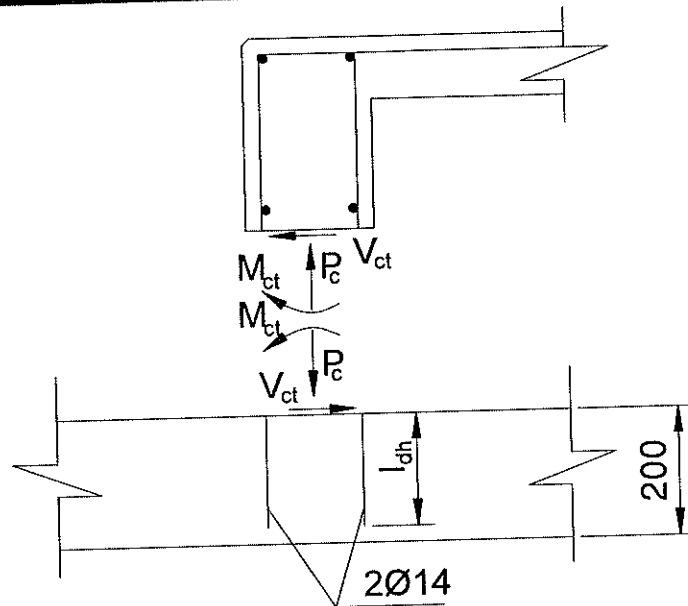
$$= \frac{2}{2 \times 1111.347 - 1070} \times \left(0 + 406341.024 \times 650 + \frac{45983.306 \times 1111.347^2}{650} \right)$$

$$= 4061836.013 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_t = 240000 \text{ N} < R_w = 4061836.013 \text{ N (thoả)}$$

2.3.4. Kiểm tra trượt của lan can và bản mặt cầu:

- Biểu đồ phân tích lực truyền từ lan can xuống bản mặt cầu :



Hình 2.11. Biểu đồ phân tích lực truyền từ lan can xuống bản mặt cầu

- Sức kháng cắt danh định R_w phải truyền qua mỗi nối bởi ma sát cắt.
- Giả thiết R_w phát triển theo góc nghiêng 1:1 bắt đầu từ L_c . Lực cắt tại chân tường do va xe, V_{ct} trở thành lực kéo T trên 1 đơn vị chiều dài trên bản mặt cầu :

$$T = V_{ct} = \frac{R_w}{(L_c + 2H)} = \frac{3817748.817}{(1075.341 + 2 \times 650)} = 1607.242 \text{ N/mm}$$

- Sức kháng cắt danh định V_n của mặt tiếp xúc [TCVN 11823-2017:5.8.4.1-1]:

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \text{ không vượt quá } \begin{bmatrix} 0.2f'_cA_{cv} \\ 5.5A_{cv} \end{bmatrix}$$

Trong đó :

+ A_{cv} :diện tích bê tông tham gia truyền lực cắt.

$$A_{cv} = 200 \times 1 = 200 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

+ A_{vf} :diện tích cốt thép chịu cắt đi qua mặt phẳng cắt.

$$A_{vf} = 0.769 \text{ mm}^2 / \text{mm} \text{ tính ở mục 2.3.1}$$

+ $f_y = 280 \text{ Mpa} = 280 \text{ N/mm}^2$ (cường độ chảy của cốt thép).

+ P_c : lực nén do tĩnh tải (lan can + 1/2 lễ bộ hành)

$$P_c = 2.5 \times 10^{-5} \times (650 \times 250 + 0) = 4.063 \text{ N/mm}$$

$$+ f'_c = 28 \text{ Mpa} = 28 \text{ N/mm}^2$$

$$+ c = 0.52 \quad [22\text{TCN}272-05:5.8.4.2]$$

$$+ \mu = 0.6 \quad [22\text{TCN}272-05:5.8.4.2]$$

- Hai hệ số c , μ dùng cho bê tông đổ trên lớp bê tông đã đông cứng được rửa sạch vữa bẩn

nhưng không làm nhám mặt.

- Sức kháng cắt danh định đối với 1mm chiều rộng bản thiết kế :

$$\begin{aligned} V_n &= cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \\ &= 0.52 \times 250 + 0.6 \times (0.769 \times 280 + 4.063) \\ &= 261.680 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\text{Không lớn hơn : } \begin{cases} 0.2f'_cA_{cv} = 0.2 \times 28 \times 200 = 1120 \text{ N/mm} \\ 5.5A_{cv} = 5.5 \times 200 = 1100 \text{ N/mm} \end{cases}$$

$$\text{Vậy } V_n = 261.680 \text{ N}$$

- Sức kháng cắt tính toán:

$$V_r = \phi V_n = 0.9 \times 261.680 = 235.512 \text{ N/mm} > T = 160.724 \text{ N/mm}$$

$$\phi = 0.9 \quad [22\text{TCN}272-05:5.5.4.2]$$

- Diện tích tiết diện ngang tối thiểu của cốt trong mặt chịu cắt :

$$\begin{aligned} A_{vf}^{min} &= 0.35 \times \frac{b_v}{f_y} = 0.35 \times \frac{250}{280} \\ &= 0.313 \text{ mm}^2 / \text{mm} < A_{vf} = 0.769 \text{ mm}^2 / \text{mm} \end{aligned} \quad (\text{thỏa})$$

Thỏa điều kiện hàm lượng cốt thép chống trượt tối thiểu.

- Tính chiều dài đoạn móc [TCVN 11823-2017; 5.11.2.4].

+ Đường kính thanh: $d_b = 14 \text{ mm}$.

+ Chiều dài đoạn neo l_{hb} có đầu móc với $f_y = 280 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$ được cho bởi:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \text{ không nhỏ hơn } 8d_b \text{ và } 150 \text{ mm.}$$

$$l_{hb} = \frac{100 \times 14}{\sqrt{28}} = 264.58 \text{ mm} \quad (f'_c = 28 \text{ Mpa vì thanh thép neo vào bản mặt cầu})$$

+ Dùng thép thường không phủ expôxy do đó chiều dài l_{hb} :

$$l_{dh} = l_{hb} = 264.58 \text{ mm}$$

+ Chiều dài chôn cốt thép trong bản là $200 - 25 = 175 \text{ mm}$, vậy không phù hợp, trừ trường hợp diện tích yêu cầu giảm xuống còn:

$$(A_s \text{ yêu cầu}) = (A_s \text{ cung cấp}) \left(\frac{175}{222.243} \right) = 0.769 \times \frac{175}{222.243} \\ = 0.509 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

+ Dùng diện tích này để tính lại M_c , L_c và R_w ta được:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{0.509 \times 280}{0.85 \times 28 \times 1} = 5.238 \text{ mm}$$

$$M_c = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) \\ = 1 \times 0.509 \times 280 \times \left(168 - \frac{5.238}{2} \right) = 24165.77 \text{ N.mm / mm}$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2} \right)^2 + \frac{8 \times 650 \times (0 + 406341.024)}{24165.77}} = 1146.279 \text{ mm}$$

$$R_w = \frac{2}{2 \times L_c - L_t} \times \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H} \right) \\ = \frac{2}{2 \times 1146.279 - 1070} \times \left(8 \times 0 + 8 \times 406341.024 + \frac{24165.77 \times 1146.297^2}{650} \right) \\ = 3608709.46 \text{ N}$$

+ Định hình đoạn móc câu uốn 90° kéo dài $12d_b = 12 \times 14 = 168$ mm. Chọn đoạn móc câu dài 175 mm.

2. THIẾT KẾ LỀ BỘ HÀNH (tính 1000mm dài):

2.5.1. Cấu tạo và nội lực:

Bề rộng lề bộ hành : $b = 750$ (mm)

$$b_b = b_{tt} = 1,000 \text{ (mm)}$$

Lề bộ hành làm việc theo bản kê 2 cạnh vì chiều dài nhịp lớn hơn 2 lần chiều rộng của bản. Vì vậy khi tính nội lực cho bản ta xem là dầm đơn giản kê lên gối là 2 bó vỉa.

Tải trọng phân bố của bản thân dầm:

$$q_{DC} = \gamma_{bt} \times b_b \times h_b = 2.5 \times 10^{-5} \times 1,000 \times 100 = 2.5 \text{ (N/mm)}$$

Hoạt tải người đi bộ: $g_{PL} = 3 \times 10^{-3}$ (MPa)

$$q_{PL} = g_{PL} \times b_b = 3 \times 10^{-3} \times 1,000 = 3 \text{ (N/mm)}$$

Trạng thái giới hạn cường độ:

$$\begin{aligned} M_u &= \eta \times \frac{(1.25 \times q_{DC} + 1.75 \times q_{PL}) \times S^2}{8} = \\ &= 0.95 \times \frac{(1.25 \times 2.5 + 1.75 \times 1.50) \times 1,775^2}{8} = 2,264,452 \text{ (N.mm)} \end{aligned}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = \frac{(q_{DC} + q_{PL}) \times S^2}{8} = \frac{(2.5 + 3) \times 1,775^2}{8} = 2,166,055 \text{ (N.mm)}$$

2.5.2. Bố trí cốt thép:

Tiết diện tính toán cốt thép LBH: $b \times h = 1,000 \times 100$ (mm)

Lớp bảo vệ cốt thép của lề bộ hành là $a_0 = 25$ (mm)

Chọn sơ bộ đường kính cốt thép là $\phi = 12$ (mm) có $A_s = 113$ (mm²)

Cường độ chảy của thép thường: $f_y = 280$ (MPa).

Chiều cao làm việc của bản:

$$d_s = h - a_0 = 100 - 31 = 69 \text{ (mm)}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} = 69 - \sqrt{69^2 - \frac{2 \times 2,166,055}{0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1000}} = 1.5 \text{ (mm)}$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 28 \times 1.5 \times 1,000}{280} = 128 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Hệ số qui đổi biểu đồ ứng suất: $\beta_1 = 0.85$

Ta có:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{a}{\beta_1 \times d_s} = \frac{1.5}{0.85 \times 69} = 0.026 < 0.42$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép max

Theo qui định khoảng cách giữa các thanh thép đúng:

$$\min \begin{cases} 450\text{mm} \\ 1.5 \times \text{beday} = 150\text{mm} \\ 200\text{mm} \end{cases}$$

Ta bố trí thép $\phi = 12, a = 200 \text{ mm}$.

Kiểm tra hàm lượng cốt thép min:

$$\rho \geq \rho_{\min}$$

Trong đó:

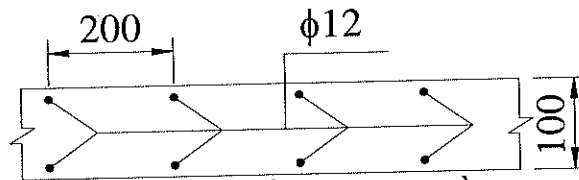
Diện tích cốt thép trên một mét dài:

$$A_s = 6 \times \frac{3.14 \times 12^2}{4} = 678.24 (\text{mm}^2)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{678.24}{1000 \times 74} = 0.9\%$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times 100\% = 0.03 \times \frac{30}{280} = 0.31\%$$

$\Rightarrow \rho > \rho_{\min}$. Vậy thỏa điều kiện cốt thép min.



Hình 3.2- Bố trí cốt thép trong lẻ bộ hành

2.5.3. Kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng:

Tiết diện kiểm toán

Tiết diện chữ nhật có $b \times h = 1,000 \times 100 \text{ (mm)}$

Bê tông có mô đun đàn hồi

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2,500^{1.5} \times \sqrt{28} = 28,442 (\text{MPa})$$

Cốt thép làm cốt đai AII : $\phi 10a200$

Cốt thép có mô đun đàn hồi $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

$$M_s = 2,166,055 (\text{N.mm})$$

Lớp bảo vệ 1 : $a_0 = 20 (\text{mm})$

Khoảng cách từ mép bê tông chịu kéo đến trọng tâm cốt thép:

$$a_1 = a_0 + \frac{10}{2} = 20 + 5 = 25 (\text{mm})$$

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu nén của bê tông là:

$$d_s = t_s - a_1 = 100 - 25 = 75 (\text{mm})$$

Diện tích cốt thép đặt trong $1,000 (\text{mm})$ là:

$$A_s = 6 \times \frac{3.14 \times 12^2}{4} = 678.24 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bê tông bọc quanh thép là:

$$A_c = 1000 \times 2 \times a_1 = 1000 \times 2 \times 25 = 50,000 (\text{mm}^2)$$

Diện tích trung bình phần bê tông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{6} = \frac{50,000}{6} = 8,333 (\text{mm}^2)$$

Tỷ số mô đun đàn hồi thép trên mô đun đàn hồi bê tông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200,000}{29,440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mép chịu nén của bê tông là :

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right] = \frac{6.79 \times 678.24}{1,000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 74 \times 1000}{6 \times 678.24}} - 1 \right]$$

$$= 23.55(\text{mm})$$

Momen quán tính của tiết diện :

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 = \frac{1000 \times 23.5466^3}{3} + 6 \times 678.24 \times (74 - 23.5466)^2$$

$$= 14710689 \text{ (mm}^4\text{)}$$

⇒ Ứng suất của thép khi chịu mômen l :

$$f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.79 \times 2,166,055}{14,710,689} \times (75 - 23.55) = 51.44 \text{ (MPa)}$$

2.5.4. Ứng suất cho phép trong cốt thép:

Thông số bề rộng vết nứt : $Z=23,000 \text{ (N/mm)}$.

⇒ Ứng suất cho phép trong cốt thép là:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23,000}{\sqrt[3]{26 \times 8,333}} = 387.97 \text{ (MPa)}$$

Mặt khác ta lại có :

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ (MPa)}$$

Theo điều kiện khả năng chịu nứt:

$$f_s = 51.44 \text{ (MPa)} \leq \begin{cases} f_{sa} = 387.97 \text{ (MPa)} \\ 0.6 \times f_y = 168 \text{ (MPa)} \end{cases}$$

⇒ *Vậy thỏa điều kiện chống nứt.*

CHƯƠNG III

BẢN MẶT CẦU

3.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

- Khoảng cách giữa 2 dầm chính là: $L_2 = 2000 \text{ mm}$
- Khoảng cách giữa 2 dầm ngang là: $L_1 = 6800 \text{ mm}$
- Xét tỷ số: $\frac{L_1}{L_2} = \frac{6800}{2000} = 2.568 > 1.5$ – bản làm việc theo 1 phương mặc dù bản được kê trên 4 cạnh.

- Bản mặt cầu kê lên cả dầm chính và ngang. Khi khoảng cách giữa các dầm ngang lớn hơn 1.5 lần khoảng cách giữa các dầm chủ thì hướng chịu lực chính của bản theo phương ngang cầu. Theo điều 4.6.2.1.6 (TCVN 11823-2017) cho phép sử dụng phương pháp phân tích gần đúng là phương pháp dải bản để thiết kế bản mặt cầu. Để sử dụng phương pháp này ta chấp nhận các giả thiết sau:

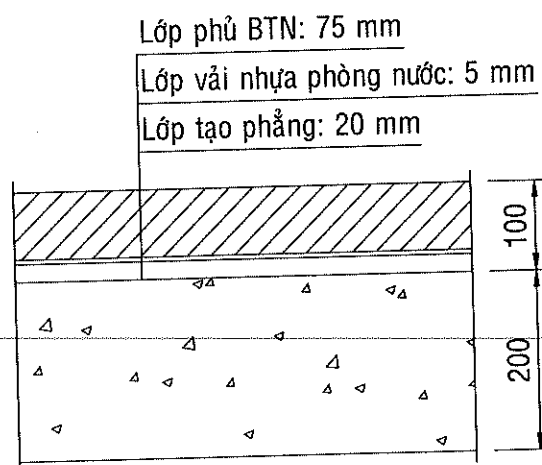
+ Xem bản mặt cầu như các dải bản liên tục tựa trên các gối cứng là các dầm đỡ có độ cứng vô cùng.

+ Dải bản được xem là 1 tấm có chiều rộng SW kê vuông góc với dầm đỡ.

- Chiều dày bản mặt cầu: $h_f = 200 \text{ mm}$.

- Chọn lớp phủ mặt cầu gồm các lớp sau:

- + Lớp tạo phẳng dày 20mm.
- + Lớp vải nhựa phòng nước dày 5 mm.
- + Lớp bê tông asphalt tương lai dày 75 mm.

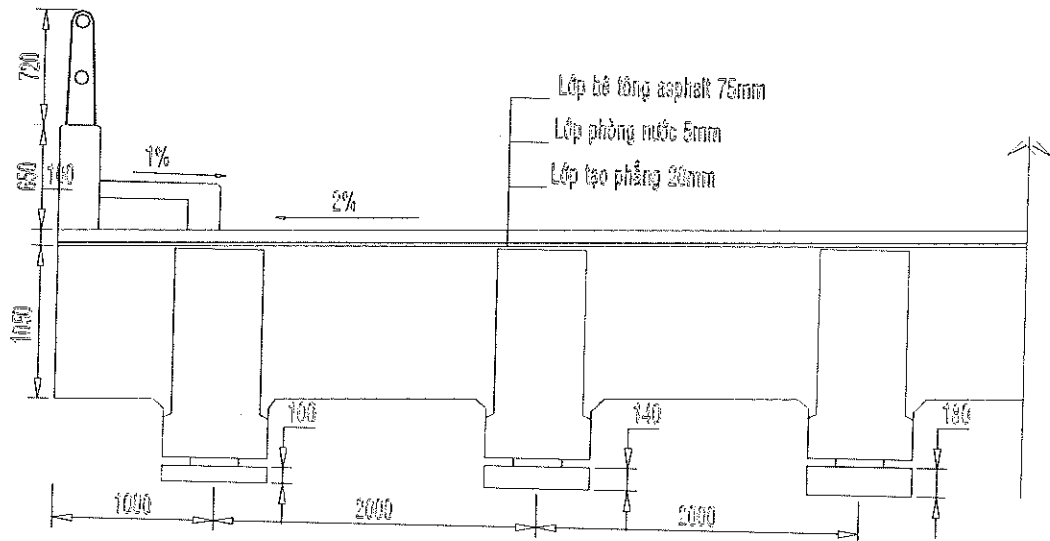


Hình 3.1: Cầu tạo bản mặt cầu

- Độ dốc ngang cầu: 2 % được tạo bằng thay đổi độ cao đá kê ở tại mỗi gối.

3.2. SƠ ĐỒ TÍNH BẢN MẶT CẦU:

- Bản mặt cầu sẽ được tính toán theo 2 sơ đồ: Bản congxon và bản loại dầm. Trong đó phần bản loại dầm đơn giản được xây dựng từ sơ đồ dầm liên tục do đó sau khi tính toán dầm đơn giản xong phải nhân với hệ số kể đến tính liên tục của bản mặt cầu.

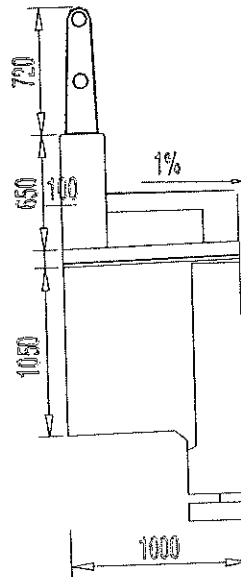
**Hình 3.2. Sơ đồ tính bản mặt cầu**

3.3. Tính nội lực cho bản congxon (bản hẫng):

3.3.1. Tải trọng tác dụng lên bản congxon:

3.3.1.1. Tĩnh tải:

Xét tĩnh tải tác dụng lên dải bản rộng 1000 mm theo phương dọc cầu:



Hình 3.4. Tĩnh tải tác dụng lên bản công xon

* Trọng lượng bản thân:

$$DC_2 = 1000 \times h_f \times \gamma_c = 1000 \times 200 \times 2.5 \times 10^{-5} = 5 \text{ N/mm}$$

* Trọng lượng lan can:

- Trọng lượng tường bê tông:

$$P_1 = 1000 \times b_1 \times h_1 \times \gamma_c = 1000 \times 250 \times 650 \times 2.5 \times 10^{-5} = 4062.5 \text{ N}$$

- Trọng lượng bó vỉa:

$$P_2 = 1000 \times 300 \times 200 \times 2.5 \times 10^{-5} = 1500 \text{ N}$$

- Trọng lượng lề bộ hành:

$$P_3 = 1000 \times 550 \times 100 \times 2.5 \times 10^{-5} = 1375 \text{ N}$$

- Trọng lượng thanh lan can tay vịn: trên 1 nhịp có 2 thanh: Ø100 dày 8 mm, dài 2000 mm.

Một thanh lan can có trọng lượng:

$$P'_4 = \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi \times L = 7.85 \times 10^{-5} \times \frac{100^2 - 92^2}{4} \times 3.14 \times 2000$$

$$= 189.304 \text{ N}$$

- Trên 1 nhịp cầu có 18 nhịp lan can:

⇒ Trọng lượng toàn bộ thanh lan can:

$$\sum P'_4 = 18 \times 2 \times P'_4 = 18 \times 2 \times 189.304 = 6814 \text{ N}$$

- Trọng lượng cột lan can: Một cột lan can được tạo bởi 3 tấm thép

T_1 ; T_2 ; T_3 và 2 ống thép liên kết Ø 110 dày 8mm, dài 120 mm.

+ Trọng lượng bản thân của 1 trụ lan can:

$$P_{tr} = 176.09 \text{ N}$$

- Khoảng cách giữa hai cột lan can là 2000 mm, trên chiều dài nhịp tính toán 34000 mm có 18 cột.

+ Trọng lượng toàn bộ cột lan can:

$$\sum P_{tr} = 18 \times P_{tr} = 18 \times 176.09 = 3168.62 \text{ N}$$

- Trọng lượng toàn bộ thanh lan can và cột lan can là:

$$\sum P'_4 + \sum P_{tr} = 6814 + 3168.6 = 9983.6 \text{ N}$$

- Ta sẽ quy một cách gần đúng toàn bộ trọng lượng này thành lực phân bố dọc cầu có giá trị:

$$\frac{\sum P'_4 + \sum P_{tr}}{L_{tt}} = \frac{9983.6}{33400} = 0.2902 \text{ N/mm}$$

Suy ra: trọng lượng lan can phần thép trên 1000 mm chiều dài bản:

$$P_4 = 0.2902 \times 1000 = 290.2 \text{ N}$$

- Vậy trọng lượng toàn bộ lan can lề bộ hành trên 1000 mm chiều dài bản mặt cầu tác dụng lên bản hằng:

$$DC_3 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 4062.5 + 1500 + 1375 + 290.2 = 7227.7 \text{ N}$$

3.3.1.2. Hoạt tải:

- Hoạt tải tác dụng là 0.5HL93

- Hoạt tải người đi bộ truyền xuống là tải phân bố đều cường độ $q = 3 \times 10^{-3}$ Mpa. Gần đúng coi như truyền thành 2 tải tập trung xuống 2 bó vữa:

$$PL = \frac{q_{pl} \times L_{tbh} \times b}{2} = \frac{3 \times 10^{-3} \times 750 \times 1000}{2} = 1125 \text{ (N)}.$$

3.3.2. Nội lực trong congson:

- Xét hệ số điều chỉnh tải trọng:

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I$$

Trong đó:

$\eta_D = 0.95$: hệ số dẽo cho các thiết kế thông thường và theo đúng yêu cầu.

$\eta_R = 1.05$: hệ số dư thừa, vì bản hẫng.

$\eta_I = 1.05$: hệ số quan trọng.

$$\Rightarrow \eta = 0.95 \times 1.05 \times 1.05 = 1.05$$

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u = \eta \times \left(\gamma_{DC} \times DC_2 \times \frac{L_b^2}{2} + \gamma_{DC} \times DC_3 \times L_b + \gamma_{PL} \times P_{PL} \times L_{PL} \times \frac{L_b}{2} \right)$$

($L_b = 1000\text{mm}$: chiều dài bản hẫng)

$$M_u = 1.05 \times \left(1.25 \times 5 \times \frac{1000^2}{2} + 1.25 \times 7227.7 \times 1000 + 1.75 \times 1125 \times 1000 \right)$$

$$= 14128375 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = DC_2 \times \frac{L_b^2}{2} + DC_3 \times L_b + P_{PL} \times L_b$$

$$M_s = 5 \times \frac{1000^2}{2} + 7227.7 \times 1000 + 1125 \times 1000$$

$$= 10852700 \text{ N.mm}$$

3.4. TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN DẦM GIỮA:**3.4.1. Tính tải và nội lực do tính tải tác dụng lên bản dầm:****3.4.1.1. Tính tải**

- Cũng giống như trường hợp bản dầm cạnh dầm biên tải trọng lớp phủ mặt cầu sẽ phân bố đầy dầm.

- Trọng lượng bản thân:

$$DC_2 = 5 \text{ N/mm}$$

* Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

- Lớp phủ bê tông asphalt:

$$q_1 = 1000 \times h_{as} \times \gamma_{as} = 1000 \times 75 \times 2.3 \times 10^{-5} = 1.725 \text{ N/mm}$$

- Lớp phòng nước:

$$q_2 = 1000 \times h_{pn} \times \gamma_{pn} = 1000 \times 5 \times 1.8 \times 10^{-5} = 0.09 \text{ N/mm}$$

- Lớp tạo phẳng:

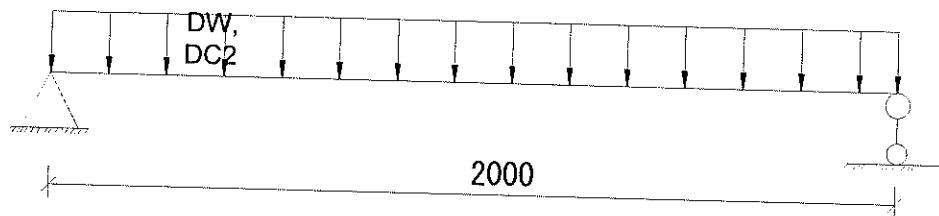
$$q_3 = 1000 \times h_{tp} \times \gamma_{tp} = 1000 \times 20 \times 2.4 \times 10^{-5} = 0.48 \text{ N/mm}$$

Vậy:

$$DW = q_1 + q_2 + q_3 = 1.725 + 0.09 + 0.48 = 2.295 \text{ N/mm}$$

3.4.1.2. Nội lực

- Sơ đồ tính như sau:



Hình 3.8. Sơ đồ tính tĩnh tải cho bản dầm giữa

- Hệ số điều chỉnh tải trọng lấy như bản dầm biên

- Giá trị mômen dương tại giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$\begin{aligned} M_u^{DC+DW} &= \eta \times \left(\gamma_{DC} \times \frac{DC_2 \times S^2}{8} + \gamma_{DW} \times \frac{DW \times S^2}{8} \right) \\ &= 1.05 \times \left(1.25 \times \frac{5 \times 2000^2}{8} + 1.5 \times \frac{2.295 \times 2000^2}{8} \right) \\ &= 4603937.5 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{DC+DW} = \frac{DC_2 \times S^2}{8} + \frac{DW \times S^2}{8} = \frac{5 \times 2000^2}{8} + \frac{2.295 \times 2000^2}{8}$$

$$= 3647500 \text{ N.mm}$$

3.4.2. Hoạt tải và nội lực do hoạt tải tác dụng lên bản dầm:

- Chỉ có xe 3 trục, ta không xét tải trọng làn vì nhịp bản $L_2 = 2000 \text{ mm} < 4600 \text{ mm}$ theo quy định không cần xét tải trọng làn

- Ở đây sẽ có 2 trường hợp đặt tải:

+ Trường hợp chỉ có 1 bánh xe của 1 xe

+ Trường hợp có 2 bánh xe của 2 xe khác nhau đặt trong bản khi đó khoảng cách giữa 2 bánh xe là 1200 mm.

3.4.2.1. Xét trường hợp 1 chỉ có 1 bánh xe:

Ta sẽ đặt bánh xe ngay tại giữa nhịp để tính toán

- Giá trị nội lực: tương tự như trên ta có:

$$+ b_1 = 510 + 2 \times h_{DW} = 510 + 2 \times 100 = 710 \text{ mm}$$

$$+ p = \frac{P}{2 \times b_1} = \frac{0.5 \times 145000}{2 \times 710} = 51.056 \text{ N/mm}$$

$$+ SW^- = 1220 + 0.25 \times S = 1220 + 0.25 \times 2000 = 1720 \text{ mm}$$

$$+ SW^+ = 660 + 0.55 \times S = 660 + 0.55 \times 2000 = 1760 \text{ mm}$$

- Giá trị mômen tại giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{LL} = \eta \times \left[\gamma_{LL} \times (1 + IM) \times m \times \frac{p \times b_1}{4} \times \left(S - \frac{b_1}{2} \right) \right]$$

$$= 1.05 \times \left[1.75 \times (1 + 0.33) \times 1.2 \times \frac{51.056 \times 710}{4} \times \left(2000 - \frac{710}{2} \right) \right]$$

$$= 39555382.4 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned}
 M_s^{LL} &= (1 + IM) \times m \times \frac{p \times b_l}{4} \times \left(S - \frac{b_l}{2} \right) \\
 &= (1 + 0.33) \times 1.2 \times \frac{56.056 \times 710}{4} \times \left(2000 - \frac{710}{2} \right) \\
 &= 10242667.2 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Giá trị mômen tại giữa nhịp do tĩnh tải và hoạt tải gây ra có xét đến tính liên tục của bản mặt cầu (với dải bản 1000 mm) được tính như sau:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

+ Tại gối:

$$\begin{aligned}
 M_u &= -0.7 \times \left(M_u^{DC+DW} \times \frac{M_u^{LL} \times 1000}{SW^-} \right) \\
 &= -0.7 \times \left(4603937.5 + \frac{39555382.4 \times 1000}{1720} \right) \\
 &= -19320876.99 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

+ Tại giữa nhịp:

$$\begin{aligned}
 M_u^{1/2} &= 0.5 \times \left(M_u^{DC+DW} \times \frac{M_u^{LL} \times 1000}{SW^+} \right) \\
 &= 0.5 \times \left(4603937.5 + \frac{39555382.4 \times 1000}{1760} \right) \\
 &= 13539293.3 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

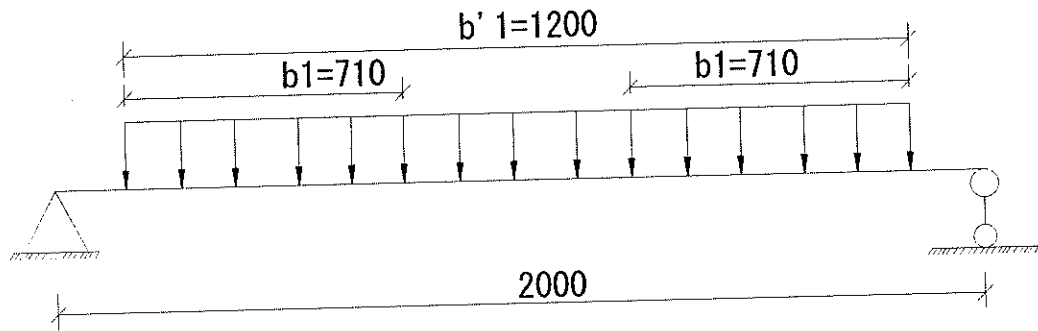
+ Tại gối:

$$\begin{aligned}
 M_s &= -0.7 \times \left(M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^-} \right) \\
 &= -0.7 \times \left(3647500 + \frac{10242667.2 \times 1000}{1720} \right) \\
 &= -6721777.35 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

+ Tại giữa nhịp:

$$\begin{aligned}
 M_s^{1/2} &= 0.5 \times \left(M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^+} \right) \\
 &= 0.5 \times \left(3647500 + \frac{10242667.2 \times 1000}{1760} \right) \\
 &= 4733598.64 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

3.4.2.2. Xét trường hợp 2 (có 2 bánh xe):



Hình 3.10. Tải trọng động tác dụng lên bản giữa
(trường hợp đặt 2 bánh xe)

- Giá trị nội lực: tương tự như trên ta có:

$$+ SW^- = 1220 + 0.25 \times S = 1220 + 0.25 \times 2000 = 1720 \text{ mm}$$

$$+ SW^+ = 660 + 0.55 \times S = 660 + 0.55 \times 2000 = 1760 \text{ mm}$$

$$+ b''_1 = b_1 + 1200 = 710 + 1200 = 1910 \text{ mm}$$

$$+ p' = \frac{P}{b''_1} = \frac{0.5 \times 145000}{1910} = 37.958 \text{ N/mm}$$

- Giá trị mômen tại giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$\begin{aligned}
 M_u^{LL} &= \eta \times \left[\gamma_{LL} \times (1 + IM) \times m \times \frac{p' \times S^2}{8} \right] \\
 &= 1.05 \times \left[1.75 \times (1 + 0.33) \times 1 \times \frac{37.958 \times 2000^2}{8} \right] \\
 &= 41964941.38 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{LL} = (1 + IM) \times m \times \frac{p' \times S^2}{8}$$

$$= (1 + 0.33) \times 1 \times \frac{37.958 \times 2000^2}{8} = 25242070 \text{ N.mm}$$

Giá trị mômen tại giữa nhịp do tĩnh tải và hoạt tải gây ra có xét đến tính liên tục của bản mặt cầu (với dải tính toán 1000 mm) được tính như sau:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

+ Tại gối:

$$M_u^g = -0.7 \times \left(M_u^{DC+DW} + \frac{M_u^{LL} \times 1000}{SW^-} \right)$$

$$= -0.7 \times \left(4603937.5 + \frac{41964941.38 \times 1000}{1720} \right) = -20301511.96 \text{ N.mm}$$

+ Tại giữa nhịp:

$$M_u^{1/2} = 0.5 \times \left(M_u^{DC+DW} + \frac{M_u^{LL} \times 1000}{SW^+} \right)$$

$$= 0.5 \times \left(4603937.5 + \frac{41964941.38 \times 1000}{1760} \right) = 14223827.1 \text{ N.mm}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

+ Tại gối:

$$M_s^g = -0.7 \times \left(M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^-} \right)$$

$$= -0.7 \times \left(3647500 + \frac{25242070 \times 1000}{1720} \right) = -10726185.47 \text{ N.mm}$$

+ Tại giữa nhịp:

$$M_s^{1/2} = 0.5 \times \left(M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^+} \right)$$

$$= 0.5 \times \left(3647500 + \frac{25242070 \times 1000}{1760} \right) = 7494792.614 \text{ N.mm}$$

Vậy giá trị mômen âm và mômen dương lớn nhất ứng với trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn sử dụng thuộc trường hợp đặt một bánh xe trên bản dầm giữa là:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$+ \text{Mômen âm: } M_u^- = M_u^g = -20301511.96 \text{ N.mm}$$

$$+ \text{Mômen dương: } M_u^+ = M_u^{\frac{1}{2}} = 14223827.1 \text{ N.mm}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$+ \text{Mômen âm: } M_s^- = M_s^g = -10726185.47 \text{ N.mm}$$

$$+ \text{Mômen dương: } M_s^+ = M_s^{\frac{1}{2}} = 7494792.614 \text{ N.mm}$$

3.6. THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO BẢN MẶT CẦU:

Ta sẽ thiết kế cốt thép tương ứng với các giá trị nội lực ở TTGH cường độ vừa tính ở trên:

3.6.1. Thiết kế cho phần bản chịu mômen âm:

Thiết kế cốt thép cho 1000 mm chiều dài bản mặt cầu, khi đó giá trị nội lực trong 1000 mm bản mặt cầu như sau:

$$- \text{Mômen âm: } M_u^- = -20301511.96 \text{ N.mm}$$

$$- \text{Chiều rộng tiết diện tính toán: } b = 1000 \text{ mm}$$

$$- \text{Chiều cao tiết diện tính toán: } h = 200 \text{ mm}$$

$$- \text{Cường độ cốt thép: } f_y = 280 \text{ MPa}$$

$$- \text{Cấp bê tông: } f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$- \text{Lớp bê tông bảo vệ: } 25 \text{ mm.}$$

$$- \text{Giả thiết dùng thép } \phi 16 \text{ có } d_b = 16 \text{ mm, } A_b = 201.06 \text{ mm}^2.$$

$$- \text{Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu kéo gần nhất là: } d_c = 25 + \frac{16}{2} = 33 \text{ mm}$$

$$- \text{Chiều cao làm việc của tiết diện: } d_s = h - d_c = 200 - 33 = 167 \text{ mm}$$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$= 167 - \sqrt{167^2 - \frac{2 \times 20301511.96}{0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1000}} = 9.29 \text{ mm}$$

- Xác định β_1 : do $f'_c = 28 \text{ MPa}$ nên:

$$\beta_1 = 0.85$$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén trong trường hợp cân bằng:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.29}{0.85} = 10.93 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_s} = \frac{10.93}{167} = 0.065 < 0.42$ thỏa

- Diện tích cốt thép cho bởi công thức:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 28 \times 9.29 \times 1000}{280} = 789.668 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s_{\min}} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 1000 \times 200 \times \frac{28}{280} = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 789.668 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 600 \text{ mm}^2 \text{ chọn } A_s \text{ tính toán}$$

- Chọn $\phi 16$ a250 để bố trí: trong 1000 mm có 4 thanh $\phi 16$ và có:

$$A_s = 804.24 \text{ mm}^2$$

3.6.2. Thiết kế cho phần bản chịu mômen dương:

Thiết kế cốt thép cho 1000 mm chiều dài bản mặt cầu, khi đó giá trị nội lực trong 1000 mm bản mặt cầu như sau:

- Mômen dương: $M_u^+ = 14223827.1 \text{ N.mm}$

- Chiều rộng tiết diện tính toán: $b = 1000 \text{ mm}$

- Chiều cao tiết diện tính toán: $h = 200 \text{ mm}$

- Cường độ cốt thép: $f_y = 280 \text{ Mpa}$
- Cấp bê tông: $f'_c = 28 \text{ MPa}$
- Lớp bê tông bảo vệ: 25 mm .
- Giả thiết dùng thép $\phi 14$ có $d_b = 14 \text{ mm}$, $A_b = 153.9 \text{ mm}^2$.
- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu kéo gần nhất là: $d_c = 25 + \frac{14}{2} = 32 \text{ mm}$
- Chiều cao làm việc của tiết diện: $d_s = h - d_c = 200 - 32 = 168 \text{ mm}$
- Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$= 168 - \sqrt{168^2 - \frac{14223827.1}{0.9 \times 0.85 \times 28 \times 1000}} = 6.505 \text{ mm}$$

- Xác định β_1 : do $f'_c = 28 \text{ MPa}$ nên:

$$\beta_1 = 0.85$$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén trong trường hợp cân bằng:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.505}{0.85} = 7.652 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_s} = \frac{7.652}{168} = 0.046 < 0.42$

- Diện tích cốt thép cho bởi công thức:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 28 \times 6.505 \times 1000}{280} = 552.89 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s \min} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 1000 \times 200 \times \frac{28}{280} = 600 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 552.89 \text{ mm}^2 < A_{s \min} = 600 \text{ mm}^2 \text{ chọn } A_{s \min} \text{ tính toán}$$

- Chọn $\phi 14a250$ để bố trí: trong 1000 mm có 4 thanh $\phi 14$ và có:

$$A_s = 615.6 \text{ mm}^2$$

3.6.3. Thiết kế cốt thép theo phương dọc cầu:

Vì bản làm việc theo phương ngang cầu nên ta đặt cốt thép cầu tạo theo phương dọc cầu cả đáy trên và đáy dưới của bản mặt cầu để phân bố tải trọng bánh xe dọc cầu đến cốt thép chịu lực theo phương ngang. Diện tích yêu cầu tính theo phần trăm cốt thép chính lực. Đối với cốt thép chính đặt vuông góc với hướng xe chạy.

$$\text{sophantram} = \frac{3840}{\sqrt{S_c}} \leq 67\% \quad (9.7.3.2)$$

S_c chiều dài có hiệu của nhịp, ở đây ta lấy bằng khoảng cách giữa hai mép vách dầm chủ $S_c = 2000 \text{ mm}$

$$\text{sophantram} = \frac{3840}{\sqrt{S_c}} = \frac{3840}{\sqrt{2000}} = 85.8\% > 67\%$$

Vậy ta dùng 67 % diện tích cốt thép dọc

Trên 1m dài dọc cầu ta có thể bố trí 4 $\phi 14$

$$A_s = 615.6 \text{ mm}^2$$

3.7. KIỂM TRA NÚT CHO BẢN MẶT CẦU:

Ta sẽ kiểm tra nứt của bản mặt cầu bằng trạng thái giới hạn sử dụng

$$+ \text{Mômen âm: } M_s^- = M_s^g = -10726185.47 \text{ N.mm}$$

$$+ \text{Mômen dương: } M_s^+ = M_s^{\frac{1}{2}} = 7494792.614 \text{ N.mm}$$

3.7.1. Kiểm tra nứt với mômen âm:

- Các giá trị của b , h , a' , d_s đã có ở trên.

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo gần nhất:

$$d_c = 33 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

- Diện tích của vùng bê tông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 33 \times 1000 = 66000 \text{ mm}^2$$

- Diện tích trung bình của bê tông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{66000}{4} = 16500 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s = 10726185.47 \text{ N.mm}$$

- Khối lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3$

- Mô đun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{28} = 28441.827 \text{ MPa}$$

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

- Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28441.827} = 7.032$

- Chiều cao vùng nén của bê tông khi tiết diện bị nứt:

$$\begin{aligned} x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\ &= 7.032 \times \frac{615.6}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 168 \times 1000}{7.032 \times 615.6}} - 1 \right) = 38.172 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bê tông khi bị nứt:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\ &= \frac{1000 \times 38.172^3}{3} + 7.032 \times 615.6 \times (167 - 38.172)^2 \\ &= 112399762.952 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{10726185.47}{112399762.952} \times (167 - 38.172) \times 7.032 \\ &= 161.098 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Khí hậu khắc nghiệt: $z = 23000 \text{ N/mm}$

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{33 \times 16500}} = 281.662 \text{ MPa}$$

- So sánh: $f_{sa} = 281.662 \text{ MPa} > 0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$ chọn 168 MPa để kiểm tra:

$$f_s = 161.098 \text{ MPa} < 168 \text{ MPa} . \text{ Vậy thỏa mãn điều kiện về nứt.}$$

3.7.2. Kiểm tra nứt với mômen dương:

- Các giá trị của b , h , a' , d_s đã có ở trên.

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo gần nhất:

$$d_c = 32 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

- Diện tích của vùng bê tông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 32 \times 1000 = 64000 \text{ mm}^2$$

- Diện tích trung bình của bê tông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{64000}{4} = 16000 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s = 7494792.614 \text{ N.mm}$$

- Khối lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3$

- Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{28} = 28441.827 \text{ MPa}$$

- Môđun đàn hồi của thép: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

- Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28441.827} = 7.032$

- Chiều cao vùng nén của bê tông khi tiết diện bị nứt:

$$\begin{aligned}
 x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\
 &= 7.032 \times \frac{615.6}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 168 \times 1000}{7.032 \times 615.6}} - 1 \right) = 34.054 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bê tông khi bị nứt:

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\
 &= \frac{1000 \times 34.054^3}{3} + 7.032 \times 615.6 \times (168 - 34.054)^2 \\
 &= 90829799.645 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

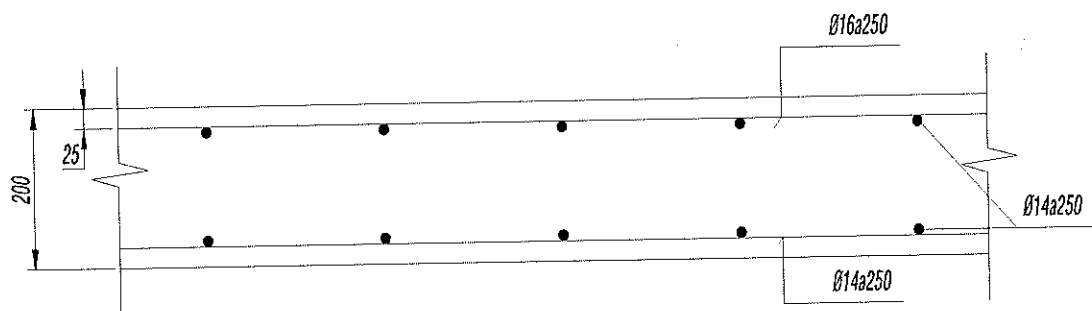
$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{7494792.614}{90829799.645} \times (168 - 34.054) \times 7.032 \\
 &= 147.286 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- Khí hậu khắc nghiệt: $z = 23000 \text{ N/mm}$

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{32 \times 16000}} = 287.5 \text{ MPa}$$

- So sánh: $f_{sa} = 287.5 \text{ MPa} > 0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$ chọn 168 MPa để kiểm tra:
 $f_s = 147.286 \text{ MPa} < 168 \text{ MPa}$. Vậy thỏa mãn điều kiện về nứt.



Hình 3.11. Bố trí thép cho bản mặt cầu trên 1m dài dọc cầu

CHƯƠNG IV**DẦM NGANG****4.1. CÁC SỐ LIỆU DẦM NGANG:**

- Nhịp tính toán $L_{tt} = 33400 \text{ mm}$.
- Kết cấu nhịp có 6 dầm ngang, khoảng cách giữa hai dầm ngang là $L_1 = 6800 \text{ mm}$.
- Khoảng cách giữa các dầm chủ: $L_2 = 2000 \text{ mm}$.
- Kích thước dầm ngang như sau: $h = 1050 \text{ mm}$
 $b = 240 \text{ mm}$
- Cốt thép AII giới hạn chảy: $f_y = 280 \text{ Mpa}$
- Bê tông có cường độ chịu nén: $f'_c = 28 \text{ Mpa}$
- Giả thiết dầm ngang là các dầm giản đơn có hai gối là hai dầm chính. Khẩu độ tính toán của dầm ngang là khoảng cách tim giữa hai dầm dọc.

4.2. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TÁC DỤNG LÊN DẦM NGANG:**4.2.1. Xác định nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:**

- Tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang bao gồm:

+ Bản mặt cầu:

$$DC_2'' = h_f \times \gamma_c \times L_1 = 200 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 6800 = 34 \text{ N/mm}$$

+ Dầm ngang:

$$\begin{aligned} DC_2' &= A_{dn} \times \gamma_c = b \times h \times \gamma_c \\ &= 240 \times 1050 \times 2.5 \times 10^{-5} = 5.7 \text{ N/mm} \\ \Rightarrow DC_2 &= DC_2'' + DC_2' = 34 + 5.7 = 39.7 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

+ Lớp phủ:

$$\begin{aligned}
 DW &= (h_{as} \times \gamma_{as} + h_{pn} \times \gamma_{pn} + h_{tp} \times \gamma_{tp}) \times L_1 \\
 &= (75 \times 2.3 \times 10^{-5} + 5 \times 1.8 \times 10^{-5} + 20 \times 2.4 \times 10^{-5}) \times 4880 \\
 &= 11.2 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

- Mômen do trọng bản mặt cầu tác dụng lên dầm ngang tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{DC2} = \frac{DC_2 \times L_2^2}{8} = \frac{30.1 \times 2000^2}{8} = 15050000 \text{ N.mm}$$

- Mômen do trọng lượng lớp phủ tác dụng lên dầm ngang tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{DW} = \frac{DW \times L_2^2}{8} = \frac{11.2 \times 2000^2}{8} = 5600000 \text{ N.mm}$$

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$\begin{aligned}
 M_u^{DC+DW} &= \eta \times [\gamma_{DC} M_{DC2} + \gamma_{DW} M_{DW}] \\
 &= 1.05 \times [1.25 \times 15050000 + 1.5 \times 5600000] \\
 &= 31551875 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned}
 M_s^{DC+DW} &= M_{DC2} + M_{DW} \\
 &= 15050000 + 5600000 \\
 &= 20650000 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

4.2.2. Xác định nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:

- Hoạt tải tác dụng lên dầm ngang gồm 0.5HL93 và tải trọng người.

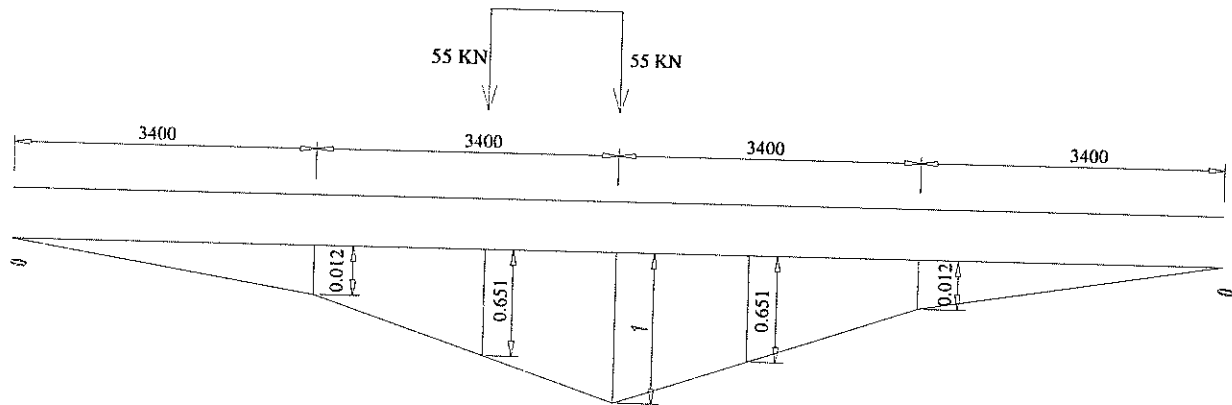
4.2.2.1. Xác định hệ số phân bố tải trọng (ξ)

$$\xi = 0.5 \times \frac{L_2^3}{L_1^3 + L_2^3} = 0.5 \times \frac{2000^3}{6800^3 + 2000^3} = 0.012$$

4.2.2.2. Xác định nội lực tác dụng lên dầm ngang do xe 2 trục hoặc xe 3 trục:

- Tải trọng do xe 2 trục tác dụng lên dầm ngang $p'_{2\text{trục}}$

- Xếp xe 2 trục lên đường ảnh theo phương dọc cầu để tìm nội lực lớn nhất tác dụng lên dầm ngang, khoảng cách các trục xe 1200mm.



Hình 4.1. Xe hai trục và ĐAH theo phương dọc cầu

- Tung độ đường ảnh hưởng:

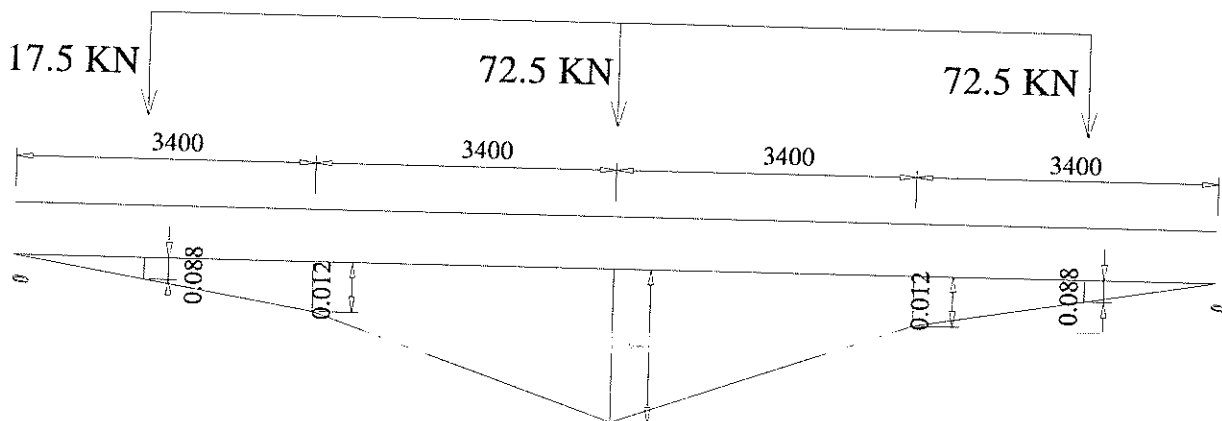
$$+ y_1 = (1 - \xi) \times \frac{\frac{L_1}{2} - 1200}{\frac{L_1}{2}} + \xi = (1 - 0.012) \times \frac{\frac{6800}{2} - 1200}{\frac{6800}{2}} + 0.012 = 0.651$$

$$+ y_2 = 1$$

$$\begin{aligned} p'_{2\text{trục}} &= 0.5 \times (55000 \times y_1 + 55000 \times y_2) \\ &= 0.5 \times (0.651 \times 55000 + 55000 \times 1) = 45402.5 \text{ N} \end{aligned}$$

- Tải trọng do xe 3 trục tác dụng lên dầm ngang $p'_{3\text{trục}}$

- Xếp xe 3 trục lên đường ảnh theo phương dọc cầu để tìm nội lực lớn nhất tác dụng lên dầm ngang, khoảng cách các trục xe 4300mm.



Hình 4.2. Xe ba trục và ĐAH theo phương dọc cầu

- Tung độ đường ảnh hưởng:

$$+ y_1 = y_3 = \xi \times \frac{L_1 - 4300}{\frac{L_1}{2}} = 0.012 \times \frac{6800 - 4300}{\frac{6800}{2}} = 0.0088$$

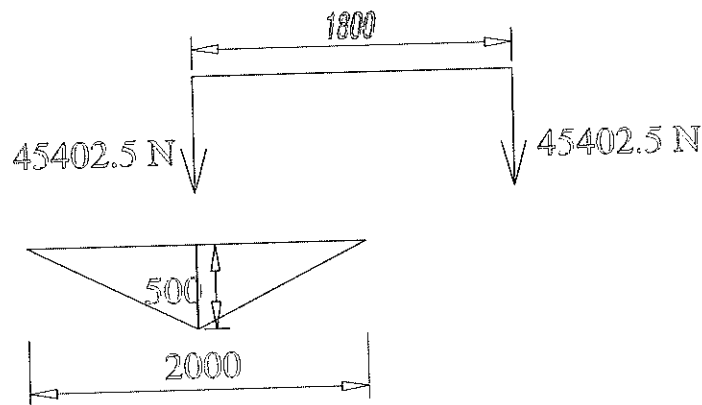
$$+ y_2 = 1$$

$$p'_{3\text{truc}} = 0.5 \times (17500 \times y_1 + 72500 \times y_2 + 72500 \times y_3) \\ = 0.5 \times (17500 \times 0.0088 + 72500 \times 1 + 72500 \times 0.0088) = 36646 \text{ N}$$

- Vì $p'_{2\text{truc}} = 45402.5 \text{ N} > p'_{3\text{truc}} = 36646 \text{ N}$ nên ta chọn $p'_{2\text{truc}}$ để xếp lên đ.a.h theo phương ngang cầu để tìm nội lực lớn nhất.

- Xếp tải $p'_{2\text{truc}}$ lên đường ảnh hưởng dầm ngang theo phương ngang cầu để tìm nội lực lớn nhất:

+ Xếp 1 xe:

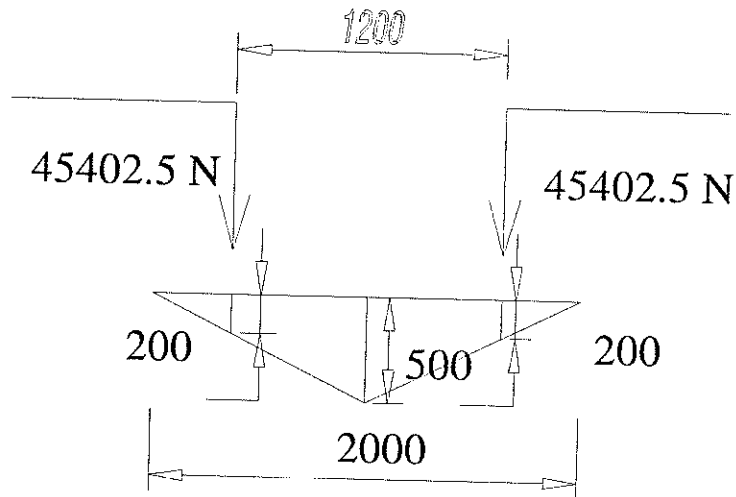


Hình 4.3. Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang(1 xe)

Mômen lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{2\text{truc}} = p'_{2\text{truc}} \times \frac{L_2}{4} = 45402.5 \times \frac{2000}{4} = 22701250 \text{ N.mm}$$

+ Xếp 2 xe:



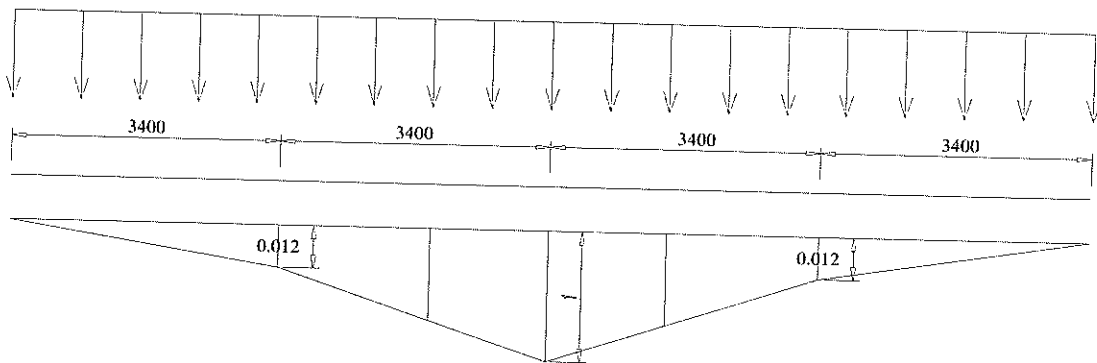
Hình 4.4. Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang (2 xe)

Mômen lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{2\text{trục}} = p'_{2\text{trục}} \times (y_1 + y_2) = 45402.5 \times (200 + 200) \\ = 18161000 \text{ N.mm}$$

4.2.2.3. Xác định nội lực tác dụng lên dầm ngang do tải trọng làn:

-Tải trọng làn tác dụng lên dầm ngang $q' = \frac{q}{3000} \times \omega$



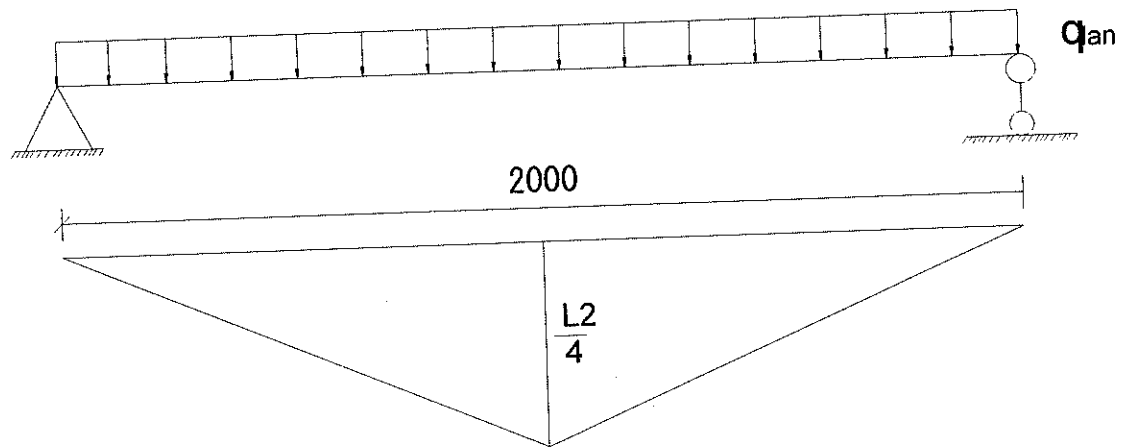
Hình 4.5. Tải trọng làn và ĐAH theo phương dọc cầu

- Với ω là diện tích đường ảnh hưởng áp lực lên dầm ngang:

$$\omega = 2 \times \left(\frac{1}{2} \times \xi \times \frac{L_1}{2} + \frac{1}{2} \times (\xi + 1) \times \frac{L_1}{2} \right) \\ = 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 0.012 \times \frac{6800}{2} + \frac{1}{2} \times (0.012 + 1) \times \frac{6800}{2} \right) = 3481.6 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow q' = \frac{q}{3000} \times \omega = \frac{9.3}{3000} \times 3481.6 = 10.792 \text{ N/mm}$$

- Xếp tải q' lên đường ảnh hưởng dầm ngang để tìm nội lực lớn nhất:



Hình 4.6. Tải trọng làn và ĐAH của dầm ngang

Mômen lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{lan} = q' \times \frac{1}{2} \times \frac{L_2}{4} \times L_2 = 10.792 \times \frac{1}{2} \times \frac{2000}{4} \times 2000 = 10,792,960 \text{ N.mm}$$

4.2.2.4. Tổ hợp nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:

Tổ hợp của xe 2 trục với tải trọng làn:

- Xếp 1 xe:

+ Trạng thái giới hạn cường độ

$$M_u^{2trục+lan} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times M_{2trục} + m \times M_{lan}]$$

$$\Rightarrow M_u^{2trục+lan} = 1.05 \times 1.75 \times [(1 + 0.33) \times 1.2 \times 22701250 + 1.2 \times 10,792,960] \\ = 90373297.61 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{2trục+lan} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times M_{2trục} + m \times M_{lan}]$$

$$\Rightarrow M_s^{2trục+lan} = [(1 + 0.33) \times 1.2 \times 22701250 + 1.2 \times 10,792,960] \\ = 49182747 \text{ N.mm}$$

- Xếp 2 xe:

+ Trạng thái giới hạn cường độ

$$M_u^{2\text{truc}+\text{làn}} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times M_{2\text{truc}} + m \times M_{\text{làn}}]$$

$$\Rightarrow M_u^{2\text{truc}+\text{làn}} = 1.05 \times 1.75 \times [(1 + 0.33) \times 1 \times 18161000 + 1 \times 10,792,960] \\ = 64215277.88 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{2\text{truc}+\text{làn}} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times M_{2\text{truc}} + m \times M_{\text{làn}}]$$

$$\Rightarrow M_s^{2\text{truc}+\text{làn}} = [(1 + 0.33) \times 1 \times 18161000 + 1 \times 10,792,960] \\ = 34947090 \text{ N.mm}$$

Bảng 4.1. Bảng tổng hợp mômen do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang

Loại tải	Số xe	THGHCD	TGHSD
Xe 2 trực+làn	1	90373297.61	49182747
Xe 2 trực+ làn	2	64215277.88	34947090

Chọn tổ hợp xe 2 trực và tải trọng làn trong trường hợp xếp 1 xe để tính toán:

$$M_u^{LL} = 90373297.61 \text{ N.mm}$$

$$M_s^{LL} = 49182747 \text{ N.mm}$$

4.2.3. Tổng hợp nội lực dầm ngang (tĩnh tải + hoạt tải):

- Không xét tính liên tục:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u = M_u^{DC+DW} + M_u^{LL} = 31551875 + 90373297.61 = 121925172.6 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = M_s^{DC+DW} + M_s^{LL} = 20650000 + 49182747 - 74632747 \text{ N.mm}$$

- Xét tính liên tục của dầm ngang:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

Tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_u^{\frac{1}{2}} = 0.5 \times M_u = 0.5 \times 129670666.89 = 64835333.445 \text{ N.mm}$$

Tại mặt cắt gối:

$$M_u^g = 0.7 \times M_u = 0.7 \times 129670666.89 = 90769466.823 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

Tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_s^{\frac{1}{2}} = 0.5 \times M_s = 0.5 \times 74632747 = 37316373.5 \text{ N.mm}$$

Tại mặt cắt gối:

$$M_s^g = 0.7 \times M_s = 0.7 \times 74632747 = 52242922.9 \text{ N.mm}$$

4.3. THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO DÀM NGANG:

4.3.1. Tại mặt cắt gối:

$$M_u^g = 90769466.823 \text{ N.mm}$$

- Lớp bê tông bảo vệ $a_{bv} = 50 \text{ mm}$.
- Giả thiết dùng thép $\phi 20$ có $d_b = 20 \text{ mm}$, $A_b = 314.2 \text{ mm}^2$
- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo gần nhất.

$$d_c = 50 + \frac{20}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{- Vậy } d_s = h - d_c = (1050 + 200) - 60 = 1190 \text{ mm}$$

- Xác định chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{f \times 0.85 \times f'_c \times b}} = 1190 - \sqrt{1190^2 - \frac{2 \times 90769466.823}{0.9 \times 0.85 \times 28 \times 240}} = 14.3 \text{ mm}$$

- Dầm ngang có $f'_c = 28 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén trong trường hợp cân bằng:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.9367}{0.85} = 17.56 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{17.56}{1190} = 0.017 < 0.42$$

- Xác định diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 28 \times 14.367 \times 240}{280} = 298.6 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{smin} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 240 \times 1250 \times \frac{28}{280} = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 298.6 \text{ mm}^2 < A_{smin} = 900 \text{ mm}^2 \text{ chọn } A_{smin} \text{ tính toán}$$

- Chọn 3φ20 có $A_s = 942.6 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 900 \text{ mm}^2$ (thỏa)

4.3.2. Tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_u^2 = 64835333.445 \text{ N.mm}$$

- Lớp bê tông bảo vệ $a_{bv} = 50 \text{ mm}$.

- Giả thiết dùng thép φ20 có $d_b = 20 \text{ mm}$, $A_b = 314.2 \text{ mm}^2$

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo gần nhất.

$$d_c = 50 + \frac{20}{2} = 60 \text{ mm}$$

- Vậy: $d_s = h - d_c = 1250 - 60 = 1190 \text{ mm}$

- Xác định chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} = 1190 - \sqrt{1190^2 - \frac{2 \times 64835333.445}{0.9 \times 0.85 \times 28 \times 240}} = 10.653 \text{ mm}$$

- Dầm ngang có $f'_c = 28 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén trong trường hợp cân bằng:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.653}{0.85} = 12.52 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{12.52}{1190} = 0.01 < 0.42$$

- Xác định diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 28 \times 10.653 \times 240}{280} = 217.306 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{smin} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 240 \times 1250 \times \frac{28}{280} = 900 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 217.306 \text{ mm}^2 < A_{smin} = 900 \text{ mm}^2 \text{ chọn } A_{smin} \text{ tính toán}$$

- Chọn 3φ20 có $A_s = 942.6 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 900 \text{ mm}^2$ (thỏa)

4.4. KIỂM TOÁN NÚT CHO DÀM NGANG:

Ta sẽ kiểm tra nứt của dầm ngang ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$+ \text{ Mômen âm: } M_s^- = M_s^g = 52242922.9 \text{ N.mm}$$

$$+ \text{ Mômen dương: } M_s^+ = M_s^{\frac{1}{2}} = 37316373.5 \text{ N.mm}$$

4.4.1. Kiểm tra nứt với mômen âm:

- Các giá trị của b , h , a' , d_s đã có ở trên.

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo gần nhất: $d_c = 60 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$

- Diện tích của vùng bê tông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times 50 \times b = 2 \times 50 \times 240 = 24000 \text{ mm}^2$$

- Diện tích trung bình của bê tông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{24000}{3} = 8000 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s = 52242922.9 \text{ N.mm}$$

- Khối lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2500 \text{ KG/m}^3$

- Mô đun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{28} = 28441.83 \text{ MPa}$$

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

- Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28441.827} = 7.032$

- Chiều cao vùng nén của bê tông khi tiết diện bị nứt:

$$\begin{aligned} x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\ &= 7.03 \times \frac{942.6}{240} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1190 \times 240}{7.03 \times 942.6}} - 1 \right) = 218.966 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bê tông khi bị nứt:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\ &= \frac{240 \times 218.966^3}{3} + 7.03 \times 942.6 \times (1190 - 218.966)^2 \\ &= 5834171543.091 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{52242922.9}{5834171543.091} \times (1190 - 218.966) \times 7.03 \\ &= 60.493 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Dựa vào điều kiện môi trường tra ra bề rộng vết nứt:

Khí hậu khắc nghiệt: $z = 23000 \text{ N/mm}$

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{63 \times 8000}} = 312.158 \text{ MPa}$$

- So sánh: $f_{sa} = 312.158 \text{ MPa} > 0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$ chọn 168 MPa để kiểm tra:

$$f_s = 60.493 \text{ MPa} < 168 \text{ MPa}.$$

Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.

4.4.2. Kiểm tra nứt với mômen dương:

- Các giá trị của b , h , a' , d_s đã có ở trên.

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo gần nhất: $d_c = 60 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$

- Diện tích của vùng bê tông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times 50 \times b = 2 \times 50 \times 240 = 24000 \text{ mm}^2$$

- Diện tích trung bình của bê tông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{24000}{3} = 8000 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s = 37316373.5 \text{ N.mm}$$

- Khối lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2500 \text{ KG/m}^3$

- Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{28} = 28441.827 \text{ MPa}$$

- Môđun đàn hồi của thép: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

- Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{28441.827} = 7.032$

- Chiều cao vùng nén của bê tông khi tiết diện bị nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 7.032 \times \frac{942}{240} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1190 \times 240}{7.032 \times 942.6}} - 1 \right) = 219.302 \text{ mm}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bê tông khi bị nứt:

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2$$

$$= \frac{240 \times 219.302^3}{3} + 7.032 \times 942.6 \times (1190 - 219.302)^2$$

$$= 5868745863.663 \text{ mm}^4$$

- Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{37316373.5}{5868745863.663} \times (1190 - 219.302) \times 7.032$$

$$= 43.087 \text{ MPa}$$

- Dựa vào điều kiện môi trường tra ra bề rộng vết nứt:

$$\text{Khí hậu khắc nghiệt: } z = 23000 \text{ N/mm}$$

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{60 \times 8000}} = 293.752 \text{ MPa}$$

-So sánh: $f_{sa} = 293.752 \text{ Mpa} > 0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ Mpa}$ chọn 168 Mpa để kiểm tra:

$$f_s = 43.087 \text{ MPa} < 168 \text{ MPa}.$$

Vậy thỏa mãn điều kiện về nứt.

4.5. TÍNH CỐT ĐAI CHO DẦM NGANG:

4.5.1. Lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:

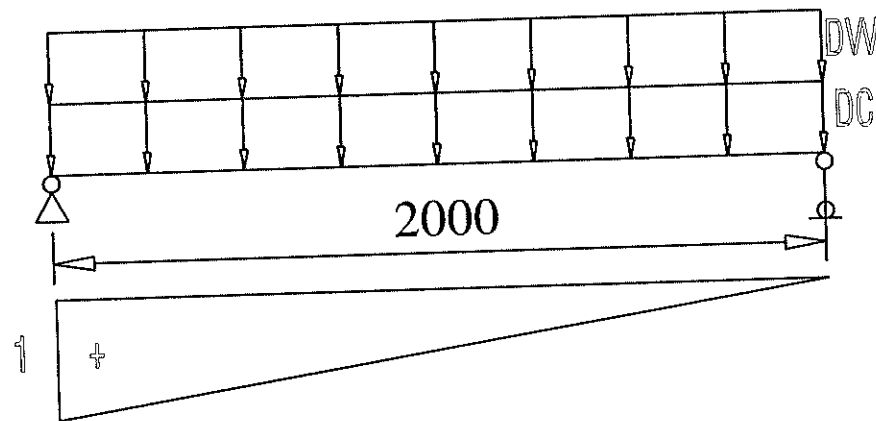
Tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:

$$DC = DC_2 + DC'_2 = 24.4 + 5.7 = 30.1 \text{ N/mm}$$

$$DW = 11.2 \text{ N/mm}$$

* Xét mặt cắt tại gối:

- Xếp tĩnh tải:



Hình 4.7. Chắt tĩnh tải lên ĐAH lực cắt của dầm ngang

$$\text{Diện tích đường ảnh hưởng: } \omega = \frac{1}{2} \times 1 \times 2000 = 1000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

+ Trạng thái giới hạn cường độ

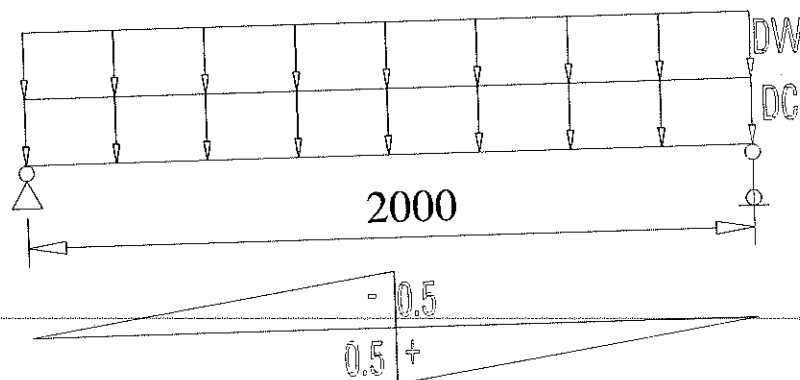
$$\begin{aligned} V_u^{DC+DW} &= \eta \times (\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW) \times \omega \\ &= 1.05 \times (1.25 \times 30.1 + 1.5 \times 11.2) \times 1000 = 57146.25 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng

$$\begin{aligned} V_s^{DC+DW} &= (DC + DW) \times \omega \\ &= (30.1 + 11.2) \times 1000 = 41300 \text{ N} \end{aligned}$$

* Tại mặt cắt giữa nhịp tính toán:

- Xếp tĩnh tải:



Hình 4.8. Chắt tĩnh tải lên ĐAH lực cắt của dầm ngang

$$\text{Diện tích đường ảnh hưởng: } \omega^{(+)} = \omega^{(-)} = \frac{1}{2} \times \frac{2000}{2} \times 0.5 = 250 (\text{mm}^2)$$

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$\begin{aligned} V_u^{\text{DC+DW}} &= \eta \times (\gamma_{\text{DC}} \cdot \text{DC} + \gamma_{\text{DC}} \cdot \text{DW}) \times (\omega^{(+)} - \omega^{(-)}) \\ &= 1.05 \times (1.25 \times 30.1 + 1.5 \times 11.2) \times (250 - 250) = 0 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng

$$\begin{aligned} V_s^{\text{DC+DW}} &= (\text{DC} + \text{DW}) \times (\omega^{(+)} - \omega^{(-)}) \\ &= (30.1 + 11.2) \times (250 - 50) = 0 \text{ N} \end{aligned}$$

Bảng 4.2. Lực cắt do tĩnh tải DC + DW tác dụng lên dầm ngang

(đã nhân hệ số)		
Mặt cắt	TTGHCD	TTGHSD
Gối	57146.25	41300
Giữa	0	0

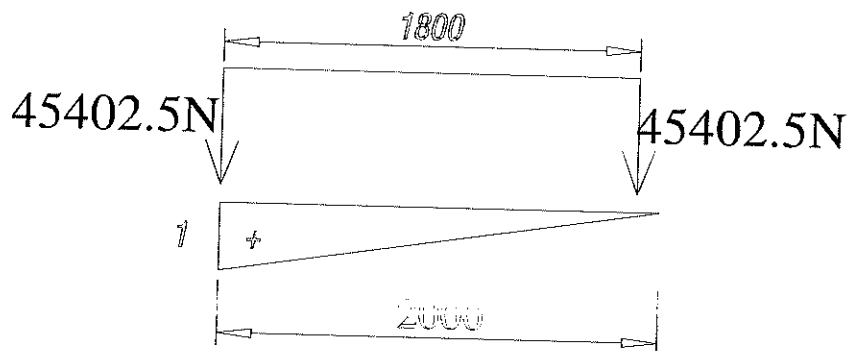
4.5.2. Lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:

Ta xếp xe 2 trục, tải trọng lần lên đường ảnh hưởng dầm ngang để tìm lực cắt lớn nhất:

* Tại mặt cắt gối:

- Xếp 2 trục ($p'_{2\text{trục}}$)

+ Xếp 1 xe:

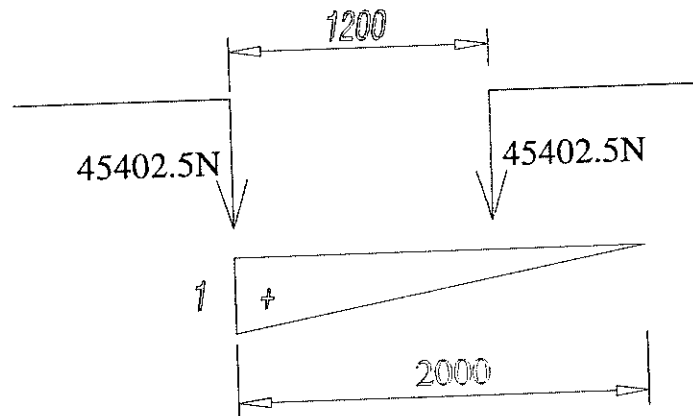


Hình 4.9. Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang

(trường hợp 1 xe)

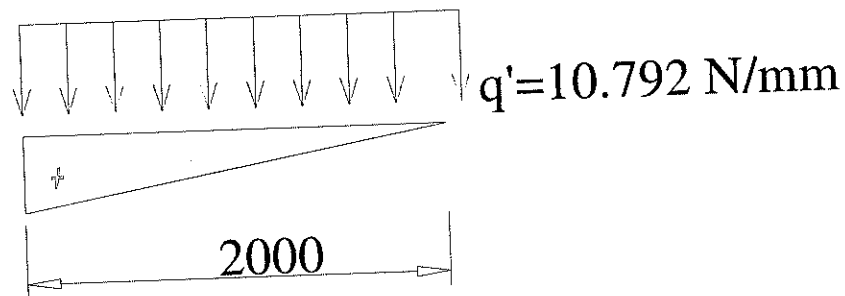
$$V_{2\text{trục}} = p'_{2\text{trục}} \times (1 + y_1) = 45402.5 \times (1 + 0.1) = 49942.75 \text{ N}$$

+ Xếp 2 xe:



Hình 4.10. Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang
(trường hợp 2 xe)

$$V_{2\text{trục}} = p'_{2\text{trục}} \times (1 + y_2) = 45402.5 \times (1 + 0.4) = 63563.5 \text{ N}$$

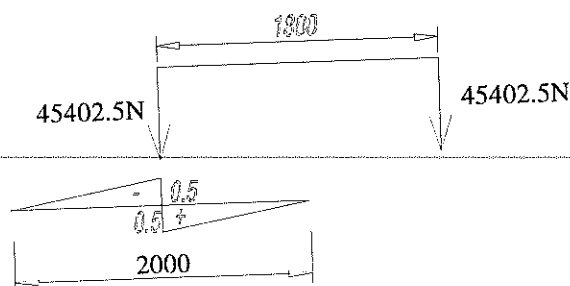
- Xếp tải trọng làn: (q')

Hình 4.13. Tải trọng làn và ĐAH của dầm ngang

$$\text{Diện tích đường ảnh hưởng: } \omega = \frac{1}{2} \times 1 \times 2000 = 1000$$

$$V_{\text{làn}} = q' \times \omega = 10.792 \times 1000 = 10792 \text{ N}$$

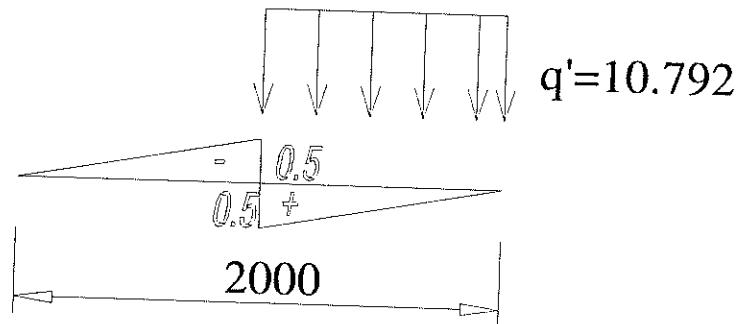
* Tại mặt cắt giữa nhịp:

- Xếp 2 trục ($p'_{2\text{trục}}$)

Hình 4.14. Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang

$$V_{2\text{trục}} = p'_{2\text{trục}} \times 0.5 = 45402.5 \times 0.5 = 22701.25 \text{ N}$$

- Xếp tải trọng làn: (q')

**Hình 4.16.** Tải trọng làn và ĐAH của dầm ngang

$$\text{Diện tích đường ảnh hưởng: } \omega = \frac{1}{2} \times 0.5 \times 1000 = 250$$

$$V_{\text{làn}} = q' \times \omega = 10.792 \times 250 = 2698 \text{ N}$$

Bảng 4.3. Lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang

(chưa nhân hệ số)			
Mặt cắt	Loại tải	Số xe	V
Tại gối	Làn		10792
	Xe 2 trục	1 xe	49942.75
		2 xe	63563.5
Tại giữa	Làn		2698
Nhịp	Xe 2 trục	1 xe	22701.25

Tổ hợp lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm:

Tổ hợp của xe 2 trục với tải trọng làn:

* Tại gối:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^{2\text{trục+làn}} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times V_{2\text{trục}} + m \times V_{\text{làn}}]$$

+ Xếp 1 xe:

$$\begin{aligned} \Rightarrow V_u^{2\text{trục+làn}} &= 1.05 \times 1.75 \times [(1 + 0.33) \times 1.2 \times 49942.75 + 1.2 \times 10792] \\ &= 170260.97 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Xếp 2 xe:

$$\Rightarrow V_u^{2\text{truc}+\text{làn}} = 1.05 \times 1.75 \times [(1 + 0.33) \times 1 \times 63563.5 + 1 \times 10792] \\ = 175502.3 \text{ N}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^{2\text{truc}+\text{làn}} = (1 + IM) \times m \times V_{2\text{truc}} + m \times V_{\text{làn}}$$

+ Xếp 1 xe:

$$\Rightarrow V_s^{2\text{truc}+\text{làn}} = [(1 + 0.33) \times 1.2 \times 49942.75 + 1.2 \times 10792] = 92875.3 \text{ N}$$

+ Xếp 2 xe:

$$\Rightarrow V_s^{2\text{truc}+\text{làn}} = [(1 + 0.33) \times 1 \times 63563.5 + 1 \times 10792] = 95331.5 \text{ N}$$

* Tại giữa nhịp:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^{2\text{truc}+\text{làn}} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times V_{2\text{truc}} + m \times V_{\text{làn}}] \\ = 1.05 \times 1.75 \times [(1 + 0.33) \times 1.2 \times 22701.25 + 1.2 \times 2698] \\ = 72523.9 \text{ N}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^{2\text{truc}+\text{làn}} = \eta \times \gamma_{LL} \times [(1 + IM) \times m \times V_{2\text{truc}} + m \times V_{\text{làn}}] \\ = [(1 + 0.33) \times 1 \times 22701.25 + 1 \times 2698] \\ = 32890.6 \text{ N}$$

Bảng 4.4. Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang

(đã nhân hệ số)

Mặt cắt	Loại tải	Số xe	THGHCD	THGHSD
Tại gối	Xe 2 trục+ làn	1 xe	170260.97	92875.3
		2 xe	175502.3	95331.5
Tại giữa nhịp	Xe 2 trục+ làn	1 xe	72523.9	32890.6

4.5.3. Tổng hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:

- Tại gối:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^g = V_u^{DC+DW} + V_u^{LL} = 57146.25 + 175502.3 = 232648.55 \text{ N}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^g = V_s^{DC+DW} + V_s^{LL} = 41300 + 95331.5 = 136631.5 \text{ N}$$

- Tại giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^{\frac{1}{2}} = V_u^{DC+DW} + V_u^{LL} = 0 + 72523.9 = 72523.9 \text{ N}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^{\frac{1}{2}} = V_s^{DC+DW} + V_s^{LL} = 0 + 32890.6 = 32890.6$$

4.5.4. Tính toán cốt đai

* Tại mặt cắt gối:

- Các giá trị nội lực:

+ Giá trị mômen: $M_u^g = 90769466.823 \text{ N.mm}$

+ Giá trị lực cắt: $V_u^g = 232648.55 \text{ N}$

- Cánh tay đòn giữa tổng hợp lực nén và tổng hợp lực kéo khi uốn:

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} = 1190 - \frac{14.37}{2} = 1078.82 \text{ mm} \\ 0.9 \times d_s = 0.9 \times 1087 = 978.3 \text{ mm} \\ 0.72 \times h = 0.72 \times 1150 = 828 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 1078.82 \text{ mm}$$

- Ứng suất cắt trung bình:

$$v = \frac{V_u}{\phi_v \times b \times d_v} = \frac{232648.55}{0.9 \times 240 \times 1078.82} = 1.400 \text{ MPa}$$

Hệ số sức kháng của lực cắt: $\phi_v = 0.9$

- Xác định tỷ số $\frac{v}{f'_c}$:

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{1.400}{28} = 0.05 < 0.25. \text{ Tiếp tục tính}$$

- Tính biến dạng ϵ_x :

Giả sử ban đầu góc: $\theta = 40^\circ$

Diện tích cốt thép thường chạy dọc dầm: $A_s = 942.6 \text{ mm}^2$

Vì hệ dầm ta đang xét với sơ đồ tính là dầm giản đơn nên không tồn tại lực dọc $N_u = 0$

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\frac{M_u^g}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{V_u^g}{\phi_v} \times \cot g(\theta)}{E_s \times A_s} \\ &= \frac{\frac{90769466.823}{0.9 \times 1078.82} + 0.5 \times \frac{232648.55}{0.9} \times \cot g(40^\circ)}{200000 \times 942.6} = 1.477 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Từ giá trị: $\frac{v}{f'_c} = 0.03$ và $\epsilon_x = 0.907 \times 10^{-3}$ tra bảng 5.8.3.4.2-1 TCVN 11823-2017 được giá trị góc nghiêng tìm được là: $\theta = 41.726^\circ$

- Lặp lại lần 2 với $\theta = 41.726^\circ$

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\frac{M_u^g}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{V_u^g}{\phi_v} \times \cot g(\theta)}{E_s \times A_s} \\ &= \frac{\frac{90769466.823}{0.9 \times 1078.82} + 0.5 \times \frac{232648.55}{0.9} \times \cot g(41.726^\circ)}{200000 \times 942.6} = 1.496 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 TCVN 11823-2017 được giá trị góc nghiêng tìm được là: $\theta = 40.958^\circ$ sai số 1.841%

Vậy giá trị góc nghiêng tìm được là: $\theta = 40.958^\circ$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 TCVN 11823-2017 giá trị $\beta = 1.952$

- Khả năng chịu cắt vật liệu bê tông:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}bd_v = 0.083 \times 1.952 \times \sqrt{28} \times 240 \times 1078.82 = 222011.206 \text{ N}$$

- Khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = \frac{V_u^g}{\phi_v} - V_c = \frac{326148.934}{0.9} - 222011.206 = 140376.499 \text{ N}$$

Chọn cốt thép đai $\phi 14$; $f_{yv} = 280 \text{ Mpa}$ bố trí theo cầu tạo

Diện tích các nhánh đai:

$$\text{Ta thiết kế đai hai nhánh: } A_v = 307.8 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện cầu tạo:

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A_v \times f_{yv}}{0.083\sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600) \text{ nếu } V_u < 0.1 \times f'_c \times b_w \times d_v \\ \min(0.4 \times d_v; 300) \text{ nếu } V_u \geq 0.1 \times f'_c \times b_w \times d_v \end{cases}$$

Tính toán các giá trị trong biểu thức:

$$\frac{A_v \times f_{yv}}{0.083\sqrt{f'_c} \times b} = \frac{307.8 \times 280}{0.083 \times \sqrt{28} \times 240} = 817.633 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u^g}{f'_c \times b \times d_v} = \frac{326148.934}{28 \times 240 \times 1078.82} = 0.045 \leq 0.1$$

$$= \min(0.8 \times d_v; 600) = \min(817.633; 600) = 600 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow S \leq 600 \text{ mm}$$

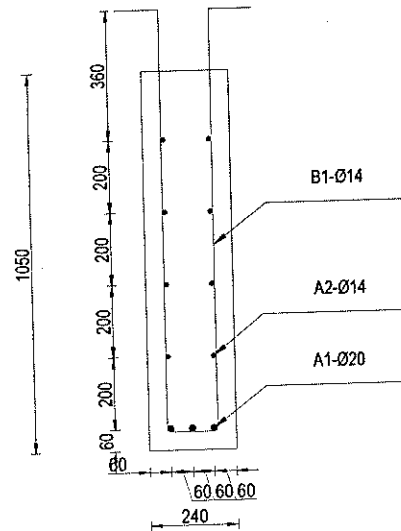
$$\Rightarrow S = 200 \text{ mm} < 600 \text{ mm (thỏa)}$$

* Tại mặt cắt giữa dầm ngang:

Ta nhận thấy nội lực tại mặt cắt giữa dầm ngang nhỏ hơn so với mặt cắt ngàm do đó ta chỉ cần tính bước đai tại mặt cắt ngàm là $S = 200 \text{ mm}$ rồi đặt cho toàn bộ dầm ngang.

CÓT THÉP DÀM NGANG ĐẦU DÀM

TỶ LỆ 1/15



Hình 4.17. Bố trí cốt thép trong dầm ngang

CHƯƠNG V**DÀM CHÍNH****5.1. CÁC SỐ LIỆU DÀM CHÍNH:****5.1.1. Chọn sơ bộ kích thước dầm chủ:**

- Mặt cắt ngang dầm chính:

Chiều dày bản cánh: $h_f = 200 \text{ mm}$

Chiều rộng bầu trên: $b_f = 550 \text{ mm}$

Chiều cao dầm: $h = 1400 \text{ mm}$

Chiều rộng bầu dưới: $b_b = 750 \text{ mm}$

Chiều cao bầu dưới: $h_b = 250 \text{ mm}$

Chiều rộng sườn: $b_w = 200 \text{ mm}$

Chiều rộng vát cánh trên: $b_{vc} = 175 \text{ mm}$

Chiều cao vát cánh trên: $h_{vc} = 100 \text{ mm}$

Chiều rộng vát bầu dưới: $b_{vb} = 225 \text{ mm}$

Chiều cao vát bầu dưới: $h_{vb} = 100 \text{ mm}$

Chiều cao sườn dầm: $h_{vb} = 650 \text{ mm}$

- Số dầm chính: 6 dầm

- Khoảng cách giữa các dầm: $S = 2000 \text{ mm}$

- Chiều dài nhịp tính toán: $L_{tt} = 33400 \text{ mm}$

- Chiều dài thực tế: $L = L_{tt} + 2 \times a$

chọn $a = 300 \text{ mm}$

Suy ra: $L = 33400 + 2 \times 300 = 34000 \text{ mm}$

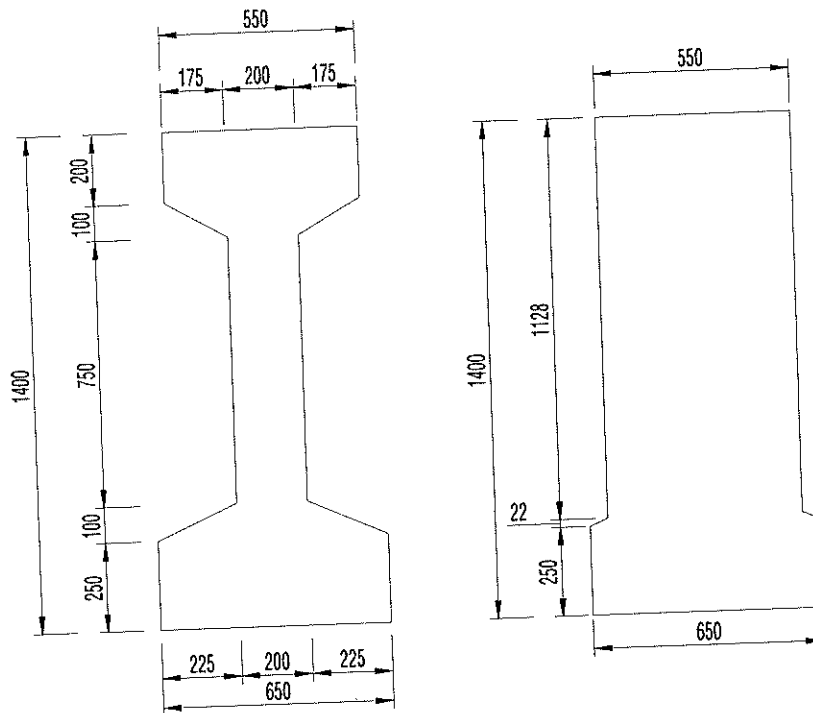
- Độ mở rộng hai đầu dầm như hình vẽ:

+ Phần mở rộng:

$$L_{dd} = 1 \times h = 1 \times 1400 = 1400 \text{ mm}$$

+ Phần chuyển tiếp:

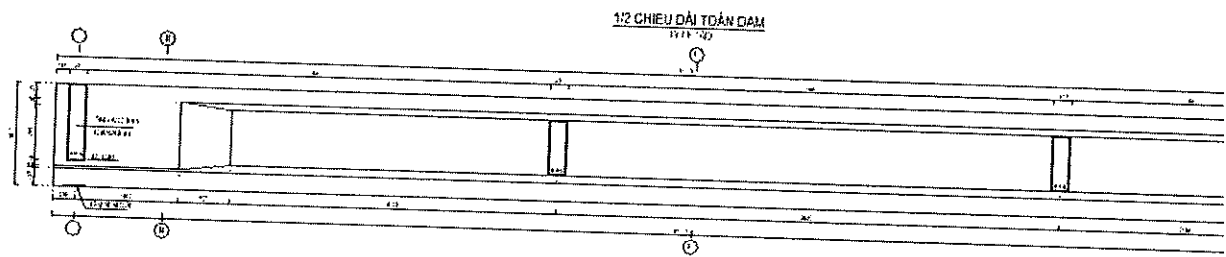
$$L_{ct} = 0.5 \times h = 0.5 \times 1400 = 700 \text{ mm}$$



Hình 5.1. Tiết diện ngang dầm chính

- Trọng lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

- Bê tông có: $f'_c = 40 \text{ MPa}$



Hình 5.2. Kích thước 1/2 dầm chính

5.1.2. Tiết diện tính đổi:

- Đối với phần giữa dầm:

+ Chiều rộng bản cánh trên:

$$b_f = 550 \text{ mm}$$

+ Chiều cao bản cánh trên:

$$h_f = 200 + \frac{0.5 \times 175 \times 100}{550 - 200} = 250 \text{ mm}$$

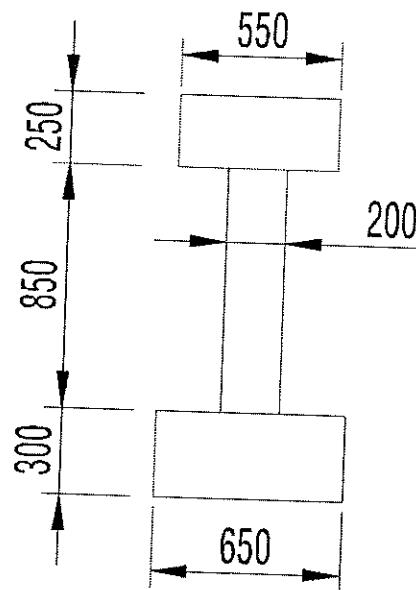
+ Chiều rộng bản cánh dưới:

$$b_l = 650 \text{ mm}$$

+ Chiều rộng bản cánh dưới:

$$h_l = 250 + \frac{0.5 \times 225 \times 100}{650 - 200} = 300 \text{ mm}$$

+ Chiều cao dầm: $h = 1400 \text{ mm}$



5.3. Quy đổi tiết diện ngang dầm chính

+ Chiều cao sườn dầm:

$$\begin{aligned} D &= h - h_l - h_f \\ &= 1300 - 300 - 250 = 850 \text{ mm} \end{aligned}$$

+ Bề dày sườn dầm:

$$b_w = 200 \text{ mm}$$

- Đối với phần đầu dầm:

+ Chiều rộng bản cánh dưới: $b_{b'} = 650 \text{ mm}$

+ Chiều dày cánh dưới: $h_{b'} = 261 \text{ mm}$

+ Chiều cao dầm: $h = 1400 \text{ mm}$ $b_{w'} = 550 \text{ mm}$

+ Chiều cao sườn: $D' = 1139 \text{ mm}$

+ Chiều dày sườn: $b_{w'} = 550 \text{ mm}$

- Chiều dài tiết diện đầu dầm:

$$L_1 = 2 \times (a + L_{dd}) = 2 \times (300 + 1400) = 3400 \text{ mm}$$

- Chiều dài tiết diện giữa dầm:

$$L_2 = L - (L_1 + 2 \times L_{ct}) = 34000 - (3400 + 2 \times 700) = 29200 \text{ mm}$$

5.2. TẢI TRỌNG – HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG:

5.2.1. Xác định các tải trọng:

5.2.1.1. Tĩnh tải

5.2.1.1.1. Xác định trọng lượng bản thân dầm chủ:

- Do chưa xác định được số lượng cáp nên coi tiết diện bê tông là đặc.

- Tĩnh tải rải đều lên dầm chính: DC_1

* DC_1 : trọng lượng bản thân dầm chủ rải đều trên dầm chính:

+ Đoạn dầm mở rộng:

Diện tích tiết diện:

$$A_d = b_{b'} \times h_{b'} + D' \times b_{w'} = 650 \times 261 + 550 \times 1139 = 796100 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d1} = \gamma_c \times A_d \times L_1 = 2.5 \times 10^{-5} \times 796100 \times 3400$$

$$= 67668.5 \text{ N}$$

+ Đoạn giữa dầm:

Diện tích tiết diện:

$$A_g = b_f \times h_f + D \times b_w + b_1 \times h_1$$

$$= 550 \times 250 + 850 \times 200 + 650 \times 300$$

$$= 502500 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d2} = \gamma_c \times A_g \times L_2 = 2.5 \times 10^{-5} \times 502500 \times 29200$$

$$= 366825 \text{ N}$$

+ Đoạn chuyển tiếp:

Thể tích đoạn vát:

$$V_{ct} = 2 \times \left[A_g \times L_{ct} + 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times (b_1 - b_w) \times L_{ct} \times D \right]$$

$$= 2 \times \left[502500 \times 700 + 2 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{2} \times (650 - 200) \times 700 \times 850 \right]$$

$$= 971250000 \text{ mm}^3$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d3} = \gamma_c \times V_{ct}$$

$$= 2.5 \times 10^{-5} \times 971250000 = 24281.25 \text{ N}$$

+ Trọng lượng bản thân dầm chủ rải đều trên dầm dầm chủ:

$$DC_1 = \frac{DC_{d1} + DC_{d2} + DC_{d3}}{L_{tt}} = \frac{67668.5 + 366825 + 24281.25}{33400}$$

$$= 13.76 \text{ N/mm}$$

* DC_2 : tĩnh tải phần dầm ngang rải đều trên dầm chính:

+ Một dầm chủ có 6 phần dầm ngang gắn vào 2 bên sườn dầm chủ.

+ Kích thước 1 phần dầm ngang

$$h_{dn} = 950 \text{ mm}$$

Chiều cao (không kể bản mặt cầu):

$$\text{Chiều dài: } L' = 1000 - \frac{200}{2} + 1000 - \frac{200}{2} = 1800 \text{ m}$$

$$\text{Chiều rộng: } b_{dn} = 240 \text{ mm}$$

+ Trọng lượng đầm ngang rải đều lên chiều dài đầm chính:

$$DC_2'' = \frac{6 \times \gamma_c \times A_g \times L'}{L_{tt}} = \frac{6 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 950 \times 1800 \times 240}{33400} \\ = 1.843 \text{ N/mm}$$

- Tải trọng bản mặt cầu.(đầm biên)

$$\text{Chiều dày bản mặt cầu: } h_f = 200 \text{ mm}$$

$$DC_2' = \gamma_c \times h_f \times \left(\frac{S}{2} + S_h \right) = 2.5 \times 10^{-5} \times 200 \times 2000 = 10 \text{ N/mm}$$

- Tải trọng bản mặt cầu đầm giữa

$$\text{Chiều dày bản mặt cầu: } h_f = 200 \text{ mm}$$

$$DC_2' = \gamma_c \times h_f \times \left(\frac{S}{2} + S_h \right) = 2.5 \times 10^{-5} \times 200 \times 2000 = 10 \text{ N/mm}$$

5.2.1.1.3. Tải trọng lớp phủ (DW)

-Đầm biên

$$DW = (h_{as} \times \gamma_{as} + h_{pn} \times \gamma_{pn} + h_{tp} \times \gamma_{tp}) \times L_1 \\ = (75 \times 2.3 \times 10^{-5} + 5 \times 1.8 \times 10^{-5} + 20 \times 2.4 \times 10^{-5}) \times 1000 \\ = 2.295 \text{ N/mm}$$

- Đầm giữa

$$DW = (h_{as} \times \gamma_{as} + h_{pn} \times \gamma_{pn} + h_{tp} \times \gamma_{tp}) \times L_1 \\ = (75 \times 2.3 \times 10^{-5} + 5 \times 1.8 \times 10^{-5} + 20 \times 2.4 \times 10^{-5}) \times 2000 \\ = 4.59 \text{ N/mm}$$

5.2.1.1.4. Tải trọng lan can, lề bộ hành:

Tải trọng lan can bê tông và phần thép

$$P_{lan can} = 0.249 + 4.0625 = 4.315 \text{ N/mm}$$

Tải trọng lề bộ hành: $P_2 = 550 \times 100 \times 2.5 \times 10^{-5} = 1.375 \text{ N}$

Tải trọng bó vỉa: $P_3 = 200 \times 300 \times 2.5 \times 10^{-5} = 1.5 \text{ N}$

$$\Rightarrow DC_3 = P_{\text{lan can}} + P_2 + P_3 = 4.315 + 1.5 + 1.375 = 7.19 \text{ N/mm}$$

Vị trí trọng tâm đặt DC_3 cách mép lề (từ ngoài vào)

$$\begin{aligned} x' &= \frac{P_{\text{lan can}} \times x^{\text{lan can}} + P_2 \times x_2 + P_3 \times x_3}{DC_3} = \\ &= \frac{4.315 \times 125 + 1.375 \times 525 + 1.5 \times 900}{7.319} = 356 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.2.1.1.5. Tổ hợp tĩnh tải tác dụng lên dầm biên và dầm giữa:

- Dầm biên:

+ Tải trọng bản thân dầm: $DC_1 = 15.6 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng dầm ngang + bản mặt cầu: $DC_2 = 11.843 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lớp phủ: $DW = 2.295 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lan can, lề bộ hành, bó vỉa: $DC_3 = 7.19 \text{ N/mm}$

- Dầm giữa:

+ Tải trọng bản thân dầm: $DC_1 = 15.6 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng dầm ngang + bản mặt cầu: $DC_2 = 11.843 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lớp phủ: $DW = 4.59 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lề bộ hành, bó vỉa: (không có tải trọng lan can): $DC_3 = 0 \text{ N/mm}$

5.2.1.2. Hoạt tải:

- Hoạt tải tác dụng lên dầm chủ: 0.5HL93

+ Xe 3 trục:

Khoảng cách giữa các trục 43000 mm

Trọng lượng các trục:

Trục trước: $P_1 = 17500 \text{ N}$

Trục giữa = Trục sau: $P_2 = P_3 = 72500 \text{ N}$

+ Với xe 2 trục:

Khoảng cách giữa 2 trục 1200 mm

Trọng lượng các trục: $P_1 = P_2 = 55000 \text{ N}$

+ Tải trọng làn là tải trọng phân bố dọc dầm với độ lớn: $q = 9.3 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng người $PL = 3 \text{ N/mm}$

5.2.2. Xác định hệ số phân bố ngang:

5.2.2.1. Phương pháp Dầm Đơn

Điều kiện áp dụng phương pháp dầm đơn:

$$1100 \leq S = 2000 \leq 4900$$

$$110 \leq t_s = 200 \leq 300$$

$$6000 \leq L_{tt} = 33400 \leq 73000$$

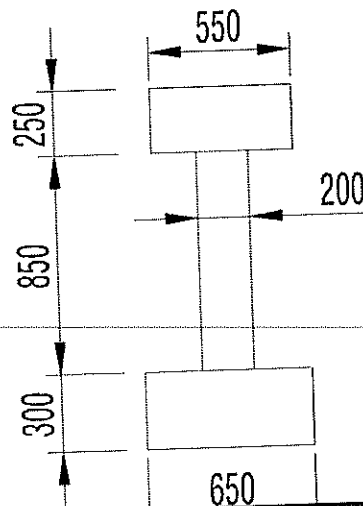
$$4 \times 10^9 \leq K_g = 5.63 \times 10^{11} \leq 3 \times 10^{12}$$

$$N_b = 6 > 4$$

Thỏa điều kiện tính theo phương pháp dầm đơn.

5.2.2.1.1. Dầm trong:

* Tính đặc trưng hình học của dầm chính:



Hình 5.6. Tiết diện dầm biên quy đổi (mặt cắt giữa dầm)

- Do chưa xác định số lượng cáp nên coi tiết diện bê tông đặc.

- Diện tích tiết diện giữa nhịp :

$$A_g = 502500 \text{ mm}^2$$

- Momen tĩnh đối với trục x'-x:

$$\begin{aligned} k_{x'-x} &= (b_f - b_w) \times h_f \times \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w \times h \times \frac{h}{2} + (b_l - b_w) \times h_l \times \frac{h_l}{2} \\ &= (550 - 200) \times 250 \times \left(1400 - \frac{250}{2} \right) + 200 \times 1400 \times \frac{1400}{2} \\ &\quad + (650 - 200) \times 300 \times \frac{300}{2} = 327812500 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

- Khoảng cách từ mép dưới của bàu dầm đến trọng tâm mặt cắt tiết diện:

$$y_{bg} = \frac{k_{x'-x}}{A_g} = \frac{327812500}{502500} = 652.4 \text{ mm}$$

- Khoảng cách từ mép trên của cánh dầm đến trọng tâm mặt cắt tiết diện:

$$y_{lg} = h - y_{bg} = 1400 - 652.4 = 747.6 \text{ mm}$$

- Momen quán tính của tiết diện là:

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{(b_f - b_w)h_f^3}{12} + (b_f - b_w)h_f \left(y_{lg} - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{(b_l - b_w)h_l^3}{12} \\ &\quad + (b_l - b_w)h_l \left(y_{bg} - \frac{h_l}{2} \right)^2 + \frac{b_w y_{lg}^3}{3} + \frac{b_w y_{bg}^3}{3} \\ &= \frac{(550 - 200) \times 250^3}{12} + (550 - 200) \times 250 \times \left[747.6 - \frac{250}{2} \right]^2 \\ &\quad + \frac{(650 - 200) \times 300^3}{12} + (650 - 200) \times 250 \times \left(652.4 - \frac{300}{2} \right)^2 + \frac{200 \times 652.4^3}{3} \\ &\quad + \frac{200 \times 747.6^3}{3} = 1.1015 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

- Tham số độ cứng: $K_g = n \times (I_g + e_g^2 \times A_g)$

Trong đó:

+ K_g : tham số độ cứng dọc.

+ e_g : khoảng cách giữa trọng tâm dầm cơ bản và bản mặt cầu (mm).

$$e_g = y_{tg} + \frac{t_s}{2} = 747.6 + \frac{200}{2} = 847.6 \text{ mm}$$

+ A : diện tích mặt cắt ngang của dầm chính. $A = 502500 \text{ mm}^2$.

+ n : hệ số chuyển đổi giữa bản mặt cầu và dầm

$$n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{cB}}}{0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{cD}}} = \frac{\sqrt{f'_{cB}}}{\sqrt{f'_{cD}}} = \frac{\sqrt{40}}{\sqrt{28}} = 1.195$$

+ I_g : momen quán tính dầm chính. $I_g = 1.1015 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

Tham số độ cứng:

$$\begin{aligned} K_g &= n \times (I_g + e_g^2 \times A_g) \\ &= 1.195 \times (1.1015 \times 10^{11} + 847.6^2 \times 502500) = 5.63 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

a. Hệ số phân bố ngang cho momen dầm trong:

- Khi xếp 1 làn xe trên cầu:

$$\begin{aligned} (mg)_M^{SI} &= 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \times \left(\frac{K_g}{L \times t_s^3} \right)^{0.1} \\ &= 0.06 + \left(\frac{2000}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{2000}{33400} \right)^{0.3} \times \left(\frac{5.63 \times 10^{11}}{33400 \times 200^3} \right)^{0.1} = 0.401 \end{aligned}$$

- Khi xếp 2 hoặc nhiều làn xe trên cầu:

$$\begin{aligned} (mg)_M^{MI} &= 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \times \left(\frac{S}{L_u} \right)^{0.2} \times \left(\frac{K_g}{L_u \times t_s^3} \right)^{0.1} \\ &= 0.075 + \left(\frac{2000}{2900} \right)^{0.6} \times \left(\frac{2000}{33400} \right)^{0.2} \times \left(\frac{5.63 \times 10^{11}}{33400 \times 200^3} \right)^{0.1} = 0.463 \end{aligned}$$

Chọn giá trị cực đại làm phân bố hệ số mô men thiết kế của các dầm trong:

$$mg_M = \max(mg_M^{SI}; mg_M^{MI}) = 0.463$$

b. Hệ số phân bố cho lực cắt:

- Khi xếp 1 làn xe trên cầu (tính cho xe và làn):

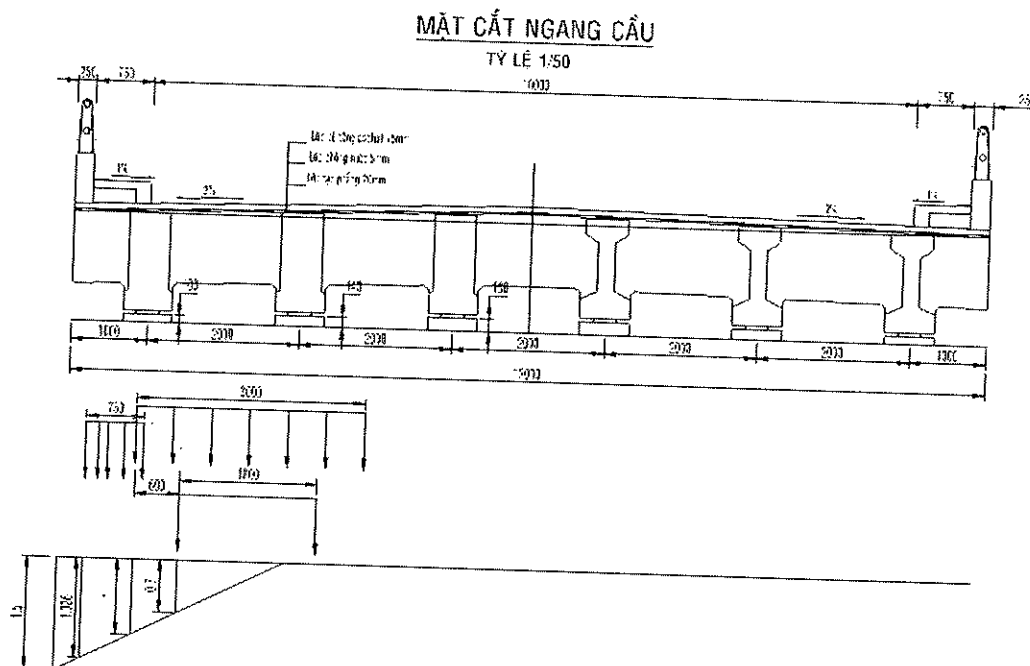
$$(mg)_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.36 + \frac{2000}{7600} = 0.623$$

- Khi xếp 2 hoặc nhiều làn xe chất tải (tính cho xe và làn):

$$(mg)_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0.2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700} \right)^2 = 0.721$$

5.2.2.1.2. Dầm biên:**a. Hệ số phân bố cho momen ngang cầu:**

- Khi xếp 1 làn xe trên cầu: tính theo phương pháp đòn bẩy



$$mg_M^{SE} = 1.2 \times (0.7)/2 = 0.42$$

$$g_{PL} = \sum \omega^+ = (1.326 + 1) \cdot 1/2 = 1.163$$

$$mg_{lan}^{SE} = m \times \sum \frac{w_i}{3000} = 1.2 \times \frac{0.5 \times 1 \times 2000}{3000} = 0.4$$

- Khi xếp 2 hoặc nhiều làn xe trên cầu:

$D_e=0\text{mm}$: Khoảng cách từ tim dầm biên đến mép trong bó vỉa

$$mg_M^{ME} = e_m \times mg_M^{MI}$$

Với:

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2,800} = 0,77 + \frac{0}{2800} = 0,77 < 1$$

chọn $e = 1$

$$\Rightarrow m.g_M^{ME} = 1 \times mg_M^{MI} = 0.463$$

$$mg_V^{ME} = e_v \times mg_V^{MI}$$

$$e_v = 0.6 + \frac{d_e}{3,000} = 0.6 + \frac{0}{3,000} = 0,6 < 1$$

$$\Rightarrow e = 1$$

$$\Rightarrow mg_V^{ME} = 1 \times mg_V^{MI} = 0.721$$

Bảng 5.5. Bảng tổng hợp hệ số phân bố ngang

	Nội lực	Tải trọng lực	Tải trọng làn
Dầm Biên	M	0.463	0.463
	V	0.721	0.731
Dầm Giữa	M	0.463	0.463
	V	0.721	0.721

5.3. NỘI LỰC – TỔ HỢP NỘI LỰC THEO CÁC TTGH

5.3.1. NỘI LỰC DO TÍNH TẢI

5.3.1.2. Xác định mômen do tính tải tác dụng lên dầm:

Xét cho 5 mặt cắt:

+Mặt cắt I-I tại gối: 0 mm

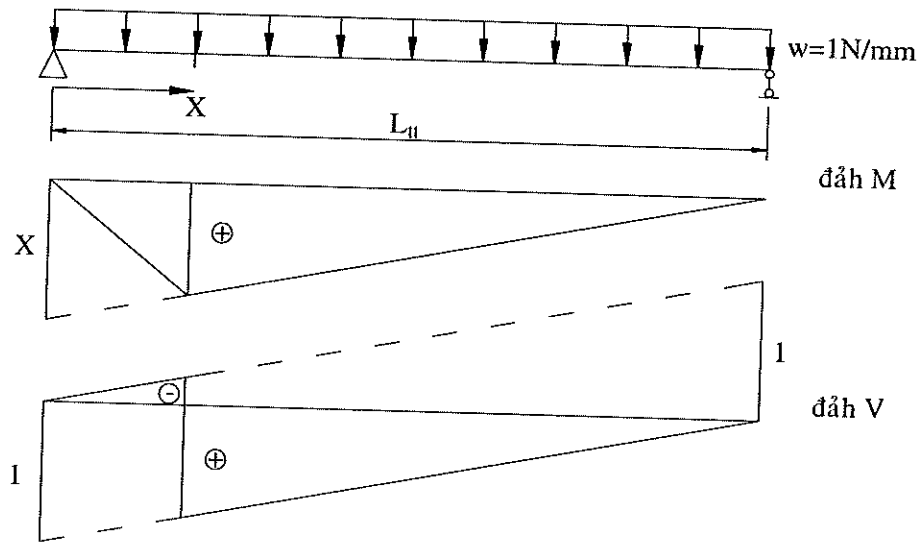
+Mặt cắt II-II tại tiết diện thay đổi cách gối một khoảng:

$$= L_{dd} + L_{ct} = 1400 + 700 = 2100 \text{ mm};$$

+ Mặt cắt tại $\frac{1}{4}$ dầm: III-III $= L_{tt}/4 = 8350 \text{ mm}$

+Mặt cắt IV-IV: tại vị trí giữa dầm: $= L_{tt}/2 = 33400/2 = 16700 \text{ mm}$

- Nội lực tại mặt cắt cách gối 1 khoảng x là



Hình 5.4. Đường ảnh hưởng mômen, lực cắt tại tiết diện cách gối một khoảng x

$$\text{Ta có: } V_x = w \times \left(\frac{L_u}{2} - X \right) \quad M_x = \frac{w}{2} \times X \times (L_u - X)$$

Ta tính toán cho mặt cắt IV-IV của dầm biên còn dầm giữa và các mặt cắt còn lại tính toán tương tự ta lập bảng kết quả.

Với:

η : là hệ số điều chỉnh tải trọng:

$$\eta = \eta_D \eta_I \eta_R$$

$\eta_D = 1.05$: hệ số dẻo

$\eta_I = 1.05$: hệ số quan trọng

$\eta_R = 1.05$: hệ số dư thừa

$$\Rightarrow \eta = 1.05 \times 1.05 \times 1.05 = 1.05$$

+ Mômen do trọng lượng bản thân dầm biên: (DC₁)

$$\begin{aligned} M_u^{(1)} &= \eta \times \gamma_{DC} \times DC_1 \times \omega = 1.05 \times 1.25 \times 15.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{33400}{2} \times \left(33400 - \frac{33400}{2} \right) \\ &= 2.85 \times 10^9 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

+ Mômen do trọng lượng dầm ngang + bản mặt cầu: (DC₂)

$$M_u^{DC2} = \eta \times \gamma_{DC} \times DC_2 \times \omega = 1.05 \times 1.25 \times 11.834 \times \frac{33400^2}{8}$$

$$= 2.16 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

+ Mômen do trọng lượng lan can, lề bộ hành, bó vỉa: (DC_3)

$$M_u^{DC3} = \eta \times \gamma_{DC3} \times DC_3 \times \omega = 1.05 \times 1.25 \times 7.19 \times \frac{33400^2}{8}$$

$$= 1.31 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

+ Mômen do trọng lượng lớp phủ: (DW)

$$M_u^{DW} = \eta \times \gamma_{DW} \times DW \times \omega = 1.05 \times 1.5 \times 2.295 \times \frac{33400^2}{8}$$

$$= 5.04 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

+ Tổng mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm biên:

$$M_u^{DC+DW} = M_u^{DC1} + M_u^{DC2} + M_u^{DC3} + M_u^{DW}$$

$$= 2.85 \times 10^9 + 2.16 \times 10^9 + 1.31 \times 10^9 + 5.04 \times 10^8$$

$$= 6.824 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{DC1} = \eta \times \gamma_{DC1} \times DC_1 \times \omega = 1 \times 1 \times 15.6 \times \frac{33400^2}{8} = 2.18 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$M_s^{DC2} = \eta \times \gamma_{DC2} \times DC_2 \times \omega = 1 \times 1 \times 11.834 \times \frac{33400^2}{8}$$

$$= 1.65 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$M_s^{DC3} = \eta \times \gamma_{DC3} \times DC_3 \times \omega = 1 \times 1 \times 7.19 \times \frac{33400^2}{8}$$

$$= 1.003 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$M_s^{DW} = \eta \times \gamma_{DW} \times DW \times \omega = 1 \times 1 \times 2.295 \times \frac{33400^2}{8}$$

$$= 3.2 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_s^{DC+DW} = M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}$$

$$= 2.18 \times 10^9 + 1.65 \times 10^9 + 1.003 \times 10^9 + 3.2 \times 10^8$$

$$= 5.15 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Bảng 5.1. Bảng tổng hợp mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ
(trạng thái giới hạn cường độ)

Dầm	Mặt cắt	DC1	DC2	DC3	DW
Dầm Biên	1	0	0	0	0
	2	672910875	510463288.1	310142897	118794650.6
	3	2141352281	1624407878	986943776	378031037.3
	4	2855136375	2165877171	1315925034	504041383.1
Dầm Giữa	1	0	0	0	0
	2	672910875	510463288.1	0	237589301.3
	3	2141352281	1624407878	0	756062074.7
	4	2855136375	2165877171	0	1008082766

Bảng 5.2. Bảng tổng hợp mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ
(trạng thái giới hạn sử dụng)

Dầm	Mặt cắt	DC1	DC2	DC3	DW
Dầm Biên	I-I	0	0	0	0
	2	512694000	388924410	236299350	75425175
	3	1631506500	1237644098	751957163	240019706.3
	4	2175342000	1650192130	1002609550	320026275
Dầm Giữa	1	0	0	0	0
	2	512694000	388924410	0	150850350
	3	1631506500	1237644098	0	480039412.5
	4	2175342000	1650192130	0	640052550

5.3.1.2. Xác định lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm:

Cũng giống như tính mômen, lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm chính ta chỉ tính toán cho mặt cắt I-I của dầm biên còn dầm giữa và các mặt cắt còn lại tính toán tương tự và ta có bảng kết quả:

- Trạng thái cường độ:

Với:

$$\eta = 1.05 ; \gamma_{DC1} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC3} = 1.25 ; \gamma_{DW} = 1.5$$

$$V_x = w \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - X \right)$$

+ Lực cắt do trọng lượng bản thân dầm biên: (DC₁)

$$\begin{aligned} V_u^{DC1} &= \eta \times \gamma_{DC1} \times DC_1 \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - X \right) \\ &= 1.05 \times 1.25 \times 15.6 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 341932.5 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Lực cắt do trọng lượng mối nối: (DC₂)

$$\begin{aligned} V_u^{DC2} &= \eta \times \gamma_{DC2} \times DC_2 \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - X \right) \\ &= 1.05 \times 1.25 \times 11.834 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 259836.5 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Lực cắt do trọng lượng lan can, lề bộ hành, bó vỉa: (DC₃)

$$\begin{aligned} V_u^{DC3} &= \eta \times \gamma_{DC3} \times DC_3 \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - X \right) \\ &= 1.05 \times 1.25 \times 7.19 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 157595.8 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Lực cắt do trọng lượng lớp phủ: (DW)

$$\begin{aligned} V_u^{dw} &= \eta \times \gamma_{DW} \times DC_{dw} \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - X \right) \\ &= 1.05 \times 1.5 \times 2.295 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 60364.2 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Tổng lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm biên:

$$\begin{aligned} V_u^{DC+DW} &= V_u^{DC1} + V_u^{DC2} + V_u^{DC3} + V_u^{DW} \\ &= 341932.5 + 259836.5 + 60364.2 + 157595.8 \\ &= 819729 \text{ N} \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

Với:

$$\eta = 1 ; \gamma_{DC1} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC3} = \gamma_{DW} = 1$$

$$\begin{aligned} V_s^{DC1} &= \eta \times \gamma_{DC1} \times DC_1 \times \left(\frac{L_u}{2} - X \right) \\ &= 1 \times 1 \times 15.6 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 260520 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s^{DC2} &= \eta \times \gamma_{DC2} \times DC_2 \times \left(\frac{L_u}{2} - X \right) \\ &= 1 \times 1 \times 11.834 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 197627.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s^{DC3} &= \eta \times \gamma_{DC3} \times DC_3 \times \left(\frac{L_u}{2} - X \right) \\ &= 1 \times 1 \times 7.19 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 120073 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s^{DW} &= \eta \times \gamma_{DW} \times DW \times \left(\frac{L_u}{2} - X \right) \\ &= 1 \times 1 \times 2.295 \times \left(\frac{33400}{2} - 0 \right) = 38326.5 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s^{DC+DW} &= V_s^{DC1} + V_s^{DC2} + V_s^{DC3} + V_s^{DW} \\ &= 260520 + 197627.8 + 120073 + 38326.5 \\ &= 616547.3 \text{ N} \end{aligned}$$

Bảng 5.3. Bảng tổng hợp lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ ở TTGHCB

Dầm	Mặt cắt	DC1	DC2	DC3	DW
Dầm Biên	1	341932.5	259386.4875	157595.813	60364.2375
	2	298935	226769.025	137778.375	52773.525
	3	170966.25	129693.2438	78797.9063	30182.11875
	4	0	0	0	0
Dầm	1	341932.5	259386.4875	0	120728.475

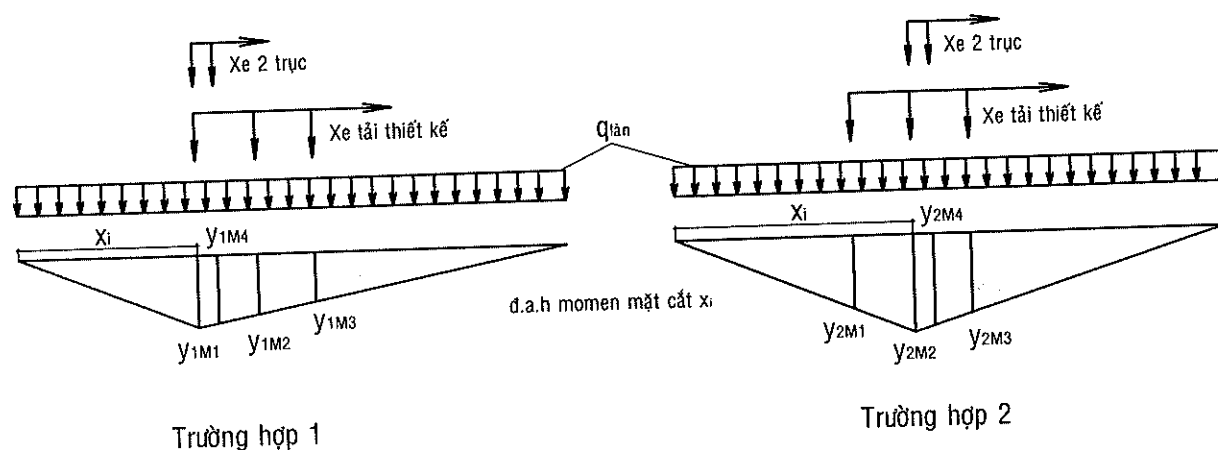
Giữa	2	298935	226769.025	0	105547.05
	3	170966.25	129693.2438	0	60364.2375
	4	0	0	0	0

Bảng 5.3. Bảng tổng hợp lực cắt do tính tải tác dụng lên dầm chủ ở TTGHSD

Dầm	Mặt cắt	DC1	DC2	DC3	DW
Dầm Biên	I-I	260520	197627.8	120073	38326.5
	2	227760	172776.4	104974	33507
	3	130260	98813.9	60036.5	19163.25
	4	0	0	0	0
Dầm Giữa	1	260520	197627.8	0	76653
	2	227760	172776.4	0	67014
	3	130260	98813.9	0	38326.5
	4	0	0	0	0

5.3.2. NỘI LỰC DO HOẠT TẢI:

5.3.2.1. Mômen do hoạt tải tác dụng lên dầm:



Sơ đồ xếp hoạt tải trên đường ảnh hưởng mômen
 Nội lực do xe thiết kế sẽ được lấy bằng giá trị lớn nhất của của 2 trường hợp này.

$$M_{xe} = \max(M_{xe1}, M_{xe2})$$

- Mômen do xe tải thiết kế :

$$M_{3truc1} = 72.5y_{1M1} + 72.5y_{1M2} + 17.5y_{1M3}$$

$$M_{3truc2} = 72.5y_{2M1} + 72.5y_{2M2} + 17.5y_{2M3}$$

$$M_{3truc} = \max(M_{3truc1}, M_{3truc2})$$

Trong đó :

$$y_{1M1} = y_{2M2} = \frac{x_i(33.4 - x_i)}{33.4}$$

$$y_{1M2} = \frac{x_i[(33.4 - (x_i + 4.3))]}{33.4}$$

$$y_{1M3} = \frac{x_i[(33.4 - (x_i + 2 \times 4.3))]}{33.4}$$

$$y_{2M1} = \frac{y_{2M2} \times (x_i - 4.3)}{x_i}$$

$$y_{2M3} = \frac{x_i[(33.4 - (x_i + .3))]}{33.4}$$

Ta có bảng tính toán như sau :

x_i	y_{1M1}	y_{1M2}	y_{1M3}	y_{2M1}	y_{2M2}	y_{2M3}	M_{3truc1}	M_{3truc}
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.10	1.97	1.70	1.43	0.00	1.97	1.70	290.73	172.39
8.35	6.26	5.19	4.11	3.04	6.26	5.19	902.09	765.09
16.70	8.35	6.20	4.05	6.20	8.35	6.20	1125.75	1163.3

- Mômen do xe 2 trục thiết kế :

$$M_{2truc1} = 55 \times (y_{1M1} + y_{1M4})$$

Trong đó :

$$y_{1M4} = \frac{x_i[33.4 - (x_i + 1.2)]}{33.4}$$

Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i	y_{1M1}	y_{1M4}	M_{2truc}
	(m)	(m)	(m)	(KN.m)
I-I	0	0.000	0.000	0.000
II-II	2.10	1.968	1.893	212.326
III-III	8.35	6.263	5.963	672.375
IV-IV	16.70	8.350	7.750	885.500

- Mômen do tải trọng làn :

Tải trọng làn rải đều trên suốt chiều dài cầu và có độ lớn :

$$q_{\text{làn}} = 9.3 \text{ KN/m};$$

Mômen do tải trọng làn được xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng , nhân giá trị của tải trọng làn với diện tích đường ảnh hưởng (diện tích của đường ảnh hưởng đã được tính ở phần trên).

$$M_{\text{làn}} = q_{\text{làn}} \times \omega_M$$

Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i	ω_i	$M_{\text{làn}}$
	(m)	(m ²)	(KN.m)
I-I	0	0	0
II-II	2.10	33	305.645
III-III	8.35	105	972.629
IV-IV	16.70	139	1296.839

- Mômen do tải trọng người đi :

Tải trọng người đi là tải trọng phân bố có giá trị : $PL = 3\text{KN/m}^2$;

Mômen do tải trọng người tác dụng lên dầm :

$$M_{\text{PLi}} = PL \times \omega_{\text{Mi}}$$

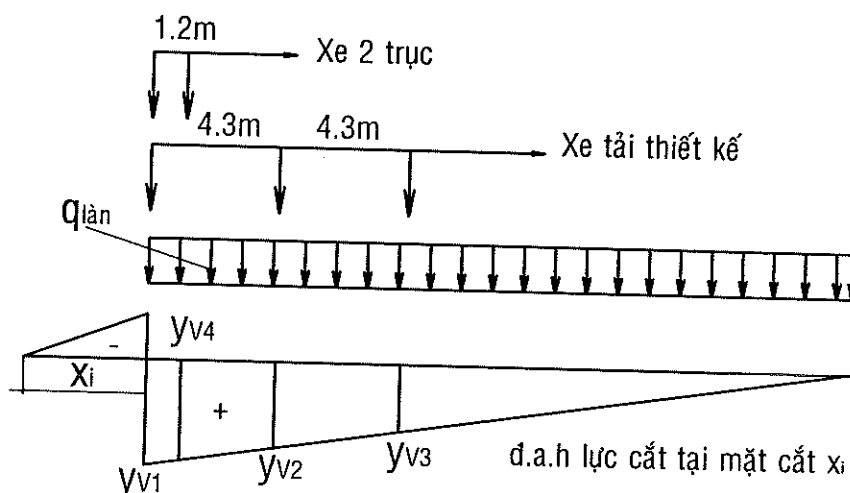
Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i	ω_i	M_{PL}
	(m)	(m ²)	(KN.m)
I-I	0	0	0
II-II	2.10	32.865	98.595
III-III	8.35	104.584	313.751
IV-IV	16.70	139.445	418.335

Bảng 5.7. Bảng tổng hợp mômen tại các mặt cắt (chưa nhân hệ số)

Mặt cắt	$M_{\text{3trục}}$	$M_{\text{xe2trục}}$	$M_{\text{làn}}$	M_{PL}
	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
I-I	0.000	0.000	0.000	0.000
II-II	290.731	212.326	305.645	98.595
III-III	902.094	672.375	972.629	313.751
IV-IV	1163.375	885.500	1296.839	418.335

5.3.2.2. Lực cắt:



Sơ đồ xếp hoạt tải trên đường ảnh hưởng lực cắt

- Lực cắt do xe tải thiết kế (xe 3 trục) :

$$V_{xe3truc} = 72.5y_{v1} + 72.5y_{v2} + 17.5y_{v3}$$

Với :

$$y_{v1} = \frac{33.4 - x_i}{33.4}$$

$$y_{v2} = \frac{33.4 - (x_i + 4.3)}{33.4}$$

$$y_{v3} = \frac{33.4 - (x_i + 2 \times 4.3)}{33.4}$$

Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i (m)	y_{v1}	y_{v2}	y_{v3}	$V_{xe3truc}$ (KN)
I-I	0	1.000	0.871	0.743	148.660
II-II	2.10	0.937	0.808	0.680	138.443
III-III	8.35	0.750	0.621	0.493	108.035
IV-IV	16.70	0.500	0.371	0.243	67.410

- Lực cắt do xe 2 trục thiết kế :

$$V_{xe2truc} = 55(y_{v1} + y_{v4})$$

Với :

$$y_{v4} = \frac{33.4 - (x_i + 1.2)}{33.4}$$

Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i	y_{v1}	y_{v4}	$V_{xe2truc}$
	(m)			(KN)
I-I	0	1.000	0.964	108.024
II-II	2.10	0.937	0.901	101.108
III-III	8.35	0.750	0.714	80.524
IV-IV	16.70	0.500	0.464	53.024

- Lực cắt gây ra do tải trọng làn :

$$V_{lan} = q_{lan} \times \omega_{vd}$$

Với : ω_{vd} : diện tích đường ảnh hưởng lực cắt phần dương.

Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i	ω_{vd}	V_{lan}
	(m)	(m)	(KN)
I-I	0.000	16.700	155.310
II-II	2.100	14.666	136.394
III-III	8.350	9.394	87.362
IV-IV	16.700	4.175	38.828

- Lực cắt gây ra do tải trọng người :

Tải trọng người đi là tải trọng phân bố có giá trị : $PL = 3KN/m^2$;

Lực cắt do tải trọng người tác dụng lên dầm :

$$V_{PL} = PL \times \omega_{vd}$$

Ta có bảng tính toán như sau :

Mặt cắt	x_i	ω_{vd}	V_{PL}
	(m)	(m)	(KN)
I-I	0.000	16.700	50.100
II-II	2.100	14.666	43.998
III-III	8.350	9.394	28.181
IV-IV	16.700	4.175	12.525

Bảng 5.9. Bảng tổng hợp lực cắt tại các mặt cắt (Chưa nhân hệ số)

Mặt cắt	$V_{xe3truc}$	$V_{xe2truc}$	$V_{làn}$	V_{PL}
	(KN)	(KN)	(KN)	(KN)
I-I	149	108	155.31	50.1
II-II	138.443	101.108	136.394	43.998
III-III	108.035	80.524	87.362	28.181
IV-IV	67.410	53.024	38.828	12.525

5.3.3. Tổ hợp hoạt tải:

- Ta có nhận xét:

Nội lực do xe 2 trục tác dụng lên dầm bé hơn xe 3 trục. Vậy ta chỉ chọn hoạt tải xe 3 trục để tổ hợp:

Xe 3 trục + Tải trọng làn + Tải trọng người đi bộ

Ta chỉ tổ hợp cho mặt cắt IV-IV của dầm biên còn dầm giữa và các mặt cắt còn lại tính toán tương tự rồi lập bảng kết quả.

5.3.3.1. Mômen:

- Tính cho dầm biên:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

Với: $\eta = 1.05$; $\gamma_{LL} = 1.75$; $IM = 0.33$; $mg_M^{LL} = 0.463$; $mg_M^{lan} = 0.721$; $g_{PL} = 1.163$

$$M_u^{LL} = \eta \times \gamma_{LL} \times \left[(1 + IM) \times (mg)_M^{LL} \times M_{3truc} + (mg)_M^{lan} \times M_{lan} + g_{PL} \times M_{PL} \right]$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

Với: $\eta = 1$; $\gamma_{LL} = 1$; $IM = 0.33$; $mg_M^{LL} = 0.463$; $mg_M^{lan} = 0.721$; $g_{PL} = 1.163$

$$M_s^{LL} = \eta \times \gamma_{LL} \times \left[(1 + IM) \times (mg)_M^{LL} \times M_{3truc} + (mg)_M^{lan} \times M_{lan} + g_{PL} \times M_{PL} \right]$$

Bảng 5.10. Bảng tổng hợp mômen do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ:

Loại dầm	Mặt cắt	THGHCD M_u^{LL}	TTGHSD M_s^{LL}
Dầm Biên	I-I	0.000	0.000
	II-II	944.594	514.065
	III-III	2979.797	1621.658
	IV-IV	3928.463	2137.939
Dầm Giữa	I-I	0.000	0.000
	II-II	944.594	514.065
	III-III	2979.797	1621.658
	IV-IV	3928.463	2137.939

5.3.3.2. Lực cắt:

- Tính cho dầm biên:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

Với: $\eta = 1.05$; $\gamma_{LL} = 1.75$; $IM = 0.33$; $mg_M^{LL} = 0.463$; $mg_M^{lan} = 0.721$; $g_{PL} = 1.163$

$$V_u^{LL} = \eta \times \gamma_{LL} \times \left[(1 + IM) \times (mg)_V^{LL} \times V_{3truc} + (mg)_V^{lan} \times V_{lan} + g_{PL} \times V_{PL} \right]$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

Với: $\eta = 1$; $\gamma_{LL} = 1$; $IM = 0.33$; $mg_M^{LL} = 0.463$; $mg_M^{lan} = 0.721$; $g_{PL} = 1.163$

$$V_s^{LL} = \eta \times \gamma_{LL} \times \left[(1 + IM) \times (mg)_V^{LL} \times V_{3truc} + (mg)_V^{lan} \times V_{lan} + g_{PL} \times V_{PL} \right]$$

Bảng 5.11. Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ:

Mặt cắt	Mặt cắt	THGHCD V_u^{LL}	TTGHSD V_s^{LL}
Dầm Biên	I-I	481.036	261.788
	II-II	431.375	234.762
	III-III	298.207	162.290
	IV-IV	154.482	84.072
Dầm Giữa	I-I	481.035931	261.788262
	II-II	431.374572	234.761672
	III-III	298.207303	162.289689
	IV-IV	154.48178	84.071717

5.4. TỔ HỢP TÍNH TẢI VÀ HOẠT TẢI:

Ta chỉ tổ hợp cho mặt cắt IV-IV của dầm biên còn dầm giữa và các mặt cắt còn lại tính toán tương tự rồi lập bảng kết quả.

5.4.1. Momen:

- Dầm biên:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u = M_u^{DC+DW} + M_u^{LL}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = M_s^{DC+DW} + M_s^{LL}$$

Bảng 5.12. Bảng tổng hợp mômen do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm chủ

Loại dầm	Mặt cắt	THGHCD M_u	THGHSD M_s
Dầm biên	I-I	0	0
	II-II	2556905465	1727407563
	III-III	8110532343	5482785899
	IV-IV	10769442609	7286108810
Dầm giữa	I-I	0	0
	II-II	2365557218	1566533388
	III-III	7501619604	4970848443
	IV-IV	9957558957	6603525535

5.4.2. Lực cắt:

- Dầm biên:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u = V_u^{DC+DW} + V_u^{LL}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s = V_s^{DC+DW} + V_s^{LL}$$

Bảng 5.13. Bảng tổng hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm chủ

Loại dầm	Mặt cắt	THGHCD	THGHSD
Dầm biên	I-I	1300314.97	878335.562
	II-II	1147630.5	773779.072
	III-III	707846.822	470563.339
	IV-IV	154481.78	84071.717
Dầm giữa	I-I	1203083.39	796589.062
	II-II	1062625.65	702312.072
	III-III	659231.035	429690.089

Nhận xét: So sánh nội lực tác dụng lên dầm biên và dầm giữa ta thấy mômen và lực cắt tác dụng lên dầm biên lớn hơn. Vì vậy ta lấy mômen và lực cắt của dầm biên để tính toán và kiểm toán cấp dự ứng lực và cốt đai.

5.5. BỐ TRÍ CẤP CHO DÀM CHỦ:**5.5.1. Chọn cáp:**

Đặc trưng vật liệu :

- Dùng loại thép tự cứng thấp $D_{PS} = 15.2\text{mm}$ theo tiêu chuẩn ASTM A416M
- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860\text{ MPa}$
- Hệ số qui đổi ứng suất: $\psi = 0,9$
- Giới hạn chảy: $f_{py} = 0,9f_{pu} = 1674\text{ MPa}$
- Ứng suất trong thép dự ứng lực khi kích: $0,75f_{py} = 0,75 \times 1674 = 1255,5\text{ MPa}$
- Diện tích một tao cáp: $A_{ps1} = 140\text{ mm}^2$

- Mô đun đàn hồi của cáp: $E_p = 197000\text{ MPa}$ - Cường độ chịu nén của bê tông dầm: $f'c_1 = 40\text{ MPa}$ - Cường độ chịu nén của bê tông bản: $f'c_2 = 40\text{ MPa}$

- Lấy hệ số sức kháng $\phi = 1,0$ đối với cấu kiện BTCT chịu uốn và chịu kéo DƯ L

Có thể tính sơ bộ diện tích cáp dự ứng lực dựa vào giới hạn ứng suất kéo trong bê tông và giả thuyết tổng mất mát ứng suất trong cáp

5.5.2. Chọn bê tông:

- Cường độ chịu nén của bê tông đủ 28 ngày: $f'_c = 40 \text{ MPa}$
- Khối lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Mô đun đàn hồi bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{40} = 33994.485 \text{ MPa}$$

- Mô đun đàn hồi của bê tông theo thời gian:

Cường độ của bê tông sau 7 ngày:

$$f'_{ci} = \frac{t}{\alpha + \beta \times t} \times f'_c = \frac{7}{1 + 0.95 \times 7} \times 40 = 36.601 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

$t = 7$ – Thời gian tính từ đúc đầm đến lúc cắt cáp (truyền lực).

$\alpha = 1, \beta = 0.95$ - Đối với điều kiện bảo dưỡng bằng hơi nước.

$$\Rightarrow E_{ci} = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{ci}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{36.601} = 32518.22 \text{ MPa}$$

Tỷ số mô đun đàn hồi của cáp dự ứng lực và mô đun đàn hồi của bê tông đầm chủ

$$n = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} = \frac{197000}{32518.22} = 6.05$$

5.5.3. Chọn sơ bộ số tạo cáp:

- Giá trị nội lực lớn nhất trong TTGH Cường độ đối với dầm biên là:

$$M_u = 10769442609 \text{ N.mm}$$

- Diện tích cáp sơ bộ đặt vào dầm:

$$A_{ps} = \frac{M_u}{0.855 \times (h + t_s) \times f_{pu}} = \frac{10769442609}{0.855 \times (1400 + 200) \times 1860} = 4232.5 \text{ mm}^2$$

Theo kinh nghiệm chọn diện tích gấp từ $1.05 \div 1.2$ lần diện tích tính toán. Vậy diện tích cáp cần đặt là $A_{ps} = 1.1 \times 4232.5 = 4755.6 \text{ mm}^2$

$$\text{Số tạo cáp cần thiết kế: } n = \frac{A_{ps}}{A_{ps1}} = \frac{4755.6}{140} = 33.9$$

Vậy chọn $n = 35$ tạo thiết kế

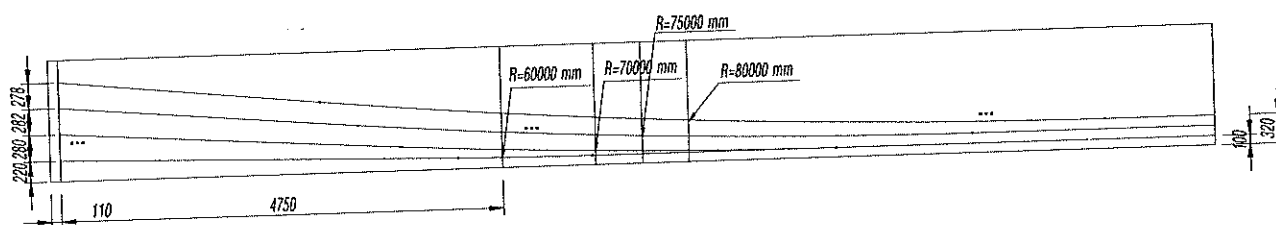
$$A_{ps} = 35 \times 140 = 4900 \text{ mm}^2.$$

5.5.4. Bố trí cáp:

Tính tọa độ cáp và góc hướng chính.
Cách thức xác định tọa độ cáp dự ứng lực.

Chọn gốc tọa độ là tại vị trí mép dưới của dầm, và ngay tại vị trí neo.

Hình vẽ để xác định tọa độ cáp:



Hình 5.12. Bố trí cáp trong dầm chính

Gọi h : là vị trí neo cáp ở đầu dầm.

h_0 : là khoảng cách từ trọng tâm ống gen đến mép dưới của dầm ở khu vực giữa dầm.

L_1 : là khoảng cách từ góc tọa độ đến vị trí đầu tiên của đường cong.

L_2 : là khoảng cách từ góc tọa độ đến điểm cuối của đường cong.

L : là khoảng cách từ góc tọa độ đến điểm gãy của cáp.

R : là bán kính cung dùng để uốn cáp.

β : là góc hợp bởi đường chuẩn với đường thẳng nằm ngang.

x : là khoảng cách từ góc tọa độ đến vị trí cần xác định tọa độ.

y : là khoảng cách từ tâm ống gen đến mép dưới của dầm.

α : là góc hợp bởi phương của đường chuẩn với phương của đường thẳng tại vị trí x .

Khi tính tọa độ ta có : L, h, h_0, R, x .

Tính các giá trị còn lại.

$$\beta = \arctg \frac{h - h_0}{L}$$

$$L_1 = L - R \cdot \tan \frac{\beta}{2} \cos \beta$$

$$L_2 = L + R \cdot \tan \frac{\beta}{2}$$

Xác định góc α và h_x

Nếu $0 < x \leq L_1$

$$y = h_0 + (L - x) \cdot \tan \beta$$

Nếu $L_1 < x \leq L_2$

$$\alpha = \beta - \arcsin \left(\frac{L_2 - x}{R} \right)$$

$$y = h_0 + R \cdot [1 - \cos(\beta - \alpha)]$$

Nếu $x > L_2$

$$\alpha = \beta$$

$$y = h_0$$

Áp dụng tính tiêu biểu cho bó cáp số 5.

Ta có:

$$L = 10100 \text{ (mm)}.$$

$$h = 1200 \text{ (mm)}.$$

$$h_0 = 380 \text{ (mm)}.$$

$$R = 85000 \text{ (mm)}.$$

$$\beta = \arctan \times \frac{h - h_0}{L} = \arctg \times \frac{1200 - 380}{10100} = 0.022$$

$$L_1 = L - R \times \tan \frac{\beta}{2} \times \cos \beta = 10100 - 85000 \times \tan \frac{0.022}{2} \times \cos 0.022 = 4845.688 \text{ mm}$$

$$L_2 = L + R \times \tan \frac{\beta}{2} = 10100 + 85000 \times \tan \frac{0.02}{2} = 6154.468 \text{ mm}$$

$$\text{Mặt cắt I-I: } x = 200 < L_1 = 4845.688 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0$$

$$y = 380 + (10100 - 200) \times \operatorname{tg} 0.022 = 1183.7 (\text{mm})$$

Mặt cắt II-II : $x = 2790 < L_1 = 2806.544 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \alpha = 0$$

$$y = 380 + (10100 - 2300) \times \operatorname{tg} 0.022 = 1013 (\text{mm})$$

Mặt cắt III-III : $L_1 = 4046 \text{ mm} < x = 8550 < L_2 = 6154 \text{ mm}$

$$\alpha = \beta - \arcsin\left(\frac{L_2 - x}{R}\right)$$

$$y = h_0 + R \cdot [1 - \cos(\beta - \alpha)]$$

$$\alpha = 0.081 - \arcsin\left(\frac{13544 - 8550}{85000}\right) = 0.022$$

$$y = 380 + 85000 \times [1 - \cos(0.081 - 0.022)] = 527 (\text{mm})$$

Mặt cắt IV-IV: $x = 16900 > L_2 = 13544.828 \text{ mm}$

$$\alpha = \beta = 0.081$$

$$y = 380 \text{ mm}$$

Các bó cáp còn lại tính tương tự ta có bảng kết quả sau:

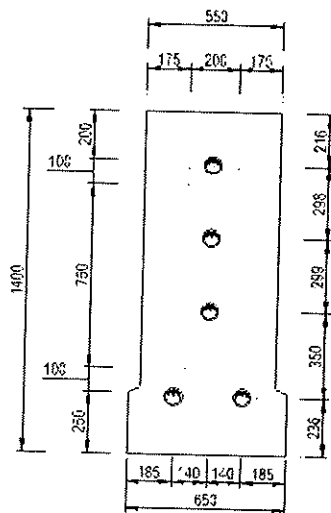
Giá trị chọn cho từng bó cáp							
Bó cáp	L(Từ đầu dầm)	R(BK cong)	h(Điểm neo)	h ₀	β(Góc chuyển)	L ₁ (Từ đầu dầm)	L ₂ (Từ đầu dầm)
1	5500	60000	240	120	0.022	4845.688	6154.468
2	7000	75000	600	120	0.068	4437.604	9568.413
3	5500	60000	240	120	0.022	4845.688	6154.468
4	9000	80000	900	250	0.072	6122.364	11885.132
5	10100	85000	1200	380	0.081	6666.470	13544.828

	Bó cáp	Mặt cắt	Mặt cắt	Mặt cắt	Mặt cắt	Mặt cắt
--	--------	---------	---------	---------	---------	---------

		I-I	II-II	L1	III-III	IV-IV
Giá trị góc α (độ)	Bố 1	0	0	0	0.062	0.022
	Bố 2	0	0	0	0.055	0.068
	Bố 3	0	0	0	0.062	0.022
	Bố 4	0	0	0	0.030	0.072
	Bố 5	0	0	0	0.022	0.081
Giá trị cao độ y (mm)	Bố 1	236	189	134	120	120
	Bố 2	586	439	296	127	120
	Bố 3	236	189	134	120	120
	Bố 4	886	731	458	315	250
	Bố 5	1184	1010	659	521	380

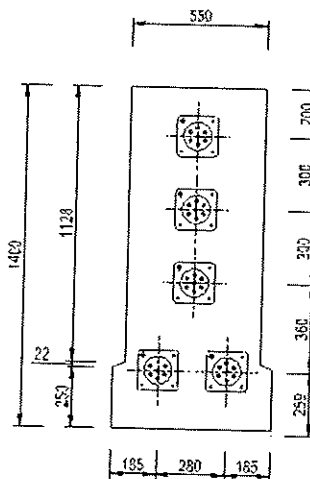
BỐ TRÍ CÁP DƯỠI MC I-I

TỶ LỆ 1/20



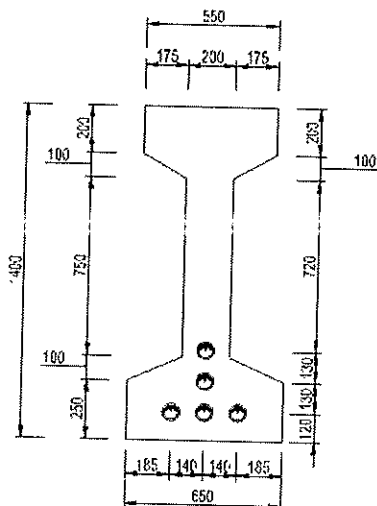
BỐ TRÍ CÁP DƯỠI MC ĐẦU DÀM

TỶ LỆ 1/20



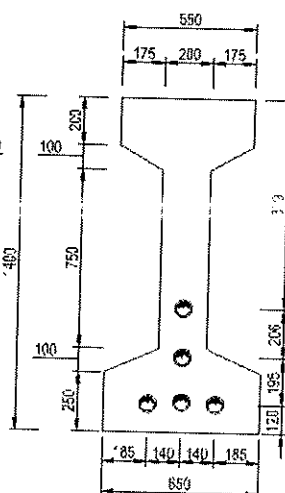
BỐ TRÍ CÁP DƯỠI MC IV-IV

TỶ LỆ 1/20



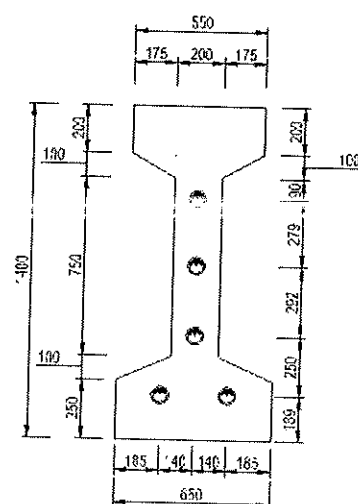
BỐ TRÍ CÁP DƯỠI MC III-III

TỶ LỆ 1/20



BỐ TRÍ CÁP DƯỠI MC II-II

TỶ LỆ 1/20



Hình 5.13. Bố trí cáp tại các mặt cắt

5.5.5. Tính toán mất mát ứng suất:

5.5.5.1. Đặc trưng hình học mặt cắt và trọng tâm nhóm cáp DƯ L:

5.5.5.1.2. Đặc trưng hình học tại các mặt cắt (Giai đoạn 1- bản thân dầm)

* Tính cho mặt cắt IV-IV:

Xét trọng tâm cho mặt cắt giữa nhịp:

$$h = 1400 \text{ (mm)}$$

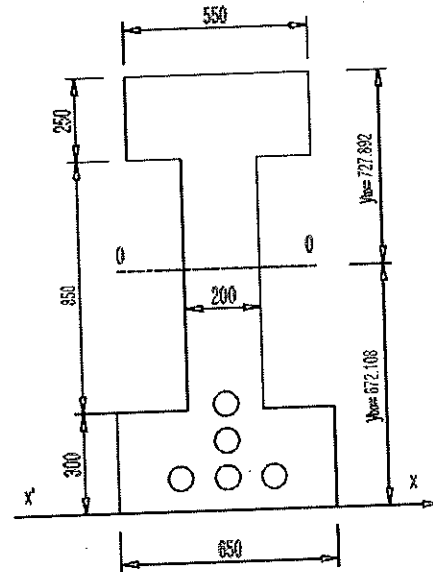
$$b_w = 200 \text{ (mm)}$$

$$b_f = 550 \text{ (mm)}$$

$$h_f = 250 \text{ (mm)}$$

$$b_1 = 650 \text{ (mm)}$$

$$h_1 = 300 \text{ (mm)}$$



Hình 5.14. Tiết diện qui đổi giai đoạn 1.

$$A_{p_0} = 5 \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 73^2}{4} = 20926.934 \text{ mm}^2$$

d_{p_0} là trọng tâm của các ống gen đối với mép trên của dầm.

$$\begin{aligned} d_{p_0} &= h - \frac{y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5}{5} \\ &= 1400 - \frac{120 + 120 + 120 + 250 + 380}{5} = 1202 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_0 = A_g - A_{p_0} = 502500 - 20926.934 = 481573.066 \text{ mm}^2$$

$$k_x = b_w \times h \times \frac{h}{2} + (b_f - b_w) \times h_f \times \left(h - \frac{h_f}{2}\right) + (b_2 - b_w) \times h_1 \times \frac{h_1}{2} - A_{p_0} \times (h - d_{p_0})$$

$$= 200 \times \frac{1400^2}{2} + (550 - 200) \times 250 \times \left(1400 - \frac{250}{2}\right)$$

$$+ (650 - 200) \times 300 \times \frac{300}{2} - 20926.934 \times (1400 - 1202)$$

$$= 3.237 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow y_{bo} = \frac{k_x}{A_0} = \frac{323669105.7}{481573.066} = 672.108 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow y_{to} = h - y_{bo} = 727.892 \text{ mm}$$

$$I_o = \frac{b_w \times y_{to}^3}{3} + \frac{b_w \times y_{bo}^3}{3} + (b_f - b_w) \times \frac{h_f^3}{12} + (b_f - b_w) \times h_f \times \left(y_{to} - \frac{h_f}{2}\right)^2$$

$$+ (b_1 - b_w) \times \frac{h_1^3}{12} + (b_1 - b_w) \times h_1 \times \left(y_{bo} - \frac{h_1}{2}\right)^2 - A_{p_0} \times (d_{p_0} - y_{to})^2$$

$$= \frac{200 \times 672.108^3}{3} + \frac{200 \times 727.892^3}{3} + (550 - 200) \times \frac{250^3}{12}$$

$$+ (650 - 200) \times 250 \times \left(727.892 - \frac{250}{2}\right)^2 + (650 - 200) \times \frac{300^3}{12}$$

$$+ (650 - 200) \times 300 \times \left(672.108 - \frac{300}{2}\right)^2 - 20926.934 \times (1202 - 727.892)^2$$

$$= 1.55 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

* Tính cho mặt cắt I-I (Tại đầu dầm):

+ Các số liệu kích thước của tiết diện là:

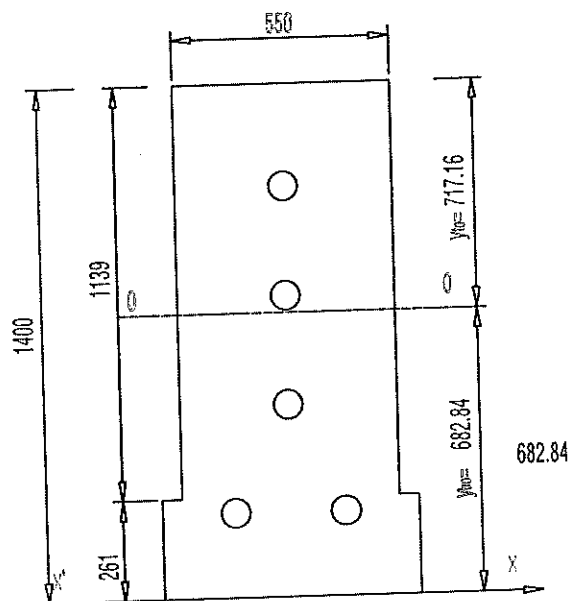
Chiều rộng bản cánh dưới: $b_{b'} = 650 \text{ mm}$

Chiều dày bản cánh dưới: $h_{b'} = 261 \text{ mm}$

Chiều cao dầm: $h = 1400 \text{ mm}$

Chiều cao sườn dầm: $D' = 1139 \text{ mm}$

Bề dày sườn dầm: $b_{w'} = 550 \text{ mm}$



Hình 5.15. Đặc trưng hình học của dầm biên (dầm dầm)

+ Diện tích tiết diện:

$$A_0 = b_{w'} \times D' + b_b \times h_b - A_{p_0} = 775173.066 \text{ mm}^2$$

+ Mômen tĩnh đối với trục $x'-x$:

$$\begin{aligned} k_x &= b_{w'} \times h \times \frac{h}{2} + (b_b - b_{w'}) \times h_b \times \frac{h_b}{2} - A_{p_0} \times (h - d_{p_0}) \\ &= 529318862.9 \text{ mm}^3 \\ \Rightarrow y_{bo} &= \frac{k_x}{A_0} = \frac{529318862.9}{775173.066} = 682.8395956 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow y_{to} = h - y_{bo} = 717.160 \text{ mm}$$

+ Mômen quán tính:

$$\begin{aligned} I_0 &= I_d - A_{p_0} (d_{p_0} - y_{to})^2 \\ &= 108469309737.026 - 20926.934 \times (755.707 - 665.321)^2 \\ &= 1.34 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

5.5.5.1.2. Đặc trưng hình học tại các mặt cắt (Giai đoạn 2- Tiết diện có cáp)

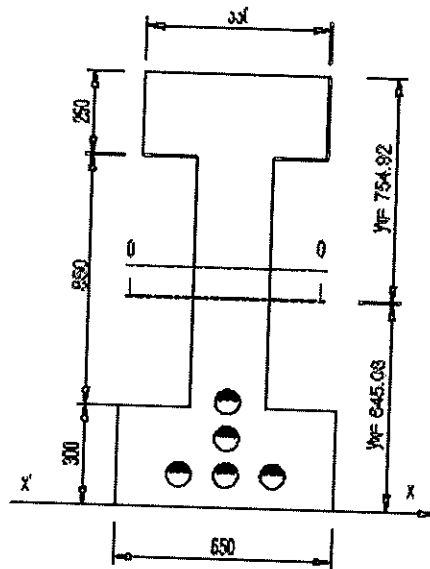
* Tính cho mặt cắt IV-IV:

$$n \times A_{p_s} = 6.05 \times 35 \times 140 = 29645 \text{ mm}^2$$

d_{ps} là trọng tâm các bó dự ứng lực sau khi căng cáp.

$$d_{ps} = d_{p0} - e = 1202 - 8 = 1194 \text{ mm}$$

e : độ lệch tâm lấy theo VSL. Ta lấy $e = 8$ vì các tào cáp đều uốn lên phía trên



Hình 5.17. Tiết diện qui đổi giai đoạn 2.

$$A_g = A_0 + n \times A_{ps} = 481573.066 + 29645$$

$$= 511218.066 \text{ mm}^2$$

$$k_{0-0} = n \times A_{ps} \times (d_{ps} - y_{t0}) = 29645 \times (1194 - 727.9)$$

$$= 13817771.38 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow c = \frac{k_{0-0}}{A_g} = \frac{13817771.38}{511218.066} = 27.029 \text{ mm}$$

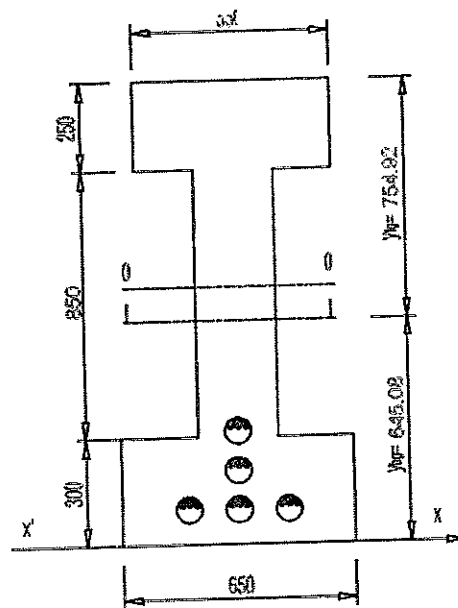
$$\Rightarrow \begin{cases} y_{tg} = y_{t0} + c = 754.92 \text{ mm} \\ y_{bg} = h - y_{tg} = 1400 - 754.92 = 645.08 \text{ mm} \end{cases}$$

$$I_g = I_0 + A_0 \times c^2 - n \times A_{ps} \times (d_{ps} - y_{tg})^2$$

$$= 1.497E+11 \text{ mm}^4$$

* Tính cho mặt cắt I-I (Tại đầu dầm).

+ Các số liệu kích thước của tiết diện là:



Hình 5.18. Đặc trưng hình học của dầm biên (đầu dầm)

+ Diện tích tiết diện:

$$A_g = A_0 + n \times A_{Ps} = 804818.066 \text{ mm}^2$$

+ Mômen tĩnh đối với trục $x'-x$:

$$k_{0-0} = n \times A_{Ps} \times (d_{Ps} - y_{to}) = 1466369.794 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow c = \frac{k_{0-0}}{A_g} = 1.83 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_{tg} = y_{to} + c = 718.98 \text{ mm} \\ y_{bg} = h - y_{tg} = 1400 - 718.98 = 681.02 \text{ mm} \end{cases}$$

$$I_g = I_0 + A_0 \times c^2 - n \times A_{Ps} \times (d_{Ps} - y_{tg})^2 = 1.3397E + 11 \text{ mm}^4$$

5.5.5.1.3. Đặc trưng hình học của các mặt cắt (Giai đoạn 3 – tiết diện liên hợp)

* Tính cho mặt cắt IV-IV:

- Bề rộng bản cánh hữu hiệu

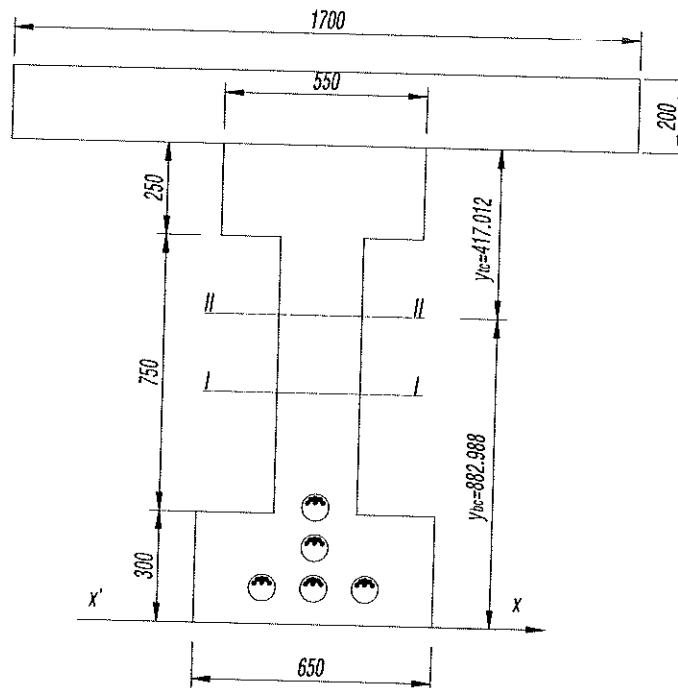
$$+ \text{Dầm giữa: } b_i \leq \begin{cases} \frac{L_{tt}}{4} \\ 12t_s + \max(0.5b_c; t_w) \\ S \end{cases} = \begin{cases} 8350 \text{ mm} \\ 2675 \text{ mm} \\ 2000 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow b_i = 2000 \text{ mm}$$

$$+ \text{Dầm biên: } b_e \leq \frac{b_i}{2} + \begin{cases} \frac{L_{ii}}{8} \\ 6t_s + \max\left(\frac{b_c}{4}; \frac{t_w}{2}\right) = 1000 \\ S_{\text{hẫng}} \end{cases} = 1000 + \begin{cases} 4175 \text{ mm} \\ 1337.5 \text{ mm} \\ 1000 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow b_e = 2000 \text{ mm}$$

Vậy chọn bề rộng bản cánh hữu hiệu $b_2 = 2000 \text{ mm}$

+ Các số liệu tính toán của tiết diện giữa nhịp của dầm giữa:

$$\begin{aligned} h &= 1400 \text{ mm} \\ b_w &= 200 \text{ mm} \\ b_f &= 550 \text{ mm} \\ h_f &= 250 \text{ mm} \\ b_1 &= 650 \text{ mm} \\ h_1 &= 300 \text{ mm} \\ h_2 &= 200 \text{ mm} \\ b_2 &= 2000 \text{ mm} \end{aligned}$$



Hình 5.19. Đặc trưng hình học của dầm biên (giữa dầm)

+ Tỷ số mô đun đàn hồi của bê tông bản mặt cầu và mô đun đàn hồi của bê tông dầm chủ:
$$n' = \frac{E_D}{E_B} = \frac{28441.827}{33994.48} = 0.837$$

+ Diện tích tiết diện:

$$\begin{aligned} A_c &= A_g + n' \times b_2 \times h_2 \\ &= 846018.066 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

+ Mômen tĩnh đối với trục I - I:

$$k_{I-I} = n' \times b_2 \times h_2 \times \left(\frac{h_2}{2} + y_{tg} \right) = 286227592.1 \text{ mm}^3$$

+ Tọa độ trọng tâm (vị trí trục trung hòa):

$$c' = \frac{k_{I-I}}{A_c} = \frac{286227592.1}{846018.066} = 338.323 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_{tc} = y_{tg} - c' = 416.59 \text{ mm} \\ y_{bc} = h - y_{tc} = 983.41 \text{ mm} \end{cases}$$

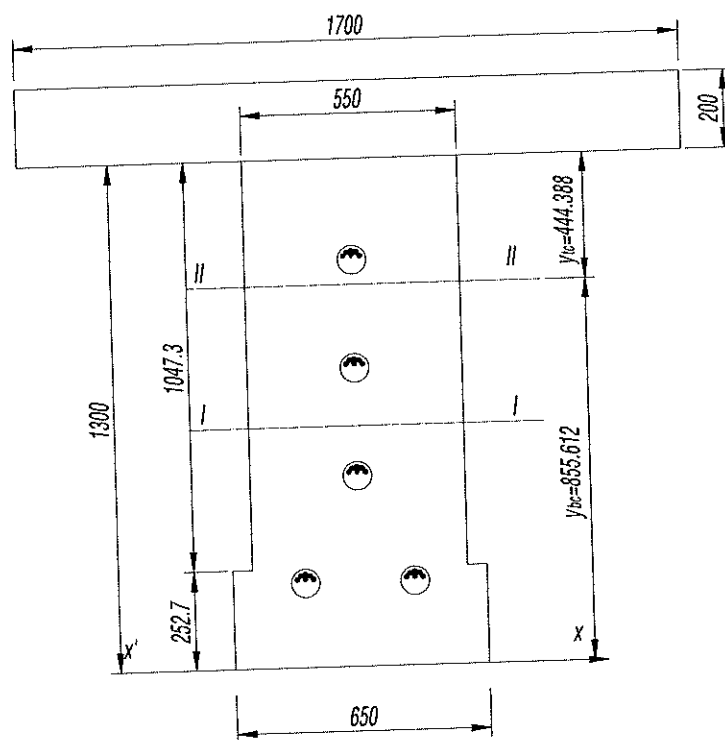
+ Mômen quán tính của tiết diện là:

$$I_c = I_g + A_g c'^2 + n' \left[\frac{1}{2} b_2 h_2^3 + b_2 h_2 \left(\frac{h_2}{2} + y_{tc} \right)^2 \right]$$

$$= 2.97564E + 11 \text{ mm}^4$$

* Tính cho mặt cắt I-I:

+ Các số liệu kích thước của tiết diện là:



Hình 5.20. Đặc trưng hình học của dầm biên (đầu dầm)

+ Tỷ số mô đun đàn hồi của bê tông bản mặt cầu và mô đun đàn hồi của bê tông dầm chủ:

$$n' = \frac{E_D}{E_B} = \frac{28441.827}{33994.48} = 0.837$$

+ Diện tích tiết diện:

$$A_c = A_g + n' \times b_2 \times h_2$$

$$= 1139618.066 \text{ mm}^2$$

+ Mômen tĩnh đối với trục I - I:

$$k_{I-I} = n' \times b_2 \times h_2 \times \left(\frac{h_2}{2} + y_{tg} \right)$$

$$= 274195305.4 \text{ mm}^3$$

+ Tọa độ trọng tâm (vị trí trục trung hòa):

$$c' = \frac{k_{I-I}}{A_c} = \frac{274195305.4}{1139618.066} = 240.6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_{tc} = y_{tg} - c' = 478.38 \text{ mm} \\ y_{bc} = h - y_{tc} = 921.62 \text{ mm} \end{cases}$$

+ Mômen quán tính của tiết diện là:

$$I_c = I_g + A_g c'^2 + n' \left[\frac{1}{2} b_2 h_2^3 + b_2 h_2 \left(\frac{h_2}{2} + y_{tc} \right)^2 \right]$$

$$= 2.92559E+11 \text{ mm}^4$$

- Tính toán tương tự cho các mặt cắt còn lại ta có bảng tính sau:

Bảng 5.15. Bảng tổng hợp đặc trưng hình học của các mặt của dầm biên

(3 Giai đoạn)				
Mặt Cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV
I. Giai Đoạn 1 (Tiết diện chưa có cáp) tính với tiết diện ngang tính đôi				
$A_o(\text{mm}^2)$	775173.066	481573.066	481573.066	481573.066
$k_{x-x}(\text{mm}^2)$	529318862.9	317060273.3	322333898.6	323669105.7
$y_{bo}(\text{mm})$	682.8395956	658.3845644	669.3353955	672.1079905
$y_{to}(\text{mm})$	717.1604044	741.6154356	730.6646045	727.8920095
$I_o(\text{mm}^4)$	1.34035E+11	1.56943E+11	1.55786E+11	1.55063E+11
$c(\text{mm})$	-	-	-	-
II. Giai Đoạn 2 (Tiết diện có cáp)				

$A_g(\text{mm}^2)$	804818.066	511218.066	511218.066	511218.066
$k_{0-0}(\text{mm}^2)$	1466369.794	4048585.21	11844066.24	13817771.38
$y_{bg}(\text{mm})$	681.0176064	650.4650767	646.1670706	645.0788765
$y_{tg}(\text{mm})$	718.9823936	749.5349233	753.8329294	754.9211235
$I_g(\text{mm}^4)$	1.3397E+11	1.56483E+11	1.51845E+11	1.497E+11
$c(\text{mm})$	1.821989162	7.919487747	23.16832488	27.02911399
II. Giai Đoạn 3 (Tiết diện có cáp và liên hợp)				
$A_c(\text{mm}^2)$	1139618.066	846018.066	846018.066	846018.066
$k_{I-I}(\text{mm}^2)$	274195305.4	284424292.3	285863264.8	286227592.1
$y_{bc}(\text{mm})$	921.6204132	986.6568245	984.0596952	983.4021389
$y_{tc}(\text{mm})$	478.3795868	413.3431755	415.9403048	416.5978611
$I_c(\text{mm}^4)$	2.92559E+11	3.0249E+11	2.99333E+11	2.97564E+11
$c(\text{mm})$	240.6028068	336.1917479	337.8926246	338.3232624

5.5.5.2. Tính toán mất mát ứng suất.

5.5.5.2.1. Mất mát ứng suất tức thời.

a. Mất mát do ma sát.

Dựa vào bảng tổng hợp tọa độ và góc chuyển hướng tại các mặt cắt ta áp dụng công thức:

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

$$f_{pj} = 0.7 \times f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$$

$$\text{Với: } \mu = 0.25$$

$$k = 6.67 \times 10^{-7}$$

Tính cho mặt cắt IV-IV:

$$\text{Bó 1, 3 : } \alpha = 0.022 \text{ (rad)}, x = 16900 \text{ (mm)}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{pF_1} &= 1302 \times \left[1 - e^{-(0.25 \times 0.022 + 6.67 \times 10^{-7} \times 16900)} \right] \\ &= 21.59 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Bó 2: } \alpha = 0.068 \text{ (rad)}, x = 16900 \text{ (mm)}$$

$$\Delta f_{pF_2} = 1302 \times \left[1 - e^{-\left(0.25 \times 0.068 + 6.67 \times 10^{-7} \times 16900\right)} \right]$$

$$= 36.43 \text{ MPa}$$

Bó 4 : $\alpha = 0.072 \text{ (rad)}$, $x = 16900 \text{ (mm)}$

$$\Delta f_{pF_3} = 1302 \times \left[1 - e^{-\left(0.25 \times 0.072 + 6.67 \times 10^{-7} \times 16900\right)} \right]$$

$$= 37.58 \text{ MPa}$$

Bó 5: $\alpha = 0.081 \text{ (rad)}$, $x = 16900 \text{ (mm)}$

$$\Delta f_{pF_4} = 1302 \times \left[1 - e^{-\left(0.25 \times 0.081 + 6.67 \times 10^{-7} \times 16900\right)} \right]$$

$$= 40.4 \text{ MPa}$$

Tương tự các mặt cắt còn lại ta có bảng tổng hợp sau:

Bảng 4.17 Tổng hợp mất mát ứng suất do ma sát.

Bó cáp	Mặt cắt I-I	Mặt cắt II-II	Mặt cắt III-III	Mặt cắt IV-IV
1.000	0.174	1.822	27.148	21.594
2.000	0.174	1.822	24.958	36.438
3.000	0.174	1.822	27.148	21.594
4.000	0.174	1.822	17.117	37.587
5.000	0.174	1.822	14.486	40.401

Ở mặt cắt IV-IV trung bình mỗi sợi cáp mất là :

$$\Delta f_{pF} = \frac{\Delta f_{pF_1} + \Delta f_{pF_2} + \Delta f_{pF_3} + \Delta f_{pF_4} + \Delta f_{pF_5}}{5}$$

$$= 31.523 \text{ MPa}$$

Các mặt cắt còn lại tính tương tự ta có bảng sau

	Mặt cắt I-I	Mặt cắt II-II	Mặt cắt III-III	Mặt cắt IV-IV
f_{pF}	0.174	1.822	22.172	31.523

b. Mất mát ứng suất do ép sít neo.

Xem như mất mát ứng suất do ép sát neo trên toàn bộ chiều dài cáp:

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

$\Delta = 6$ (mm) giá trị kinh nghiệm.

$$E_p = 197 \times 10^3 \text{ (Mpa)}$$

Ta có chiều dài của các bó cáp là

$$L_1 = 33800 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{pA_1} = \frac{6}{33800} \times 197000 = 34.97 \text{ MPa}$$

$$L_2 = 33800 \Rightarrow \Delta f_{pA_2} = 34.97 \text{ MPa}$$

$$L_3 = 33800 \Rightarrow \Delta f_{pA_3} = 34.97 \text{ MPa}$$

$$L_4 = 33800 \Rightarrow \Delta f_{pA_4} = 34.97 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Mất mát ứng suất trung bình tại một mặt cắt là :

$$\Delta f_{pA} = 34.97 \text{ Mpa}$$

c. Mất mát ứng suất do nén đàn hồi :

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2 \cdot N} \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

Với $N = 5$ là số bó cáp

$$E_p = 197 \times 10^3 \text{ Mpa (nhà sản xuất VSL)}$$

$$E_{ci} = 32518.22 \text{ Mpa}$$

$$f_{cgp} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_{ie}}{I_0} \cdot e + \frac{M_{DC1}}{I_0} \cdot e$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2 \times N} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cgp}$$

Với:

$$M_{DC_1} = 2855136375 \text{ Nmm}$$

$$e = d_{ps} - y_{to} = 1194 - 727.89 = 466.11 \text{ mm}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps}$$

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

$$f_{pj} = 1302 \text{ MPa}$$

$$N = 5; A_{ps} = 4900 \text{ mm}^2$$

Ta giả thuyết là biến dạng co giãn đàn hồi trên dầm đều như nhau ở các mặt cắt và ta tính ở mặt cắt IV-IV:

Vòng lặp đầu:

$$\text{Lấy } f_{pi} = 0.7 \times f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ (MPa)}$$

$$\Rightarrow P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1302 \times 4900 = 6379800 \text{ N}$$

$$\Rightarrow f_{cpg} = -13.046 \text{ MPa} < 0$$

$$\Rightarrow \Delta f_{pES} = \frac{5-1}{2 \times 5} \times \frac{197000}{32518.22} \times 13.046 = 32.9664 \text{ MPa}$$

Vòng lặp 2:

$$\begin{aligned} f_{pi} &= 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA} = 0.7 \times 1860 - 32.96 - 31.253 - 34.97 \\ &= 1202.87 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1202 \times 4900 = 5894063 \text{ N}$$

$$\Rightarrow f_{cpg} = -11.9149 < 0$$

$$\Rightarrow \Delta f_{pES} = \frac{5-1}{2 \times 5} \times \frac{197000}{32518.22} \times 11.9149 = -28.873 \text{ MPa}$$

* Vòng lặp 3:

$$\begin{aligned} f_{pi} &= 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA} \\ &= 0.7 \times 1860 - 28.873 - 30.458 - 43.200 \\ &= 1264.65 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1264.65 \times 4900 = 6196785 \text{ N}$$

$$\Rightarrow f_{cpg} = -12.9677 < 0$$

$$\Rightarrow \Delta f_{pES} = 31.4241 \text{ MPa}$$

* Vòng lặp 4:

$$f_{pi} = 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

$$= 1267.201 \text{ MPa}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 6209285 \text{ N}$$

$$\Rightarrow f_{cpg} = -13.0112 < 0$$

$$\Rightarrow \Delta f_{pES} = 31.5294 \text{ MPa}$$

Vậy mất mát do co ngắn đàn hồi: $\Delta f_{pES} = 31.53 \text{ MPa}$

5.5.5.3. Mất mát ứng suất theo thời gian

a. Mất mát ứng suất do co ngót

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0.85 \times H = 93 - 0.85 \times 70 = 33.5 \text{ MPa}$$

- Trong đó: Xem như độ ẩm môi trường là: $H = 70\%$

b. Mất mát do từ biến (Δf_{pCR})

Tính tại mặt cắt IV – IV

$$\Delta f_{pCR} = 12 \times |f_{cgp}| - 7 \times |\Delta f_{cdp}|$$

$$\text{với } f_{cgp} = -7.667 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{DC2}}{I_g} \times (d_{ps} - y_{tg}) + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} \times (d_{ps} - y_{tc})$$

$$M_{DC2} = 2165877171 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC3} = 1315925034 \text{ N.mm}$$

$$M_{DW} = 504041383.1 \text{ N.mm}$$

$$I_g = 1.497E + 11 \text{ mm}^4$$

$$y_{ig} = 754.9215 \text{ mm}$$

$$I_c = 2.97564E + 11 \text{ mm}^4$$

$$y_{ic} = 416.597 \text{ mm}$$

$$d_{ps} = 1194 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{cdp} = 5.540 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{pCR} = 12 \times |-7.667| - 7 \times |5.540| = 53.225 \text{ MPa}$$

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV
Δf_{pCR}	51.992	67.443	60.726	53.225

c. Mất mát do chùng nhão trong giai đoạn khai thác (Δf_{pR2})

$$\begin{aligned} \Delta f_{pR2} &= 30\% \left[138 - 0.4 \times \Delta f_{pES} - 0.2 \times (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \right] - 0.3 \times \Delta f_{pF} \\ &= 30\% \left[138 - 0.4 \times 16.976 - 0.2 \times (33.5 + 53.225) \right] - 0.3 \times 30.458 = 31.418 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Bảng tổng hợp mất mát ứng suất tại các mặt cắt

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV
Δf_{pF}	0.261	2.516	16.516	30.458
Δf_{pA}	43.200	43.200	43.200	43.200
Δf_{pES}	9.593	13.845	15.714	16.976
Δf_{pCR}	51.992	67.443	60.726	53.225
Δf_{pSR}	33.500	33.500	33.500	33.500
Δf_{pR}	35.022	34.309	32.824	31.418
Tổng	173.567	194.813	202.481	208.777

5.6. KIỂM TOÁN:

5.6.1. Kiểm tra khả năng chịu uốn của dầm trong giai đoạn truyền lực:

- Nhận xét: Các giá trị ứng suất ở các thớ tại các mặt cắt phải thỏa mãn ứng suất kéo và nén cho phép thì lúc đó dầm với đảm bảo khả năng chịu lực.

- Ứng suất nén cho phép: $0.6 \times f'_{ci} = 0.6 \times 36.601 = 21.961 \text{ MPa}$

- Ứng suất kéo cho phép: $0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 0.25 \times \sqrt{36.601} = 1.51 \text{ MPa} > 1.38$ do đó lấy bằng 1.38 MPa

- Vì cách tính toán các mặt cắt là tương tự nhau nên ở đây ta chỉ tính cho 2 mặt cắt tượng trưng là mặt cắt IV-IV và mặt cắt I-I còn các mặt cắt còn lại thì sẽ lập bảng tính.

5.6.1.1. Mặt cắt giữa nhịp (IV-IV)

- Cường độ truyền vào cáp trong giai đoạn truyền lực là:

$$f_{pi} = 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA} = 0.7 \times 1860 - 16.976 - 30.458 - 43.200 \\ = 1211.366 \text{ MPa}$$

- Lực truyền vào cáp là:

$$P_i = \sum f_{pi} \times A_{ps} \times \cos \alpha_i \\ = 1211.366 \times \frac{3003}{5} \times (2 \times \cos 1.375^\circ + \cos 3.814^\circ + \cos 5.012^\circ + \cos 6.035^\circ) \\ = 3628888.501 \text{ N}$$

+ Thớ trên:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i \times e_0}{I_0} \times y_{to} - \frac{M_{DCL}}{I_0} \times y_{to} \\ = -\frac{3628888.501}{481573.066} - \frac{3628888.501 \times 409.320}{1.55063E+11} \times 727.892 \\ - \frac{2855136375}{1.55063E+11} \times 727.892 = -7.419 \text{ MPa}$$

f_t mang dấu (-) có nghĩa là thớ trên chịu nén vì vậy phải so sánh với ứng suất nén cho phép $f_t = 7.419 \text{ MPa} < 21.961 \text{ MPa}$. Thỏa mãn điều kiện trong giai đoạn truyền lực của thớ trên:

+ Thớ dưới:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i \times e_0}{I_0} \times y_{bo} - \frac{M_{DCL}}{I_0} \times y_{bo} \\ = -\frac{3628888.501}{481573.066} - \frac{3628888.501 \times 409.320}{1.55063E+11} \times 672.107 \\ - \frac{2855136375}{1.55063E+11} \times 672.107 = -7.666 \text{ MPa}$$

Thớ dưới chịu nén vì vậy phải so sánh với ứng suất nén cho phép

$f_b = 7.666 \text{ MPa} < 21.961 \text{ MPa}$. Thỏa mãn điều kiện trong giai đoạn truyền lực của thớ dưới.

5.6.1.2. Mặt cắt gối (I-I)

- Cường độ truyền vào cáp trong giai đoạn truyền lực là:

$$f_{pi} = 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA} = 0.7 \times 1860 - 9.593 - 0.261 - 43.200 \\ = 1248.946 (\text{Mpa})$$

- Lực truyền vào cáp là:

$$P_i = \sum f_{pi} \times A_{ps} \times \cos \alpha_i \\ = 1248.946 \times \frac{3003}{5} \times 5 \times \cos 0^\circ \\ = 3750586.188 \text{ N}$$

- Nhận xét: Tại mặt cắt gối mômen bằng 0 và chú ý tiết diện tại gối có phần mở rộng. Nên ứng suất cho thép trên và thép dưới dầm sẽ là:

+ Thép trên:

$$f_t = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i \times e_0}{I_0} \times y_{to} - \frac{M_{DCL}}{I_0} \times y_{to} \\ = -\frac{3750586.188}{481573.066} + \frac{3750586.188 \times 82.386}{1.55063E+11} \times 727.892 \\ - \frac{0}{1.55063E+11} \times 727.892 = -3.316 \text{ MPa}$$

Thép trên chịu nén $f_t = 3.316 \text{ MPa} < 21.961 \text{ MPa}$. Thỏa mãn điều kiện chịu nén.

+ Thép dưới:

$$f_b = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i \times e_0}{I_0} \times y_{bo} - \frac{M_{DCL}}{I_0} \times y_{bo} \\ = -7.024 \text{ MPa}$$

Thép dưới nén $f_b = 7.024 \text{ MPa} < 21.961 \text{ MPa}$. Thỏa mãn điều kiện chịu nén.

* Hai mặt cắt còn lại tính toán tương tự các mặt trên ta có bảng kết quả:

Bảng 5.16. Bảng tổng hợp khả năng chịu uốn của dầm trong giai đoạn

Mặt cắt	truyền lực (Dầm giữa)			
	I-I	II-II	III-III	IV-IV
$f_t(\text{Mpa})$	-3.316	-6.422	-6.006	-7.419
$f_b(\text{Mpa})$	-7.024	-8.888	-9.019	-7.666

Kết luận	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT
----------	-----	-----	-----	-----

5.6.2. Kiểm tra khả năng chịu uốn ở trạng thái giới hạn sử dụng:

- Điều kiện để khả năng chịu uốn thỏa trong giai đoạn này là tất cả các giá trị ứng suất của các thép, trên các mặt cắt khác nhau không được lớn hơn ứng suất cho phép -

Ứng suất nén cho phép: $0.45 \times f'_c = 0.45 \times 40 = 18 \text{ MPa}$

Ứng suất kéo cho phép: $0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{40} = 3.162 \text{ MPa}$

5.6.2.1. Kiểm toán cho mặt cắt IV-IV:

$$M_{DC1}^s = 2175342000 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC2}^s = 1650192130 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC3}^s = 1002609550 \text{ N.mm}$$

$$M_{DW}^s = 320026275 \text{ N.mm}$$

$$M_{LL}^s = 2137939000 \text{ N.mm}$$

- Cường độ truyền vào cáp (sau khi đã trừ hết mất mát ứng suất)

$$f_{pf} = 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pT} = 0.7 \times 1860 - 208.777 = 1093.223 \text{ MPa}$$

- Lực truyền vào cáp là:

$$\begin{aligned} P_f &= \sum f_{pf} \times A_{ps} \times \cos \alpha_i \\ &= 1093.223 \times \frac{4900}{5} \times (2 \times \cos 1.375^\circ + \cos 3.814^\circ + \cos 5.012^\circ + \cos 6.035^\circ) \\ &= 3274967.735 \text{ N} \end{aligned}$$

+ Thớ trên:

$$\begin{aligned}
f_t &= -\frac{P_f}{A_0} + \frac{P_f \times e_0}{I_0} \times y_{to} - \frac{M_{DC1}^s}{I_0} \times y_{to} \\
&\quad - \frac{M_{DC2}^s}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC3}^s + M_{DW}^s + M_{LL}^s}{I_c} \times y_{tc} \\
&= -\frac{3274967.735}{481573.066} + \frac{3274967.735 \times 409.320}{1.55063E+11} \times 727.892 \\
&\quad - \frac{2175342000}{1.55063E+11} \times 727.892 - \frac{1650192130}{1.497E+11} \times 754.921 \\
&\quad - \frac{1002609550 + 320026275 + 2137939000}{2.97564E+11} \times 416.597 \\
&= -9.437 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Thớ trên nén $f_t = 9.437 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$. Thoả mãn điều kiện chịu nén.

+ Thớ dưới:

$$\begin{aligned}
f_b &= -\frac{P_f}{A_0} + \frac{P_f \times e_0}{I_0} \times y_{bo} - \frac{M_{DC1}^s}{I_0} \times y_{bo} \\
&\quad - \frac{M_{DC2}^s}{I_g} \times y_{bg} - \frac{M_{DC3}^s + M_{DW}^s + M_{LL}^s}{I_c} \times y_{bc} \\
&= 0.096 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Thớ dưới chịu kéo $f_b = 0.096 \text{ MPa} < 3.162 \text{ MPa}$. Thoả mãn điều kiện chịu kéo.

5.6.2.2. Kiểm toán cho mặt cắt gối I - I:

- Tại gối không có mômen nên trong công thức kiểm tra sẽ không còn giá trị mômen.

- Cường độ truyền vào cáp (sau khi đã trừ hết mất mát ứng suất)

$$f_{pf} = 0.7 \times f_{pu} - \Delta f_{pT} = 0.7 \times 1860 - 173.567 = 1128.433 \text{ MPa}$$

- Lực truyền vào cáp là:

$$\begin{aligned}
P_f &= \sum f_{pi} \times A_{pi} \times \cos \alpha_i \\
&= 1128.433 \times \frac{4900}{5} \times 5 \times \cos 0^\circ \\
&= 3388683.759 \text{ N}
\end{aligned}$$

+ Thớ trên:

$$\begin{aligned}
 f_t &= \frac{-P_f}{A_0} + \frac{P_f \times e_0}{I_0} \times y_{t0} \\
 &= -\frac{3388683.759}{481573.066} + \frac{3388683.759 \times 82.386}{1.55063E+11} \times 727.892 \\
 &= -2.996 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Thớ trên chịu nén $f_t = 2.996 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$ Thỏa mãn điều kiện chịu nén.

+Thớ dưới:

$$\begin{aligned}
 f_b &= \frac{-P_f}{A_0} + \frac{P_f \times e_0}{I_0} \times y_{b0} \\
 &= -6.346 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Thớ dưới nén, $f_b = 6.346 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$. Thỏa mãn điều kiện chịu nén

* Hai mặt cắt còn lại tính toán tương tự các mặt trên ta có bảng kết quả:

Bảng 5.17. Bảng tổng hợp khả năng chịu uốn của dầm trong

Mặt cắt	giai đoạn sử dụng (Dầm giữa)			
	I-I	II-II	III-III	IV-IV
f_t	-2.996	-8.742	-11.285	-9.437
f_b	-6.346	-3.461	0.350	0.096
Nhận xét	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt

5.6.3. Kiểm toán dầm ở trạng thái giới hạn cường độ:

5.6.3.1. Xác định sức kháng danh định:

$$\phi \times M_n > M_u$$

Trong đó:

$\phi = 1$: Hệ số sức kháng.

M_n : Sức kháng uốn danh định của bản thân tiết diện.

M_u : Mômen ngoại lực tác dụng.

- Cường độ chảy của thép DƯỠI là: $f_{py} = 1674 \text{ MPa}$

- Cường độ kéo đứt của thép DƯỠI là: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

- Hệ số k:

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

- Hệ số quy đổi vùng nén: $\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (40 - 28) = 0.764$

* Nhận xét :

Ta nhận thấy chỉ cần tính sức kháng danh định cho mặt cắt giữa nhịp là đủ vì mặt cắt này ứng suất gây ra trong giai đoạn sử dụng lớn nhất, nội lực tại mặt cắt này cũng cho giá trị lớn nhất.

- Hệ số quy đổi $n = \frac{E_D}{E_B} = \frac{0.045 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{DC}}}{0.045 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{CB}}} = \frac{\sqrt{f'_{DC}}}{\sqrt{f'_{CB}}} = \frac{\sqrt{28}}{\sqrt{40}} = 0.837$

$$\Rightarrow b_2 = n \times 1700 = 0.837 \times 1700 = 1422.322 \text{ mm}$$

- Tiết diện tính toán lúc này là tiết diện chữ T kể cả mỗi nối ướn.

$b_w = 200 \text{ mm}$	$b_f = 250 \text{ mm}$
$h = 1400 \text{ mm}$	$h_f = 550 \text{ mm}$
$b_1 = 650 \text{ mm}$	$b_2 = 1422.322 \text{ mm}$
$h_1 = 300 \text{ mm}$	$h_2 = 200 \text{ mm}$

$$h_f = 200 + 250 = 450 \text{ mm}$$

- Bề rộng cánh quy đổi:

$$b_f = \frac{n \times A_b + A_d}{h_f} = \frac{0.837 \times 1700 \times 200 + 550 \times 250}{200 + 250}$$

$$= 937.699 \text{ mm}$$

- Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép trên của bản mặt cầu d_{ps} :

$$d_{ps} = 1100 + 200 = 1300 \text{ mm}$$

- Khoảng cách từ trục trung hòa đến mép trên :

$$c = \frac{A_{ps} \times f_{pu} - \beta_1 \times (b_f - b_w) \times h_f \times 0.85 \times f'_c}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b_w + k \times \frac{A_{ps}}{d_{ps}} \times f_{pu}}$$

$$= \frac{4900 \times 1860 - 0.764 \times (937.699 - 200) \times 450 \times 0.85 \times 40}{0.85 \times 40 \times 0.764 \times 200 + 0.28 \times \frac{4900}{1326} \times 1860} = -391.164 \text{ mm}$$

- Suy ra: $c = -391.164 \text{ mm} < h_f = 450 \text{ mm}$ Vậy: trục trung hòa đi qua cánh.

$$c = \frac{A_{ps} \times f_{pu}}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b_f + k \times \frac{A_{ps}}{d_{ps}} \times f_{pu}}$$

$$= \frac{4900 \times 1860}{0.85 \times 40 \times 0.764 \times 937.699 + 0.28 \times \frac{4900}{1326} \times 1860} = 218.646 \text{ mm}$$

- Chiều cao vùng nén là: $a = \beta_1 \times c = 0.764 \times 218.646 = 167.108 \text{ mm}$

- Cường độ chịu kéo của thép DUL:

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left(1 - k \times \frac{c}{d_{ps}} \right) = 1860 \times \left(1 - 0.28 \times \frac{218.646}{1326} \right) = 1774.125 \text{ MPa}$$

- Sức kháng uốn danh định của tiết diện:

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_{ps} - \frac{a}{2} \right) = 4900 \times 1774.125 \times \left(1326 - \frac{167.108}{2} \right)$$

$$= 11619374710 \text{ N.mm}$$

- Kiểm tra: $\phi \times M_n = 1 \times 11619374710 = 11619374710 \text{ N.mm}$

- Theo bảng tổng hợp mômen tác dụng vào dầm chính ta có:

$$M_u = 10769442609 \text{ N.mm}$$

$$\phi \times M_n = 11619374710 \text{ N.mm} > M_u = 10769442609 \text{ N.mm}$$

Thỏa điều kiện sức kháng uốn danh định.

5.6.3.2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa:

$$\frac{c}{d_{ps}} = \frac{218.646}{1326} = 0.165 < 0.42. \text{ Vậy thỏa hàm lượng cốt thép tối đa.}$$

5.6.3.3 Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu:

Kiểm toán cho mặt cắt giữa nhịp của dầm giữa:

$$M_r > \min(1.2 \times M_{cr}; 1.33 \times M_u)$$

* Xác định M_{cr}

- Cường độ chịu kéo khi uốn: $f_r = 0.63 \times \sqrt{40} = 3.984 \text{ MPa}$

- Mômen giai đoạn 1: $M_{DC1}^u = 2855136375 \text{ N.mm}$

$$M_{DC2}^u = 2165877171 \text{ N.mm}$$

- Mômen giai đoạn 2: $M_{DC3}^u = 1315925034 \text{ N.mm}$

$$M_{DW}^u = 504041383.1 \text{ N.mm}$$

- Để xác định được mômen tác dụng lên thớ dưới của dầm gây nứt thì ta cần tính thêm một mômen phụ thêm:

$$\begin{aligned} M &= \left(f_r + \frac{P_r}{A_0} + \frac{P_r \times e_0}{I_0} \times y_{bo} - \frac{M_{DC1}^u}{I_0} \times y_{bo} - \frac{M_{DC2}^u}{I_g} \times y_{bg} \right) \times \frac{I_c}{y_{bc}} - (M_{DC3}^u + M_{DW}^u) \\ &= \left(3.984 + \frac{3274967.735}{481573.066} + \frac{3274967.735 \times 609.320}{1.55063E+11} \times 672.107 \right. \\ &\quad \left. - \frac{2855136375}{1.55063E+11} \times 672.107 - \frac{2165877171}{1.497E+11} \times 645.07 \right) \times \frac{2.97564E+11}{983.402} \\ &\quad - (1315925034 + 504041383.1) \\ &= 1676722133.625 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Bảng tổng hợp giá trị tính toán các mặt cắt:

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV
M	3967469961.513	3232152817.567	2576839496.119	1676722133.625
M _{cr}	3967469961.513	4316510987.727	4712458806.898	4622760058.804
1.2M _{cr}	4760963953.816	5179813185.273	5654950568.277	5547312070.565
1.33M _u	0.000	3172087718.931	6175478392.741	8081268560.113
Min	0.000	3172087718.931	5654950568.277	5547312070.565
M _r	4771651696.734	5412249515.409	6327968890.028	6619374710.799

5.6.4 Kiểm tra độ võng, độ võng của dầm:

Xét tại mặt cắt giữa nhịp có độ võng lớn nhất

Quy ước: độ võng xuống mang dấu dương, võng lên mang dấu âm

Mômen quán tính đối với mặt cắt nguyên đối với trọng tâm (không cốt thép)

Tại mặt cắt giữa dầm:

+ Đối với dầm chưa liên hợp $I_g = 1.497E+11 \text{ mm}^4$

+ Đối với dầm đã liên hợp $I_c = 2.97564E+11 \text{ mm}^4$

5.6.4.1. Độ võng giai đoạn ngay khi căng cáp

a. Độ võng do cáp dự ứng lực

$$\Delta_{ps} = \frac{P_i \times e \times L_{tt}^2}{8 \times E_{ci} \times I_g} = \frac{6209285 \times 27 \times 33400^2}{8 \times 32518.220 \times 1.497E+11} = 34.425 \text{ mm}$$

Với: $P_i = 6209285 \text{ N}$

$e_g = 27 \text{ mm}$

$L_{tt} = 33400 \text{ mm}$

$E_{ci} = 32518.220 \text{ N/mm}^2$

(Xác định ở mục tính mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi)

b. Độ võng do trọng lượng bản thân dầm

$DC_1 = 15.6 \text{ N/mm}$

$L_{tt} = 33400 \text{ mm}$

$E_{ci} = 32518.22 \text{ Mpa}$ (mô đun đàn hồi của bê tông)

$$\Delta_{DC1} = \frac{5 \times DC_1 \times L_{tt}^4}{384 \times E_{ci} \times I_g} = \frac{5 \times 15.6 \times 33400^4}{384 \times 32518.220 \times 1.497E+11} = 22.345 \text{ mm}$$

Tổng độ võng là $\Delta = -\Delta_{ps} + \Delta_{DC1} = -34.425 + 22.345 = -12.080 \text{ mm}$

5.6.4.2. Độ võng giai đoạn sau khi căng cáp.

a. Độ võng do tĩnh tải.

$$\begin{aligned} \Delta_s &= \frac{5 \times L_{tt}^4}{384 \times E_{ci}} \times \left(\frac{DC_1 + DC_2}{I_g} + \frac{DC_3 + DW}{I_c} \right) \\ &= \frac{5 \times 33400^4}{384 \times 32518.220} \times \left(\frac{15.6 + 11.834}{1.497E+11} + \frac{0 + 4.59}{2.97564E+11} \right) \\ &= 48.681 \text{ mm} \end{aligned}$$

b. Độ võng do cáp dự ứng lực.

$$\Delta_{ps} = \frac{P_f \times e \times L_{tt}^2}{8 \times E_{ci} \times I_c} = \frac{3274967.735 \times 27 \times 33400^2}{8 \times 32518.220 \times 2.97564E+11} = 22.153 \text{ mm}$$

c. Độ võng do xe thiết kế gây ra.

Hệ số phân bố độ võng có thể lấy bằng số làn/số dầm, vì tất cả các làn thiết kế đều chất tải và tất cả các dầm đỡ đều giả thiết võng như nhau.

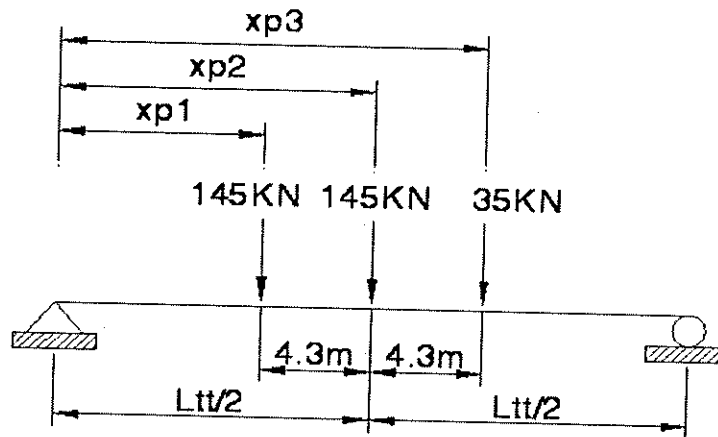
$$\Delta_F = \frac{n_{lan}}{N_b} = \frac{2}{6} = 0.33$$

Tính độ võng do xe tải đơn:

$$P_1 = P_2 = P \times \Delta_F \times (1 + IM) = 72500 \times 0.3 \times (1 + 0.33) \\ = 32141 \text{ N}$$

$$P_3 = 17500 \times \Delta_F \times (1 + IM) = 17500 \times 0.33 \times (1 + 0.33) \\ = 7758 \text{ N}$$

Bố trí xe tại vị trí bất lợi nhất như hình vẽ:



Độ võng tại giữa nhịp do từng trục bánh

$$\Delta_{p1} = \frac{P_1 \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right)}{12 \times E_{ci} \times I_c} \times \left[\frac{3}{4} \times L_{tt}^2 - \left(\frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ = \frac{32141 \times \left(\frac{33400}{2} - 4300 \right)}{12 \times 33994.485 \times 2.97564 \times 10^{11}} \times \left[\frac{3}{4} \times 33400^2 - \left(\frac{33400}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ = 2.985 \text{ mm}$$

$$\Delta_{p2} = \frac{P_2 \times L_{tt}^2}{48 \times E_{ci} \times I_c} = \frac{32141 \times 33400^2}{48 \times 33994.485 \times 2.97564 \times 10^{11}} = 3.572 \text{ mm}$$

$$\Delta_{p3} = \frac{P_3 \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right)}{12 \times E_{ci} \times I_c} \times \left[\frac{3}{4} \times L_{tt}^2 - \left(\frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ = \frac{7758 \times \left(\frac{33400}{2} - 4300 \right)}{12 \times 33994.485 \times 2.97564 \times 10^{11}} \times \left[\frac{3}{4} \times 33400^2 - \left(\frac{33400}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ = 0.720 \text{ mm}$$

Độ võng do xe tải thiết kế:

$$\Delta_{truck} = 2.985 + 3.572 + 0.720 = 7.277 \text{ mm}$$

Tính độ võng do tải trọng làn

$$\Delta_{lan} = \frac{5 \times q \times L_u^2}{384 \times E_{ci} \times I_c} \times \Delta_F = \frac{5 \times 9.3 \times 33400^2}{384 \times 33994.485 \times 2.97564E+11} \times 0.33$$

$$= 2.795 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Độ võng do 25% xe tải thiết kế với tải trọng làn thiết kế

$$25\% \Delta_{truck} + \Delta_{lan} = 25\% \times 7.277 + 2.795 = 4.614 \text{ mm}$$

Độ võng do xe thiết kế cần kiểm tra $\Delta_{LL} = 7.277 \text{ mm}$

Tổng độ võng của dầm ở cuối thời hạn sử dụng

$$\sum \Delta = \Delta_s - \Delta_{ps} + \Delta_{LL} = 48.681 - 22.153 + 7.277 = 33.805 \text{ mm}$$

5.6.4.3. Kiểm toán độ võng do hoạt tải.

$$[\Delta] = \frac{L_u}{800} = \frac{33400}{800} = 41.75 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LL} = 7.277 \text{ mm} < [\Delta] = 41.75 \text{ mm}$$

Kiểm tra thỏa điều kiện.

5.7. THIẾT KẾ CỐT ĐAI CHO MẶT CẮT GỐI:

- Nội lực tại mặt cắt gối:

+ Giá trị mômen: $M_u^g = 0$

+ Giá trị lực cắt: $V_u^g = 154481.78 \text{ N}$

5.7.1. Xác định d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_{ps} - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_{ps} \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 947.71 - \frac{110.57}{2} = 892.424 \text{ mm} \\ 0.9 \times 947.71 = 852.936 \text{ mm} \\ 0.72 \times 1500 = 1080 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 1080 \text{ mm}$$

5.7.2. Ứng suất cắt trung bình:

- Lực cắt do thành phần cáp xiên sinh ra

$$V_p = f_{pr} \times \sum A \times \sin \theta_i$$

$$= 1128.433 \times 4900 \times [\sin 0^\circ + \sin 0.001^\circ + \sin 0^\circ + \sin 0.002^\circ + \sin 0.002^\circ]$$

$$= 18220.583 \text{ N}$$

Trong đó:

$A = 4900 \text{ mm}^2$: diện tích một tao cáp.

$f_{pf} = 1128.433 \text{ MPa}$: ứng suất trong cáp khi đã trừ hết mất mát ứng suất

$\theta = 0^\circ$: góc uốn của cáp xiên.

Hệ số sức kháng của lực cắt là: $\phi_v = 0.9$

- Ứng suất cắt trung bình:

$$v = \frac{V_u - V_p}{\phi_v \times b_l \times d_v} = \frac{154481.78 - 18220.583}{0.9 \times 550 \times 1080} = 1.969 \text{ MPa}$$

- Xác định tỷ số:

$$\frac{v}{f_c} = \frac{1.969}{40} = 0.049 < 0.25 \Rightarrow \text{tiếp tục tính}$$

- Xác định ứng suất f_{po} trong cáp sau mất mát (Δf_{pT}) mà ứng suất trong bê tông bọc quanh nó bằng 0.

+ Ứng suất trong bê tông tại trọng tâm cáp DUL:

$$\begin{aligned} f_{pc} &= -\frac{P_f}{A_0} - \frac{P_f \times e_0^2}{I_0} + \frac{M_{DCI} \times e_0}{I_0} \\ &= -\frac{3388683.759}{481573.066} - \frac{3388683.759 \times 225.508^2}{1.55063E+11} + \frac{0 \times 225.508}{1.55063E+11} \\ &= -6.302 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_{po} = f_{pf} + \left| f_{pc} \right| \frac{E_p}{E_c} = 1128.433 + |-6.302| \times \frac{197000}{33994.485} = 1154.501 \text{ Mpa}$$

5.7.3. Tính biến dạng ϵ_x

- Giả sử $\theta = 40^\circ$

- Sơ đồ tính là dầm giản đơn nên không tồn tại lực dọc $N_u = 0$, bỏ qua sự làm việc của thép thường:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_\alpha} + 0.5 \times \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right) \times \cot g\theta - A_{ps} \times f_{po}}{E_s \times A_s + E_p \times A_{ps}} \\ &= \frac{0 + 0 + 0.5 \times \left(\frac{154481.78}{0.9} - 0 \right) \times \cot g(40^\circ) - 4900 \times 1154.501}{197000 \times 4900} \\ &= -0.005122\end{aligned}$$

Ta được $\varepsilon_x < 0$ nên ta phải nhân vào hệ số điều chỉnh: F_ε :

$$\begin{aligned}F_\varepsilon &= \frac{A_s \times E_s + E_p \times A_{ps}}{A_s \times E_s + E_p \times A_{ps} + E_c \times A_c} \\ &= \frac{0 + 197000 \times 4900}{0 + 197000 \times 4900 + 33994.485 \times 412500} = 0.037 \\ \Rightarrow \varepsilon_x &= 0.037 \times (-0.005122) = -0.000190\end{aligned}$$

Từ giá trị: $\frac{v}{f_c'} = 0.049$ và $\varepsilon_x = -0.000190$ ta tra bảng 5.8.3.4.2-1 $\Rightarrow \theta = 27^\circ$. Chưa giống giả thiết ban đầu.

Tính lại ε_x tương ứng với góc mới là: $\theta = 27^\circ$

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_\alpha} + 0.5 \times \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right) \times \cot g\theta - A_{ps} \times f_{po}}{E_s \times A_s + E_p \times A_{ps}} \\ &= \frac{0 + 0 + 0.5 \times \left(\frac{154481.78}{0.9} - 0 \right) \times \cot g(27^\circ) - 4900 \times 1154.501}{197000 \times 4900} \\ &= -0.004286\end{aligned}$$

Ta được $\varepsilon_x < 0$ nên ta phải nhân vào hệ số điều chỉnh: F_ε :

$$\Rightarrow \varepsilon_x = 0.037 \times (-0.004286) = -0.000159$$

Từ giá trị: $\frac{v}{f_c'} = 0.042$ và $\varepsilon_x = -0.000159$ ta tra bảng 5.8.3.4.2-1

$$\Rightarrow \theta = 27^\circ; \beta = 6.281(\text{rad})$$

5.7.4. Xác định khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai:

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_1 \times d_v = 0.083 \times 6.281 \times \sqrt{40} \times 550 \times 1080 \\ = 1958495.991 \text{ N}$$

- Khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c - V_p = \frac{154481.78}{0.9} - 1958495.991 - 18220.583 \\ = -786602.829 < 0$$

Do $V_s < 0$ nên không kể cốt đai tham gia chịu cắt mà lực cắt toàn bộ bê tông chịu hết. Vậy cốt đai ta chỉ đặt cốt đai theo điều kiện cấu tạo.

5.7.5. Tính bước cốt đai:

Dùng thép đai 4 nhánh $\phi 12$.

Tính các giá trị của biểu thức:

$$A_v = \frac{4 \times \pi \times 12^2}{4} = 452.16 \text{ mm}$$

Kiểm tra cốt đai theo cấu tạo

$$\frac{V_u}{f_c \times b_1 \times d_v} = \frac{1071102.370}{40 \times 550 \times 1080} = 0.045 < 0.1$$

$$S \leq \begin{cases} \frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_1} = \frac{452.16 \times 280}{0.083 \times \sqrt{40} \times 550} = 438.510 \text{ mm} \\ \min(0.8d_v; 600 \text{ mm}) = \min(0.8 \times 1080; 600 \text{ mm}) = 600 \text{ mm} \end{cases} \\ \Rightarrow S \leq 438.510 \text{ mm}$$

Vậy chọn $S = 100 \text{ mm}$.

Do cốt đai đặt theo cấu tạo nên không tính lại khả năng chịu lực của cốt đai.

6.2.6. Kiểm tra thép dọc:

$$A_{ps} \times f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g(\theta)$$

Trong đó

* $A_{ps} \times f_{ps}$: sức kháng của vật liệu

$$A_{ps} \times f_{ps} = 3003 \times 1780.5 = 5346844.359 \text{ N}$$

* $\frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g(\theta)$: lực cắt do ngoại lực tác dụng

$$\begin{aligned} & \frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g\theta \\ &= 0 + 0 + \left(\frac{154481.78}{0.9} - 0.5 \times 0 - 18220.583 \right) \times \cot g(27^\circ) \\ &= 2299969.830 \text{ N} \end{aligned}$$

So sánh 2 kết quả ta thấy thỏa mãn.

Các mặt cắt II-II, III-III tính toán tương tự ta có:

Bảng 5.19. Bảng tính toán bước đai cho dầm

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III
M_u (N.mm)	0.000	2556905465	8110532343
V_u (N)	1300314.97	1147630.5	707846.822
d_v (mm)	1080	1080	1080
V_p (N)	18220.583	17877.534	625368.905
v/f_c	0.049	0.1	0.008
f_{po} (Mpa)	1154.501	1146.410	1142.833
$\epsilon_x \times 10^3$	-0.000190	-0.000029	0.000093
$\theta(^{\circ})$	27	27	43
β	6.281	6.78	5.63
S (mm)	200	300	300
f_{ps} (Mpa)	1780.5	1758.15	1770.75
$A_{ps}f_{ps}$ (N)	5346884.359	5279710.631	5317556.764
A (N)	2299969.830	4352802.246	4432391.761
Nhận xét	Đạt	Đạt	Đạt

BẢNG TỔNG HỢP BƯỚC CỐT ĐAI

x	S(mm)
0-1400	100
1400-2100	100

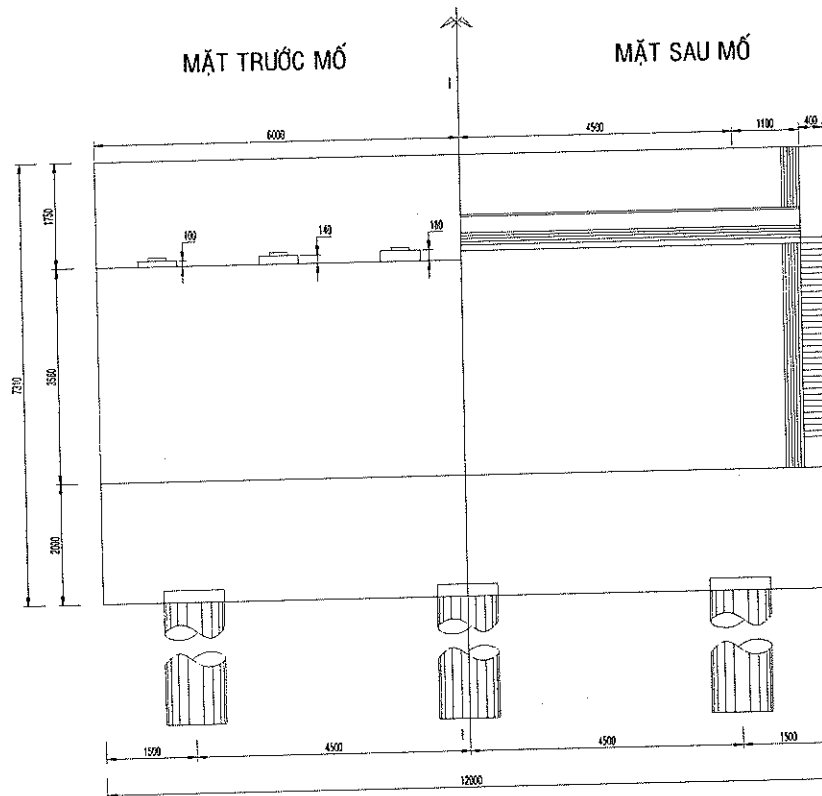
2100-17000	200
------------	-----

CHƯƠNG VII TÍNH TOÁN MỐ CẦU

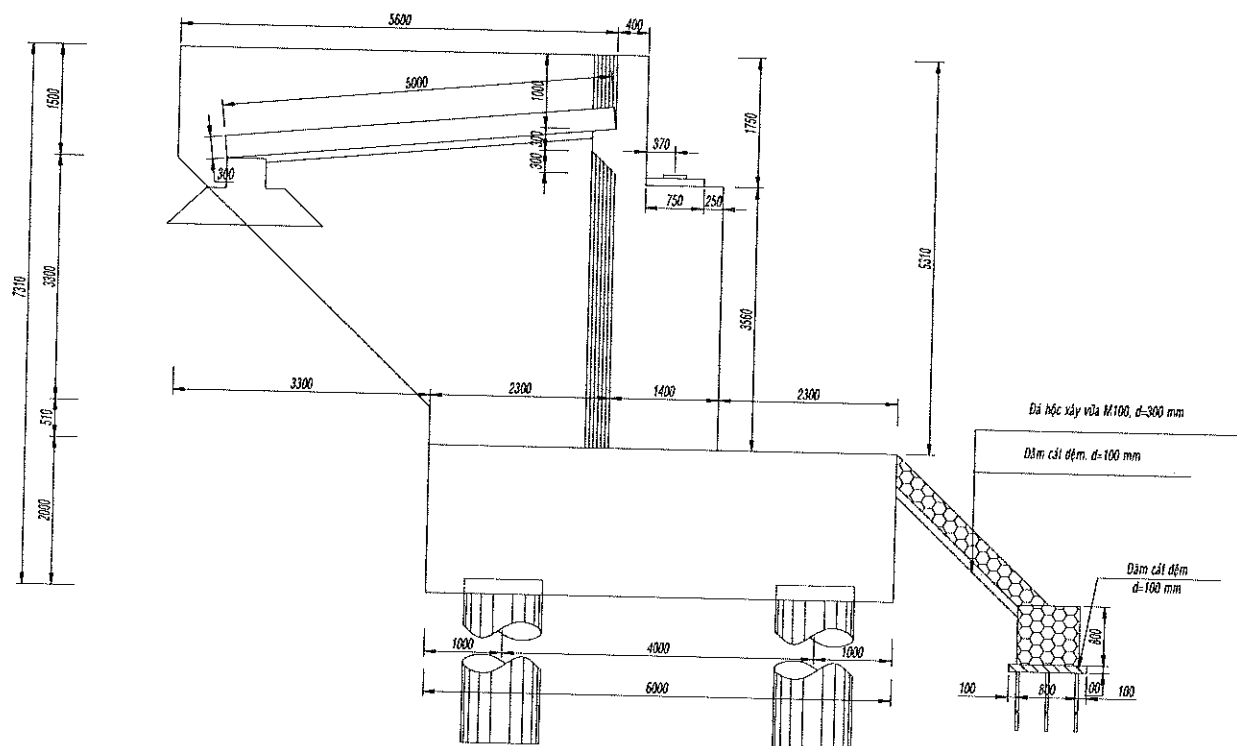
7.1. Các kích thước hình học của mố.

Chiều dài nhịp: $L = 34000 \text{ mm}$
Chiều dài nhịp tính toán: $L_{tt} = 33400 \text{ mm}$
Số lượng dầm dọc: $n = 6$
Trọng lượng riêng đất đắp: 18 kN/m^3

BỐ TRÍ CHUNG MỐ
TỈ LỆ 1/60



MẶT BÊN MỐ



Các kích thước cơ bản của mố cầu

STT	Tên kích thước	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
1	Chiều rộng bệ mố (dọc cầu)	a_1	6000	mm
2	Bề rộng tường cánh (phần dới)	a_2	2300	mm
3	Bề dày tường thân	a_3	1400	mm
4	Khoảng cách từ tường thân đến mép ngoài bệ	a_4	2300	mm
5	Bề rộng tường cánh (phần đuôi)	a_5	3300	mm
6	Bề rộng tường cánh (toàn bộ)	a_6	5600	mm
7	Khoảng cách từ tường đầu đến mép ngoài bệ	a_7	3300	mm
8	Bề dày tường đầu	a_8	400	mm
9	Kích thước phần đỡ bản dẫn	a_9	300	mm
10	Khoảng cách từ tim gối đến mép ngoài tường thân	a_{10}	640	mm
11	Kích thước đá kê gối theo phương dọc cầu	a_{11}	750	mm
13	Chiều dày bệ mố	b_1	2000	mm
14	Kích thước tường cánh (phương đứng)	b_2	510	mm
15	Kích thước tường cánh (phương đứng)	b_3	3300	mm
16	Kích thước tường cánh (phương đứng)	b_4	1500	mm
17	Chiều cao mố (từ đáy bệ đến đỉnh tường đầu)	b_5	7310	mm
18	Chiều cao tường thân	b_6	3560	mm
19	Chiều cao tường đầu	b_7	1750	mm
20	Tổng chiều cao tường thân và tường đầu	b_8	5310	mm
21	Chiều cao đá kê gối	b_9	157	mm
22	Chiều cao từ đỉnh mẫu đỡ bản quá độ tới đỉnh gờ lan can	b_{10}	1000	mm
23	Kích thước mẫu đỡ bản quá độ	b_{11}	300	mm

7.2. Số liệu kết cấu phần trên:

- Số lượng dầm:	$N = 6$ dầm
- Khoảng cách các dầm:	$S = 2000$ mm
- Chiều dài thực tế:	$L = 34000$ mm
- Chiều dài tính toán :	$L_{tt} = 33400$ mm
- Tổng bề rộng cầu:	$B = 12000$ mm
- Bề rộng mặt đường xe chạy:	$B_{xc} = 10000$ mm
- Bề rộng lề người đi:	$B_{PL} = 0.75$ m
- Chiều cao gờ đỡ lan can:	$B_{lc} = 650$ mm
- Chiều cao lan can:	$H_{lc} = 770$ mm
- Chiều cao dầm:	$h = 1400$ m
- Chiều dày bản mặt cầu:	$h_f = 200$ mm
- Lớp phủ mặt cầu :	$h_w = 100$ mm
- Kích thước đá kê gối:	$650 \times 750 \times 100$ mm
- Gối cầu:	$300 \times 300 \times 50$ mm
- Số làn xe thiết kế:	$n = 2$ làn
- Hệ số xung kích:	$IM = 0.33$

7.3. Xác định tải trọng tác dụng lên kết cấu.

7.3.1. Tính tải do kết cấu phần trên:

a) Tổ hợp tĩnh tải tác dụng lên dầm biên và dầm giữa:

- Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 +DC_1 &= 15.6 \text{ N/mm} \\
 +DC_2 &= 11.834 \text{ N/mm} \\
 +DW &= 2.295 \text{ N/mm} \\
 +DC_3 &= 7.19 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

- Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
 +DC_1 &= 15.6 \text{ N/mm} \\
 +DC_2 &= 11.834 \text{ N/mm} \\
 +DW &= 4.59 \text{ N/mm} \\
 +DC_3 &= 0 \text{ N/mm}
 \end{aligned}$$

b) Phân lực gối không có hệ số do một dầm chủ tác dụng lên xà mũ

Dầm biên

$$\begin{aligned}
 V_{DC}^b &= [(DC_1 + DC_2 + DC_3) \times L] \times 0.5 \\
 &= [(15.6 + 11.834 + 7.19) \times 34000] \times 0.5 = 330714.944 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{DW}^b &= [DW \times L] \times 0.5 \\
 &= [2.296 \times 34000] \times 0.5 = 37652.344 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$V_{DC}^g = [(DC_1 + DC_2 + DC_3) \times L] \times 0.5$$

$$= [(15.6 + 11.834 + 0) \times 34000] \times 0.5 = 276729.382 \text{ N}$$

$$V_{DW}^g = [DW \times L] \times 0.5$$

$$= [4.59 \times 34000] \times 0.5 = 37652.344 \text{ N}$$

7.3.2. Tính tải do kết cấu phần dưới**a) Bộ mố:**

$$DC_{bm} = a_1 \times b_1 \times c_2 \times \gamma_c$$

$$= 6000 \times 12000 \times 2000 \times 2.5 \times 10^{-5} = 3300000 \text{ N}$$

b) Tường thân :

$$DC_{tt} = a_3 \times b_6 \times c_3 \times \gamma_c$$

$$= (1400 \times 3560 \times 12000 \times 2.5 \times 10^{-5}) = 1370600 \text{ N}$$

c) Tường đầu (trên) :

$$DC_{td} = a_8 \times b_7 \times c_3 = 400 \times 1750 \times 12000 \times 2.5 \times 10^{-5} = 192500 \text{ N}$$

d) Mấu đỡ bản quá độ :

$$DC_{md} = (b_{11} + \frac{a_9}{2}) \times a_9 \times (c_3 - 2 \times c_1) \times \gamma_c$$

$$= (300 + \frac{300}{2}) \times 300 \times (12000 - 2 \times 400) \times 2.5 \times 10^{-5} = 33750 \text{ N}$$

e) Tường cánh (phần đuôi):

$$DC_{dic} = (2 \times b_4 + b_3) \times a_5 \times c_1 \times \gamma_c$$

$$= (2 \times 1500 + 3300) \times 3300 \times 400 \times 2.5 \times 10^{-5} = 207900 \text{ N}$$

f) Tường cánh (phần thân):

$$DC_{ttc} = 2 \times (b_2 + b_3 + b_4) \times a_2 \times c_1 \times \gamma_c$$

$$= 2 \times (510 + 3300 + 1500) \times 2300 \times 400 \times 2.5 \times 10^{-5} = 244260 \text{ N}$$

g) Đá kê gối:

$$DC_{dkg} = n \times g_c \times (a_{11} \times b_9 \times c_4) = 6 \times 2.5 \times 10^{-5} \times (750 \times 100 \times 650) = 11481 \text{ N}$$

h) Tổng cộng :

$$P_{bt} = DC_b + DC_{tt} + DC_{td} + DC_v + DC_{dic} + DC_{ttc} + DC_{dkg}$$

$$= 5361166 \text{ N} = 5361.116 \text{ kN}$$

❖ **Quy định tải về tìm lực của mố**

Tính tải do kết cấu phần trên truyền xuống kết cấu mố sẽ gây ra nội lực thẳng đứng P_i , mô men quay quanh trục ngang cầu M_y (trường hợp này bằng 0 vì các dầm đối xứng), và mô men quay quanh trục dọc cầu M_x , tùy theo khoảng cách giữa vị trí tìm gối và trọng tâm của các bộ phận tính toán nội lực.

- Những mặt cắt cần tính toán thân mố là: mặt cắt A - A (đáy bộ) ; B - B (đáy tường thân) ; C - C (tường đỉnh) ; E - E (tường cánh phần đuôi) và F - F (tường cánh phần thân)

Quy ước moment hướng ra sông mang dấu âm, hướng vào bờ mang dấu dương

Bảng tính nội lực cho tiết diện A-A bởi trọng lượng bản thân

Kết cấu	Tiết diện A-A		
	P(kN)	e (m)	M(kN.m)
Bệ móng	3300.000	0.000	0.000
Tường thân	1370.600	0.000	0.000
Tường đầu	192.500	0.500	96.250
Mẫu đỡ bản quá độ	34.425	0.850	29.261
Tường cánh (đuôi)	207.900	4.262	886.050
Tường cánh (phần thân)	244.260	1.750	427.455
Đá kê gối	11.481	-0.175	-2.009
Tổng cộng	5361.166	-	1437.007

Bảng tính nội lực cho tiết diện B-B bởi trọng lượng bản thân

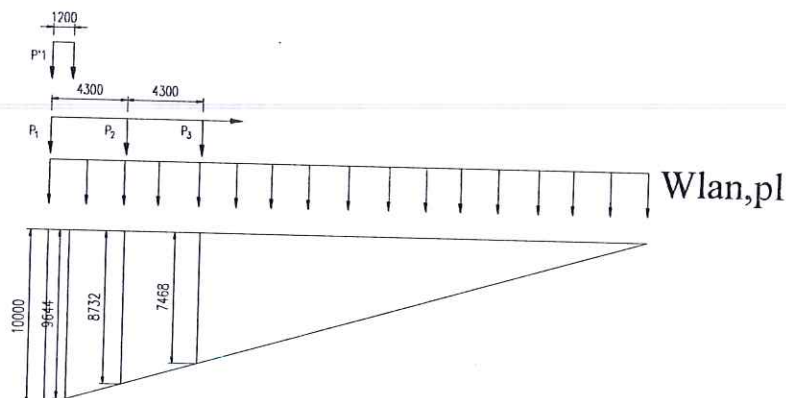
Kết cấu	Tiết diện B-B		
	P(kN)	e (m)	M(kN.m)
Tường thân	1370.600	0.000	0.000
Tường đầu	192.500	0.500	96.250
Mẫu đỡ bản quá độ	34.425	0.850	29.261
Đá kê gối	11.481	-0.075	-0.861
Tổng cộng	1609.006		124.650

Bảng tính nội lực cho tiết diện C-C bởi trọng lượng bản thân

Kết cấu	Tiết diện C-C		
	P(kN)	e (m)	M(kN.m)
Tường đầu	192.500	0.000	0.000
Mẫu đỡ bản quá độ	34.425	0.350	12.049
Tổng cộng	226.925		12.049

7.3.3. Hoạt tải (LL)

a) Xếp tải dọc cầu



Theo phương dọc cầu xếp xe trên tất cả các làn xe trên 1 nhịp để gây ra phản lực gối V và mômen M_y lớn nhất.

Phản lực gối do xe 3 trục:

$$\begin{aligned} R^{3TR} &= P_1 \times y_3 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_1 \\ &= 17500 \times 0.7468 + 72500 \times 0.8732 + 72500 \times 1 \\ &= 291106.557 \text{ N} \end{aligned}$$

Phản lực tại gối do xe 2 trục:

$$R^{2TR} = 55000 \times (1 + 0.9644) = 217295.082 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng làn gây ra:

$$R^{lan} = 9.3 \times 34000 \times 1.012 \times 0.5 = 117679.303 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng PL gây ra:

$$R^{PL} = 3 \times 34000 \times 1 \times 0.5 = 51000 \text{ N}$$

So sánh các tổ hợp do hoạt tải gây ra:

Tổ hợp 1:

$$\begin{aligned} R &= R^{PL} + R^{lan} + R^{2TR} = 51000 + 117679.303 + 217295.082 \\ &= 334974.385 \text{ N} \end{aligned}$$

Tổ hợp 2:

$$\begin{aligned} R &= R^{PL} + R^{lan} + R^{3TR} = 51000 + 117679.303 + 291106.557 \\ &= 408785.861 \text{ N} \end{aligned}$$

b) Chọn tổ hợp 2 để tính toán, lực nén lớn nhất không hệ số được tính như sau :

$$\begin{aligned} R &= m \times n \times R^{PL} + [R^{lan} + R^{3TR} \times (1 + IM)] \times m \times n \\ &= 0.85 \times 2 \times 51000 + [117679.303 + 291106.557 \times (1 + 0.33)] \times 0.85 \times 2 \\ &= 1227984.375 \text{ N} \end{aligned}$$

Bảng kết quả tính toán hoạt tải

Tải trọng	Vị trí	Tung độ đường ảnh hưởng	Tải trọng trục	Phản lực R_i	Đơn vị
Xe 3 trục	y_1	1.012	55000	291106.557	N
	y_2	0.963	55000		N
	y_3	0.660	17500		N
Xe 2 trục	y_1	0.836	72500	217295.082	N
	y_4	1.012	72500		N
Làn	$w_{lan} (mm^2)$	12.500	9300	117679.303	N
Tổng				1227984.375	N

7.3.4. Lực hãm xe (BR)

Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống móng 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 ở móng cầu ta dùng gối di động do đó lực ngang không ảnh hưởng đến móng cầu.

7.3.5. Lực ma sát (FR)

Lực ma sát gối cầu được xác định dựa trên cơ sở giá trị cực đại của hệ số ma sát giữa các mặt trượt. FR được xác định như sau:

$$FR = f_{\max} \times N \text{ (kN)}$$

Trong đó:

$f_{\max}$: Hệ số ma sát giữa bê tông và gối cầu (di động), $f_{\max}=0.3$

N : phản lực gối do tĩnh tải và hoạt tải (không kể xung kích gây ra)

$$N = N_{tt} + N_{ht}$$

N_{tt} : Tổng phản lực gối do tĩnh tải

$$N_{tt} = DC + DW = (2 \times 330714.944 + 4 \times 276729.382 + 6 \times 37652.344) = 1994261.480 \text{ N}$$

N_{ht} : Tổng phản lực gối do hoạt tải

$$N_{ht} = 1227984.375 \text{ N}$$

Vậy
$$N = N_{tt} + N_{ht} = 1994261.480 + 1227984.375 = 3222245.855 \text{ N}$$

$$FR = f_{\max} \times N = 0.3 \times 3222245.855 = 966673.757 \text{ N}$$

Điểm đặt lực ma sát so với mặt cắt A-A:

$$e = b_1 + b_6 + b_9 + b_g = 2000 + 2850 + 157 + 50 = 5767 \text{ mm}$$

Điểm đặt lực ma sát so với mặt cắt B-B: $e = b_6 + b_9 + b_g = 2850 + 157 + 50 = 3057 \text{ mm}$

Bảng nội lực do lực ma sát gây ra tại các mặt cắt

Tải trọng	H_x (N)	Mặt cắt A-A	Mặt cắt B-B
-----------	-----------	-------------	-------------

		e (mm)	Mô men M_y (N.mm)	e (mm)	Mô men M_y (N.mm)
Lực ma sát FR	966673.757	5767	-6539595.399	3057	-4271658725.010

7.3.6. Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu (WS)

Tải trọng gió ngang

Diện tích hứng gió của kết cấu thượng tầng bxx được xác định như sau:

$$b = 34000 \text{ mm và } h' = h_{lc} + h_{dc} + h_{bmc} = 650 + 1400 + 200 = 2150 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{w\sup} = \frac{1}{2} \times 34000 \times 2150 = 26875000 \text{ mm}^2$$

Diện tích hứng gió của kết cấu móng được xác định bao gồm diện tích cánh móng và thân móng

$$\Rightarrow A_{w\sub} = 27032000 \text{ mm}^2$$

Tải trọng gió ngang P_B phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp, được tính như sau:

$$P_D = 0.0006 \times V^2 \times A_t \times C_d \geq 1.8 \times A_t \text{ (KN)}$$

Trong đó :

Tốc độ gió V_B giả sử được lấy trong vùng 4 do đó tốc độ gió $V_B = 59 \text{ m/s}$, $S = 1.09$

$$\Rightarrow V = V_B \times S = 59 \times 1.09 = 64.310 \text{ m/s}$$

Đối với sức gió tiêu chuẩn $\Rightarrow V = V_B \times S = 25 \times 1.09 = 27.25 \text{ m/s}$

Trong đó:

V_B - Tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm thích hợp với vùng tính gió có đặt cầu đang nghiên cứu, như quy định trong bảng 3.8.1.1- 1.

S : hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định trong bảng 3.8.1.1.2

C_d : Hệ số cản được quy định trong A3.8.1.2.1.1, phụ thuộc vào tỉ số b/d .

$b = 11000$ Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)

$d = 2150$ Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc, nếu có (mm).

Trong bài, ta lấy hệ số cản gió $C_d = 1.3$

$$\Rightarrow P_D = 0.0006 \times (64.310)^2 \times 1.3 = 3.226 \text{ KN/m}^2$$

Tương tự với sức gió tiêu chuẩn là 25 m/s thì ta có

$$\Rightarrow P_{D25} = 0.0006 \times 27.25^2 \times 1.3 = 0.579 \text{ KN/m}^2$$

Giả sử mặt hứng gió vuông góc phương gió, khi đó gió ngang là:

$$\Rightarrow \text{Lực gió: } WS = P_B \times A$$

Lực gió theo phương dọc bằng 0

Bảng tải trọng gió ngang WS xét tới mặt cắt A-A

Kết cấu	e_z (mm)	$A_{w,sup}$ (mm ²)	WS (N)	M_x (Nmm)	WS ₂₅ (N)	M_{x25} (Nmm)
Mố	4655	27032000	87202.674	405928445.782	13178.100	61344055.500
KC PT	6635	26875000	86696.206	575229330.103	13101.563	86928867.188
Tổng			173898.880	981157775.885	26279.663	148272922.688

Bảng tải trọng gió ngang WS xét tới mặt cắt B-B

Kết cấu	e_z (mm)	$A_{w,sup}$ (mm ²)	WS (N)	M_x (Nmm)	WS ₂₅ (N)	M_{x25} (Nmm)
Mố	2655	27032000	87202.674	231523098.507	13178.100	34987855.500
KCP T	4635	26875000	86696.206	401836917.110	13101.563	60725742.188
Tổng			173898.880	633360015.618	26279.663	95713597.688

7.3.7. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)

Tải trọng gió ngang

Theo A3.8.1.3, khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ.

Tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải phân bố 1.5 N/mm, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở 1.8m trên mặt đường.

Chiều dài tham gia tải trọng gió tác dụng lên xe được lấy bằng chiều dài dầm tác dụng

$$\text{lên mố } L = \frac{1}{2} \times 34000 = 12500 \text{ mm}$$

$$WL_n = 1.5 \times 17000 = 18750 \text{ N}$$

Tải trọng gió dọc

Tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75 N/mm tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800 mm so với mặt đường.

Đối với mố, trụ, kết cấu phần trên là giàn hay các dạng kết cấu khác có một bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu thì phải xét tải trọng gió dọc. Vì vậy ở đây ta không phải tính đến tải trọng gió dọc.

$$WL_d = 0 \text{ N}$$

7.3.8. Tải trọng gió thẳng đứng

Chỉ tính tải trọng này cho các trạng thái giới hạn không liên quan đến gió lên hoạt tải và chỉ tính khi lấy hướng gió vuông góc với trục dọc của cầu.

Phải lấy tải trọng gió thẳng đứng PV tác dụng vào trọng tâm của diện tích thích hợp theo công thức:

$$P_v = 0.00045 \times V^2 \times A_v \text{ (kN)}$$

Trong đó:

V: Tốc độ gió thiết kế, 64.310 m/s

$$A_v: \text{Diện tích phẳng của mặt cầu: } A_v = L \times \frac{W}{2} = 34 \times \frac{11}{2} = 137.5 \text{ m}^2$$

$$P_v = 0.00045 \times 64.310^2 \times 137.5 = 253.058 \text{ kN} = 253058 \text{ N}$$

7.3.9. Nội lực do trọng lượng đất đắp

Chiều cao đất đắp sau mố: $b_8 = 5310 \text{ mm}$

Chiều rộng mố chịu tác dụng của các lớp (không kể tường cánh):

$$c_5 = 12000 - 2 \times 400 = 10200 \text{ mm}$$

Diện tích tác dụng của các lớp:

$$S_{td} = 10200 \times (6000 - 1400 - 2300) = 23460000 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng riêng của đất đắp sau mố: $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$

Chiều cao đất đắp trước mố = 0

Tải trọng đất đắp:

$$P = b_8 \times S_{td} \times \gamma_d = 5310 \times 23460000 \times 18 \times 10^{-6} = 2242306.8 \text{ N}$$

Bảng tính nội lực cho tiết diện A-A bởi trọng lượng đất đắp

Kết cấu	Tiết diện A-A		
	P (N)	e (mm)	M (Nmm)
Đất sau mố	2242306.8	1250	2802883500
Đất trước mố	0.000	0.000	0.000
Tổng cộng			2802883500

7.3.10. Nội lực do áp lực đất EH, LS tác dụng lên thân mố

Áp lực ngang đất EH

Áp lực ngang của đất đắp lên mố tính theo công thức

$$EH = \gamma \times H^2 \times K \times \frac{1}{2} \text{ (KN/m)}$$

$$P_{EH} = EH \times c_5$$

Trong đó

$c_5 = 10200 \text{ mm}$: Chiều rộng mố chịu tác dụng của đất

H : chiều cao áp lực đất

H_1 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện A-A = 7310 mm

H_2 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện B-B = 5310 mm

H_3 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện C-C = 1750 mm

K : Hệ số áp lực ngang của đất. Đối với tường có dịch chuyển K được lấy bằng K_a là hệ số áp lực chủ động của đất.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi')}{(T \times \sin^2 \theta) \times \sin(\theta - \delta)}$$

Trong đó:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \times \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta + \delta) + \sin(\theta - \beta)}} \right]^2$$

$\delta = 24^\circ$ Góc ma sát giữa đất đắp và tường

$\beta = 0$ Góc của đất đắp với tường nằm ngang

$\theta = 90^\circ$ Góc của đất đắp sau tường với phương thẳng đứng

$\varphi' = 35^\circ$ Góc nội ma sát có hiệu

Ta có

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 24) \times \sin(35 - 0)}{\sin(90 + 24) + \sin(90 + 0)}} \right]^2 = 2.271$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90 + 35)}{2.271 \times \sin^2 90 \times \sin(90 - 24)} = 0.323$$

Độ cao đất lực tác dụng : trừ khi có quy định khác, tổng tải trọng ngang của đất do trọng lượng bản thân đất lấp phải giả định tác dụng ở độ cao $H/3$.

H là tổng chiều cao tường tính từ mặt đất đắp đến đáy móng.

Tiết diện	Áp lực ngang của đất đắp lên tường (EH)			
	H	P(N)	e(mm)	M(Nmm)
A-A	7310	1586778.654	-2924.000	-4639740784.705
B-B	5310	837279.847	-1593.000	-1333786795.607
C-C	1750	90940.574	-700.000	-63658402.088

Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm LS

Khi hoạt tải đứng sau móng trong phạm vi bằng chiều cao tường chắn ,tác dụng của hoạt tải có thể thay bằng lớp đất tương đương có chiều cao h_{eq}

Áp lực ngang do hoạt tải sau móng tính theo công thức :

$$LS = K \times h_{eq} \times \gamma \times H \text{ (N/mm)}$$

$$P_{ES} = ES \times c_s \text{ (N)}$$

Vị trí đặt hợp lực là $0.5H$

Trong đó :

$$K = 0.323$$

H_{eq} Chiều cao lớp đất tương đương phụ thuộc vào chiều cao tường chắn (m)

Tiết diện	Áp lực ngang do hoạt tải sau móng (LS)			
	H(mm)	h_{eq} (mm)	LS(N)	M(Nmm)
A-A	7310	694.500	301509.651	-1102017775.300
B-B	5310	861.200	271587.723	-721065403.877
C-C	1750	1616.667	168023.537	-147020595.298

Áp lực thẳng đứng V_s do lớp đất tường đường tác dụng tới mặt cắt A-A khi thiết kế móng.
Trị số V_s tính như sau:

$$VS = h_{eq} \times \gamma \times (a_1 - a_3 - a_4) \times c_s \text{ (N)}$$

$a_1 - a_3 - a_4$: chiều dài cột đất tương đương h_{eq} gây ra áp lực đất thẳng đứng xét tới mặt cắt A-A

$$a_1 - a_3 - a_4 = 2300 \text{ mm}$$

$$h_{eq} = 694.5 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow VS = 694.500 \times 18 \times 2300 \times 10200 = 293273.460 \text{ (N)}$$

Cánh tay đòn xét tới mặt cắt A-A

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_2}{2} - 600 = \frac{6000}{2} - \frac{2300}{2} = 1850 \text{ mm}$$

Momen gây ra tại mặt cắt A-A là:

$$MS = e \times VS = 1850 \times 293273.460 = 542555901.000 \text{ (Nmm)}$$

7.4. Tổ hợp tải trọng

7.4.1) Mặt cắt A-A (tại đáy bộ móng)

Bảng hệ số tải trọng

Tên tải trọng		CD I	CD II	CD III	SD
Tĩnh tải nhịp và móng	β_{DC}	1.25	1.25	1.25	1
Lớp phủ	β_{DW}	1.5	1.5	1.5	1
Áp lực ngang của đất	β_{EH}	1.5	1.5	1.5	1
Tĩnh tải đất đắp	β_{EV}	1.35	1.35	1.35	1
Hoạt tải xe ô tô	β_{LL}	1.75	0	1.35	1
Áp lực ngang do hoạt tải sau móng	β_{LS}	1.75	0	1.35	1
Gió lên công trình	β_{WS}	0	1.4	0.4	0.3
Gió lên xe cộ	β_{WL}	0	0	1	1
Lực hãm xe	β_{BR}	1	1	1	1
Hệ số điều chỉnh tải trọng	η	1.05	1.05	1.05	1

Bảng tóm tắt tải trọng xét tới mặt cắt A-A

	V (N)	Hx (N)	Hy (N)	Mx (N.mm)	My (N.mm)
DC	7129513.041	0.000	0.000	0.000	1154071554.065
DW	225914.064	0.000	0.000	0.000	-36146250.240
EH	0.000	1586778.654	0.000	0.000	-4639740784.705
EV	2242306.800	0.000	0.000	0.000	2802883500.000
LL	1227984.375	0.000	0.000	0.000	-196477500.000
LS	0.000	301509.651	0.000	0.000	-1102017775.300
VS	293273.460	0.000	0.000	0.000	542555901.000
WS ngang	0.000	0.000	173898880	981157775.885	0.000

WS dọc	0.000	0.000	26279662	148272922.688	0.000
WL ngang	0.000	0.000	18750000	170812500.000	0.000
P _V	253057.800	0.000	0.000	0.000	-40489248.019
FR	0.000	966673.757	0.000	0.000	-5574807553.736

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt A-A

Tổ hợp tải trọng	V(N)	Hướng dọc		Hướng ngang	
		H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
TTGH CĐI	15687081.678	4068207.809	-9119302335.777	0.000	0.000
TTGH CĐII	12632157.497	3514183.825	-7789782930.089	255631.354	1442301930.551
TTGH CĐIII	14331574.655	3941573.755	-8801807798.571	30724.958	241627752.529
TTGH SD	11118991.740	2854962.062	-7049678908.916	70919.664	465159832.765

7.4.2) Mặt cắt B-B (tại đỉnh bộ móng)

Bảng tóm tắt tải trọng xét tới mặt cắt B-B

	V (N)	H _x (N)	H _y (N)	M _x (N.mm)	M _y (N.mm)
DC	3377353.041	0.000	0.000	0.000	18549358.165
DW	225914.064	0.000	0.000	0.000	-13554843.840
EH	0.000	837279.847	0.000	0.000	-1333786795.607
LL	1227984.375	0.000	0.000	0.000	-73679062.500
LS	0.000	271587.723	0.000	0.000	-721065403.877
WS ngang	0.000	0.000	173898.880	633360015.618	0.000
WS dọc	0.000	0.000	26279.663	95713597.688	0.000
WL ngang	0.000	0.000	18750.000	144243.750	0.000
P _V	253057.800	0.000	0.000	0.000	-15183468.007
FR	0.000	966673.757	0.000	0.000	-3641460040.736

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt B-B

Tổ hợp tải trọng	V(N)	Hướng dọc		Hướng ngang	
		H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
TTGH CĐI	6709535.054	2697872.041	-7030088618.360	0.000	0.000
TTGH	4914843.317	2222593.526	-5660542657.409	243458.432	886704021.865

CĐII					
TTGH CĐIII	6218341.304	2589236.952	-6712190831.809	29261.865	182529189.075
TTGH SD	4831251.480	2075541.326	-5764996788.395	70919.664	334251754.685

7.4.3) Mặt cắt C-C (tường đỉnh)

Bảng tóm tắt tải trọng xét tới mặt cắt C-C

Tên tải trọng		V (N)	H _x (N)	M _y (Nmm)	H _y (N)	M _x (Nmm)
Tĩnh tải nhịp và mố	DC	226925	0	12048750	0	0
Áp lực ngang của đất	EH	0	90940.57	-63658402	0	0
Áp lực ngang do hoạt tải sau mố	LS	0	168023.5	-147020595	0	0

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt C-C

Tổ hợp tải trọng	V(N)	Hướng dọc	
		H _x (N)	M _y (N.mm)
TTGH CĐI	283656.25	430452.05	-337712707
TTGH CĐII	283656.25	136410.86	-80426666
TTGH CĐIII	283656.25	363242.64	-278904469
TTGH SD	226925	258964.11	-198630247

7.4.4) Mặt cắt D-D (đuôi tường cánh)

Bảng tóm tắt tải trọng xét tới mặt cắt D-D

Tên tải trọng	Công thức tính	Q _y (N)	e (mm)	M _z (N.mm)
Áp lực ngang của đất (EH)	$Q_y = 0.5 \times K_a \times \gamma \times h_{tb} \times a_5 \times (h_1 + h_2)$	2242307	1600	3587690880
Hoạt tải sau mố (LS)	$Q_y = 0.5 \times K_a \times \gamma \times h_{eq} \times a_5 \times (h_1 + h_2)$	293273.5	1150	337264479

Trong đó:

$$h_1 = b_5 - b_1 - b_2 - b_3 = 7310 - 2000 - 510 - 3300 = 1500 \text{ mm}$$

$$h_2 = b_5 - b_1 - b_2 = 7310 - 2000 - 510 = 4800 \text{ mm}$$

Chiều cao lớp đất tương đương ứng với chiều cao tường: $\frac{h_2}{2} = \frac{4800}{2} = 2400 \text{ mm}$

Tra bảng 3.11.6.2.1 ta được

$$h_{eq} = 1400 \text{ mm}$$

Chiều cao của trọng tâm diện tích phần đuôi tường cánh:

$$h_{tb} = \frac{\frac{h_1}{2} \times h_1 \times a_s + \left(h_1 + \frac{h_2 - h_1}{3} \right) \times a_s \times \frac{h_2 - h_1}{2}}{h_1 \times a_s + a_s \times \frac{h_2 - h_1}{2}}$$

$$= \frac{\frac{1500}{2} \times 1500 \times 3300 + \left(1500 + \frac{4800 - 1500}{3} \right) \times 3300 \times \frac{4800 - 1500}{2}}{1500 \times 3300 + 3300 \times \frac{4800 - 1500}{2}} = 1719 \text{ mm}$$

Độ lệch tâm của áp lực ngang với mặt cắt D - D:

$$e = \frac{\frac{a_s}{3} \times \frac{h_2 - h_1}{2} \times a_s + \frac{a_s}{2} \times a_s \times h_1}{h_1 \times a_s + a_s \times \frac{h_2 - h_1}{2}}$$

$$= \frac{\frac{3300}{3} \times \frac{4800 - 1500}{2} \times 3300 + \frac{3300}{2} \times 3300 \times 1500}{1500 \times 3300 + 3300 \times \frac{4800 - 1500}{2}} = 1361.905 \text{ mm}$$

$$K_a = 0.323$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt D-D

Tổ hợp tải trọng	Hướng ngang	
	$H_y(N)$	$M_x(N.mm)$
TTGH CĐI	319572.821	435227746.078
TTGH CĐII	163871.858	223177864.111
TTGH CĐIII	283984.029	386759201.628
TTGH SD	188780.842	257101527.490

7.4.5) Mặt cắt E-E (thân tường cánh)

Bảng tóm tắt tải trọng xét tới mặt cắt E-E

Tên tải trọng	Công thức tính	$Q_y(N)$	$e(mm)$	$M_z(N.mm)$
Áp lực ngang của đất (EH)	$Q_y = 0.5 \times K_a \times \gamma \times b_s^2 \times a_2$	319716.724	766.667	245116155.275
Hoạt tải	$Q_y = K_a \times \gamma \times h_{eq} \times a_2 \times b_s$	66117.974	1150	76035669.874

sau móng (LS)				
------------------	--	--	--	--

Chiều cao lớp đất tương đương ứng với chiều cao tường $b_5 = 6910 \text{ mm}$

Tra bảng 3.11.6.2.1 ta được $h_{eq} = 715 \text{ mm}$

$$K_a = 0.323$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt E-E

Tổ hợp tải trọng	$H_y(\text{N})$	$M_x(\text{N.mm})$
TTGH CĐI	625045.618	525773487.951
TTGH CĐII	503553.841	386057944.557
TTGH CĐIII	597276.069	493838506.604
TTGH SD	385834.698	321151825.149

7.5. THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO CÁC MẶT CẮT

7.5.1. Thiết kế cốt thép cho tường thân

Chiều rộng mặt cắt: $b = 12000 \text{ mm}$

Chiều cao mặt cắt: $h = 1400 \text{ mm}$

Diện tích của tiết diện $F = b \times h = 12000 \times 1400 = 15400000 \text{ mm}^2$

Momen quán tính đối với trục Y:

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12000 \times 1400^3}{12} = 251533333333 \text{ mm}^4$$

Momen quán tính đối với trục X:

$$I_x = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{12000^3 \times 1400}{12} = 15528333333333 \text{ mm}^4$$

Cường độ thép: $f_y = 420 \text{ MPa}$

Modul đàn hồi của thép $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Cường độ của bê tông $f_c = 35 \text{ MPa}$

Trọng lượng riêng của bê tông: $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt B-B

Trạng thái giới hạn	ΣV (N)	ΣH_x (N)	ΣH_y (N)	ΣM_x (N.mm)	ΣM_y (N.mm)
I	6709535.054	2697872.041	0.000	0.000	-7030088618.360
II	4914843.317	2222593.526	243458.432	886704021.865	-5660542657.409
III	6218341.304	2589236.952	29261.865	182529189.075	-6712190831.809
Sử dụng	4831251.480	2075541.326	70919.664	334251754.685	-5764996788.395

7.5.1.1. Kiểm tra cấu kiện chịu uốn theo 2 phương (điều 5.7.4.5)

Xét tổ hợp tải trọng cường độ 1

$$V_u = 6709535.054 \text{ N}$$

$$\text{Xét } 0.1 \times \phi \times f'_c \times A_g = 0.1 \times 0.75 \times 35 \times 15400000 = 40425000 \text{ N}$$

Trong đó

ϕ - Hệ số sức kháng đối với cấu kiện chịu nén dọc trục, $\phi = 0.75$

A_g - diện tích mặt cắt nguyên, $A_g = F = 15400000 \text{ mm}^2$

Ta thấy $V_u < 0.1 \times \phi \times f'_c \times A_g$

Nên ta kiểm tra điều kiện uốn hai chiều theo công thức

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} < 1$$

Trong đó:

M_{rx} - Sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo trục X

M_{ry} - Sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo trục Y

Số lượng cốt thép theo phương Y: bố trí 55 cây D22

$$A_s = \frac{55 \times \pi \times 22^2}{4} = 20907 \text{ mm}^2$$

$$b = 12000 \text{ mm}$$

$$h = 1400 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trọng tâm thép kéo đến mép của tiết diện: $d_c = 80 \text{ mm}$

$$d_s = h - d_c = 1400 - 80 = 1320 \text{ mm}$$

$$28 \text{ MPa} < f_c = 35 \text{ MPa} < 56 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f_c - 28) = 0.8$$

$$\Rightarrow c = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times \beta_1 \times f_c \times b} = \frac{20907 \times 420}{0.85 \times 0.8 \times 35 \times 12000} = 33.54 \text{ mm}$$

Chiều dày của khối ứng suất tương đương

$$a = \beta_1 \times c = 0.8 \times 33.54 = 26.83 \text{ mm}$$

Sức kháng tính toán theo trục Y:

$$M_{ry} = \phi \times A_{sy} \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 20907 \times 420 \times \left(1320 - \frac{26.83}{2} \right)$$

$$= 10476056791 \text{ N.mm}$$

Đối với cầu kiện chịu uốn thì $\phi = 0.9$

Số lượng cốt thép theo phương X: bố trí 7 cây D20

$$A_s = \frac{7 \times \pi \times 20^2}{4} = 2199 \text{ mm}^2$$

$$b = 1400 \text{ mm}$$

$$h = 12000 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trọng tâm thép kéo đến mép tiết diện $d_c = 80 \text{ mm}$

$$d_s = h - d_c = 12000 - 80 = 10920 \text{ mm}$$

$$28 \text{ MPa} < f_c = 35 \text{ MPa} < 56 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (35 - 28) = 0.8$$

$$\Rightarrow c = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times \beta_1 \times f_c \times b_w} = \frac{2199 \times 420}{0.85 \times 0.8 \times 35 \times 1400} = 27.718 \text{ mm}$$

Chiều dày của khối ứng suất tương đương

$$a = \beta_1 \times c = 0.8 \times 27.718 = 22.175 \text{ mm}$$

Sức kháng tính toán theo trục X:

$$M_{rx} = \phi \times A_{sx} \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 2199 \times 420 \times \left(10920 - \frac{22.175}{2} \right) \\ = 907743957120 \text{ N.mm}$$

Đối với cầu kiện chịu uốn thì $\phi = 0.9$

Xét hiệu ứng độ mảnh:

Bán kính quán tính

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{155.283 \times 10^{12}}{1.54 \times 10^7}} = 3175.423 \text{ mm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{2.515 \times 10^{12}}{1.54 \times 10^7}} = 404.145 \text{ mm}$$

K - hệ số chiều dài hữu hiệu (điều 4.6.2.5)

Giả thiết thân trụ không có giằng theo phương ngang

$$K_x = K_y = 2$$

Chiều cao cột (chiều dài tự do của thanh chịu nén), $L = 5310 \text{ mm}$

$$\frac{K \times L}{r_x} = \frac{2 \times 5310}{3175.423} = 3.344 < 22$$

Nên ta bỏ qua hiệu ứng độ mảnh theo phương X

$$\frac{K \times L}{r_y} = \frac{2 \times 5310}{404.145} = 26.28 > 22$$

Nên ta phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương Y

Tức là mômen M_{uy} sẽ được nhân thêm hiệu ứng độ mảnh (Hệ số khuếch đại momen)

$$\text{Xác định } \delta_b: \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_e}} \geq 1$$

Đối với trụ cầu được xem là dạng kết cấu không giằng theo phương dọc, $C_m = 1$

$$\text{Xác định lực Euler } P_e \text{ theo công thức: } P_e = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times L)^2}$$

E – Modul đàn hồi của bê tông, $E = 31798.929 \text{ Mpa}$

I – Momem quán tính đối với trục Y, $I_y = 2515333333333 \text{ mm}^4$

$$\Rightarrow P_e = \frac{\pi^2 \times EJ}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 31798.929 \times 251533333333}{(2 \times 5310)^2} = 69922717667 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{V_u}{\phi \times P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{6709535.054}{0.75 \times 69922717667}} = 1.001 \geq 1$$

$$\delta_b = 1.001$$

$$M_{ux} = 0 \text{ N.mm}$$

$$M_{uy} = 7039094571.09 \text{ N.mm}$$

$$M_{rx} = 9077439571.20 \text{ N.mm}$$

$$M_{ry} = 10476056791 \text{ N.mm}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \delta_b \times \frac{M_{uy}}{M_{ry}} = \frac{0}{9077439571.20} + 1.001 \times \frac{7039094571.09}{10476056791} = 0.672 < 1 \text{ Đạt}$$

7.5.1.2. Kiểm tra khả năng chịu cắt :

Nhận xét, ứng với tổ hợp tải trọng cường độ I thì có $V_u = 6709535.054 \text{ N}$

Sức kháng cắt của cầu kiện:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt

$$\phi = 45^\circ \text{ (5.8.3.4 22TCN 272 -05)}$$

$$\text{và } \beta = 2 \text{ (5.8.3.4 22TCN 272 -05)}$$

Xác định cánh tay đòn d_v :

$$h = 1400 \text{ mm}$$

$$b = 12000 \text{ mm}$$

$$a = 26.83 \text{ mm}$$

$$d_s = h - d_c = 1400 - 80 = 1320 \text{ mm}$$

$$d_v = \max(d_s - a/2, 0.72h, 0.9d_s)$$

$$d_v = d_s - a/2 = 1320 - 26.83/2 = 1306.585 \text{ mm}$$

$$0.72h = 0.72 \times 1400 = 1008 \text{ mm}$$

$$0.9d_s = 0.9 \times 1320 = 1188 \text{ mm}$$

Chọn $d_v = 1306.585 \text{ mm}$ để thiết kế.

Khả năng chịu cắt của bê tông: (theo điều 5.8.3.3-3)

$$\begin{aligned} V_c &= 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \\ &= 0.083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 11000 \times 1306.585 \\ &= 14139864.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Dùng 6Φ12, S = 600 mm để bố trí

Khả năng chịu cắt của cốt thép đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times (\cotg \theta + \cotg \alpha) \times \cos \alpha}{S}$$

$$= \frac{399.45 \times 420 \times 1306.585 \times (\cotg 45 + \cotg 0) \times \cos 0}{600}$$

$$= 3862700.788 \text{ N}$$

$$V_r = \varphi V_n = \min \begin{cases} 0.25 \times \varphi \times f'_c \times b \times d_v = 0.25 \times 0.9 \times 35 \times 11000 \times 1306.585 \\ \varphi \times (V_c + V_s) = 0.9 \times (14139864.4 + 3862700.788) \end{cases}$$

$$= \min \begin{cases} 113182925.6 \text{ N} \\ 16202308.67 \text{ N} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_r = 16202308.67 \text{ N}$$

$$\text{Xét } V_u = 6709535.054 \text{ N} < V_r = 16202308.67 \text{ N}$$

Nên theo 5.8.2.4-1, ta không cần kiểm tra diện tích cốt thép đai tối thiểu

Kiểm tra cốt thép đai theo điều kiện cầu tạo: theo điều 5.8.2.4

$$s \leq \min \begin{cases} S_1 = \min(0.8d_v; 600\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} < 0.1 \\ S_2 = \min(0.4d_v; 300\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

$$V_u = 6709535.054 \text{ N} < 0.1 \times$$

$$f'_c \times b_v \times d_v = 0.1 \times 35 \times 11000 \times 1306.585 = 50303522.5 \text{ N}$$

$$\rightarrow S \leq S_1 = \min(0.8d_v = 1047.13, 600) = 600. \text{ Đạt.}$$

7.5.1.3. Kiểm tra điều kiện chống nứt thân mố :

$$M_s = -5764996788.395 \text{ N.mm}$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0.6f_y$ (5.7.3.4 22 TCN 272 – 05)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6f_y$$

Trong đó:

$d_c = 80 \text{ mm}$: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 80 \times 11000}{55} = 32000 \text{ mm}^2 : \text{Diện tích trung bình của bê}$$

tông bọc quanh 1 thanh thép.

Giả sử dầm đặt trong điều kiện khí hậu bình thường nên có $Z = 30000 \text{ N/mm}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

$$f_{sa} = \frac{30000}{(50 \times 32000)^{\frac{1}{3}}} = 256.496 > 0.6f_y = 252 \text{ MPa (điều 5.7.3.4)}$$

Do đó ta dùng giá trị 252 MPa để so sánh với f_s .

$$\text{Tính } f_s \text{ theo công thức: } f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x)$$

Modun đàn hồi của bê tông

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31798.929 \text{ MPa}$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31798.929} = 6.29$$

Chiều cao vùng nén của bê tông khi nứt

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right]$$

$$= 6.29 \times \frac{20907}{11000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 1320 \times 11000}{6.29 \times 20907}} - 1 \right] = 166.101 \text{ mm}$$

Momen quán tính tiết diện khi nứt

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 =$$

$$= \frac{11000 \times 166.101^3}{3} + 6.29 \times 20907 \times (1320 - 166.101)^2 = 191899751011.900 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.29 \times 5764996788.395}{191899751011.900} \times (1320 - 166.101) = 218.043 \text{ MPa}$$

Ta thấy:

$$f_s = 218.043 \text{ MPa} < 252 \text{ MPa} \text{ nên đảm bảo điều kiện về nứt.}$$

7.5.2. Kiểm toán mặt cắt C - C (tường đỉnh)

5.4.2.1. Kiểm toán cấu kiện chịu uốn

$$M_u = -337712707 \text{ Nmm}$$

Điều kiện kiểm tra $\phi M_n \geq M_u$

M_u : Momen do ngoại lực tác dụng ở trạng thái giới hạn cường độ

M_n : Momen sức kháng danh định của vật liệu

ϕ : Hệ số sức kháng lấy $\phi = 0.9$

Bề rộng mặt cắt: $b = 12000 \text{ mm}$

Chiều cao mặt cắt: $h = 400 \text{ mm}$

Bố trí 55 $\square 22$ có $A_s = 20907 \text{ mm}^2$

Khoảng cách từ trọng tâm thép đến mép tiết diện: $d_c = 80 \text{ mm}$

Chiều cao có hiệu của mặt cắt

$$d_s = h - d_c = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.8$$

Chiều dày khối ứng suất tương đương:

$$a = \frac{A \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{20907 \times 420}{0.85 \times 35 \times 11000} = 26.83 \text{ mm}$$

Sức kháng uốn danh định:

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 20907 \times 420 \times \left(320 - \frac{26.83}{2} \right) = 2422884110 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 337712707 \text{ Nmm}$$

$$\Rightarrow M_u \leq \phi M_n$$

Vậy thỏa mãn điều kiện chịu uốn

Hàm lượng cốt thép

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{20907}{11000 \times 400} = 0.0048$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f_c}{f_y} = 0.03 \times \frac{35}{420} = 0.0025$$

$$\Rightarrow \rho > \rho_{\min}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép tối thiểu

$$\frac{c}{d_s} = \frac{\beta_1}{d_s} = \frac{0.8}{420} = 0.080 < 0.42$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép tối đa.

5.4.2.2. Kiểm tra cấu kiện chịu cắt

Tổ hợp dùng để kiểm tra là cường độ I, $V_u = 283656.25 \text{ N}$

Sức kháng cắt của cấu kiện:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Trong đó

V_u lực cắt do ngoại lực tác dụng

ϕ hệ số sức kháng

V_n sức kháng cắt của cấu kiện

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này

$$d_s = h - 80 = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = 26.83 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_{ps} \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 320 - \frac{26.83}{2} \\ 0.9 \times 320 \\ 0.72 \times 400 \end{cases} = 306.585 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d_v = 0.083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 11000 \times 306.585 = 3311964.7 \text{ N}$$

Dùng

12□12, S = 200 mm để bố trí

Khả năng chịu cắt của cốt thép đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times (\cotg \theta + \cotg \alpha) \times \sin \alpha}{S}$$

$$= \frac{855.96 \times 420 \times 306.585 \times (\cotg 45 + \cotg 0) \times \cos 0}{400}$$

$$= 275545.7214 \text{ N}$$

$$V_r = \varphi V_n = \min \begin{cases} 0.25 \times \varphi \times f'_c \times b \times d_v = 0.25 \times 0.9 \times 35 \times 11000 \times 306.585 \\ \varphi \times (V_c + V_s) = 0.9 \times (3311964.7 + 275545.7214) \end{cases}$$

$$= \min \begin{cases} 26557925.63 \text{ N} \\ 3228759.37 \text{ N} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_r = 3228759.37 \text{ N}$$

$$\text{Xét } V_u = 283656.25 \text{ N} < V_r = 3228759.37 \text{ N}$$

Nên theo 5.8.2.4-1, ta không cần kiểm tra diện tích cốt thép đai tối thiểu

Kiểm tra cốt thép đai theo điều kiện cấu tạo: theo điều 5.8.2.4

$$S \leq \min \begin{cases} S_1 = \min(0.8d_v; 600\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} < 0.1 \\ S_2 = \min(0.4d_v; 300\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

$$V_u = 283656.25 \text{ N} < 0.1 \times f'_c \times b_v \times d_v = 0.1 \times 35 \times 11000 \times 306.585 = 11803522.5 \text{ N}$$

$$\rightarrow S = 200 \text{ mm} \leq S_1 = \min(0.8d_v = 245.268, 600). \text{ Đạt.}$$

Kiểm tra điều kiện chống nứt:

$$M_s = -198630247 \text{ N.mm}$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0.6f_y$ (5.7.3.4 22 TCN 272 – 05)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6f_y$$

Trong đó:

$d_c = 80 \text{ mm}$: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 80 \times 11000}{55} = 32000 \text{ mm}^2$$

: Diện tích trung bình của bê

tông bọc quanh 1 thanh thép.

Giả sử dầm đặt trong điều kiện khí hậu bình thường nên có $Z = 30000 \text{ N/mm}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

$$f_{sa} = \frac{30000}{(80 \times 32000)^{\frac{1}{3}}} = 219.301 \leq 0.6f_y = 252 \text{ MPa (điều 5.7.3.4)}$$

Do đó ta dùng giá trị 219.301 MPa để so sánh với f_s .

Tính f_s theo công thức: $f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x)$

Modun đàn hồi của bê tông

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31798.929 \text{ MPa}$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31798.929} = 6.29$$

Chiều cao vùng nén của bê tông khi nứt

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right]$$

$$= 6.29 \times \frac{20907}{11000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 320 \times 11000}{6.29 \times 20907}} - 1 \right] = 76.33 \text{ mm}$$

Momen quán tính tiết diện khi nứt

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 =$$

$$= \frac{11000 \times 76.33^3}{3} + 6.29 \times 20907 \times (320 - 76.33)^2 = 9438756935.782 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.29 \times 198630247}{9438756935.782} \times (320 - 76.33) = 32.254 \text{ MPa}$$

Ta thấy:

$$f_s = 32.254 \text{ MPa} < 219.301 \text{ MPa} \text{ nên đảm bảo điều kiện về nứt.}$$

7.5.3. Kiểm toán mặt cắt D – D (tường cánh phần đuôi)

7.5.3.1. Kiểm tra cấu kiện chịu uốn

$$M_u = 435227746.078 \text{ Nmm}$$

Điều kiện kiểm tra $\phi M_n \geq M_u$

M_u : Momen do ngoại lực tác dụng ở trạng thái giới hạn cường độ

M_n : Momen sức kháng danh định của vật liệu

ϕ : Hệ số sức kháng lấy $\phi = 0.9$

Bề rộng mặt cắt: $b = 4800 \text{ mm}$

Chiều cao mặt cắt: $h = 400 \text{ mm}$

Bố trí 23 $\square$ 16 có $A_s = 4624.4 \text{ mm}^2$

Khoảng cách từ trọng tâm thép đến mép tiết diện : $d_c = 80 \text{ mm}$

Chiều cao có hiệu của mặt cắt

$$d_s = h - d_c = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.8$$

Chiều dày khối ứng suất tương đương:

$$a = \frac{A \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{4624.4 \times 420}{0.85 \times 35 \times 4800} = 13.601 \text{ mm}$$

Sức kháng uốn danh định:

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 4624.4 \times 420 \times \left(320 - \frac{13.601}{2} \right) = 547479992.2 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 435227746.078 \text{ Nmm}$$

$$\Rightarrow M_u \leq \phi M_n$$

Vậy thỏa mãn điều kiện chịu uốn

Hàm lượng cốt thép

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{4624.4}{4800 \times 320} = 0.003$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f_c}{f_y} = 0.03 \times \frac{35}{420} = 0.0025$$

$$\Rightarrow \rho > \rho_{\min}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép tối thiểu

$$\frac{c}{d_s} = \frac{\beta_1}{d_s} = \frac{0.8}{320} = 0.053 < 0.42$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép tối đa.

7.5.3.2. Kiểm toán cấu kiện chịu cắt

Tổ hợp dùng để kiểm tra là cường độ I, $V_u = 319572.821 \text{ N}$

Sức kháng cắt của cấu kiện:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Trong đó

V_u lực cắt do ngoại lực tác dụng

ϕ hệ số sức kháng

V_n sức kháng cắt của cấu kiện

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này

$$d_s = h - 80 = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = 26.83 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_{ps} \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 320 - \frac{26.83}{2} \\ 0.9 \times 320 \\ 0.72 \times 400 \end{cases} = 306.585 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d_v = 0.083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 11000 \times 400 = 4321104.674 \text{ N}$$

12□12, S = 200 mm để bố trí

Dùng

Khả năng chịu cắt của cốt thép đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times (\cotg \theta + \cotg \alpha) \times \sin \alpha}{S}$$

$$= \frac{1357.168 \times 420 \times 306.585 \times (\cotg 45 + \cotg 0) \times \cos 0}{400}$$

$$= 436891.73 \text{ N}$$

$$V_r = \varphi V_n = \min \begin{cases} 0.25 \times \varphi \times f'_c \times b \times d_v = 0.25 \times 0.9 \times 35 \times 11000 \times 306.585 \\ \varphi \times (V_c + V_s) = 0.9 \times (4321104.674 + 436891.73) \end{cases}$$

$$= \min \begin{cases} 26557925.63 \text{ N} \\ 4757996.404 \text{ N} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_r = 4757996.404 \text{ N}$$

$$\text{Xét } V_u = 319572.821 \text{ N} < V_r = 4757996.404 \text{ N}$$

Nên theo 5.8.2.4-1, ta không cần kiểm tra diện tích cốt thép đai tối thiểu

$$S \leq \min \begin{cases} S_1 = \min(0.8d_v; 600\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} < 0.1 \\ S_2 = \min(0.4d_v; 300\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

Kiểm tra cốt thép đai theo điều kiện cầu tạo: theo điều 5.8.2.4

$$V_u = 319572.821 \text{ N} < 0.1 \times f'_c \times b_v \times d_v = 0.1 \times 35 \times 11000 \times 306.585 = 11803522.5 \text{ N}$$

$$\rightarrow S = 200 \leq S_1 = \min(0.8d_v = 245.268, 600). \text{ Đạt.}$$

7.5.3.3. Kiểm tra điều kiện chống nứt

$$M_s = 257101527.490 \text{ N.mm}$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0.6f_y$ (5.7.3.4 22 TCN 272 – 05)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6f_y$$

Trong đó:

$$d_c = 80 \text{ mm: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ}$$

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 80 \times 11000}{55} = 32000 \text{ mm}^2 : \text{Diện tích trung bình của bê}$$

tông bọc quanh 1 thanh thép.

Giả sử dầm đặt trong điều kiện khí hậu bình thường nên có $Z = 30000 \text{ N/mm}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

$$f_{sa} = \frac{30000}{(80 \times 32000)^{\frac{1}{3}}} = 219.3 \leq 0.6f_y = 252 \text{ MPa (điều 5.7.3.4)}$$

Do đó ta dùng giá trị 219.3 MPa để so sánh với f_s .

Tính f_s theo công thức: $f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x)$

Modun đàn hồi của bê tông

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31798.929 \text{ MPa}$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31798.929} = 6.29$$

Chiều cao vùng nén của bê tông khi nứt

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right]$$

$$= 6.29 \times \frac{20907}{11000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 320 \times 11000}{6.29 \times 20907}} - 1 \right] = 76.33 \text{ mm}$$

Momen quán tính tiết diện khi nứt

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2$$

$$= \frac{11000 \times 76.33^3}{3} + 6.29 \times 20907 \times (320 - 76.33)^2 = 9438756935.782 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.29 \times 257101527.490}{9438756935.782} \times (320 - 76.33) = 41.748 \text{ MPa}$$

Ta thấy:

$$f_s = 41.748 \text{ MPa} < 219.3 \text{ MPa} \text{ nên đảm bảo điều kiện về nứt.}$$

7.5.4 Kiểm toán mặt cắt E - E

7.5.4.1 Kiểm toán cầu kiện chịu uốn

$$M_u = 525773487.951 \text{ Nmm}$$

Điều kiện kiểm tra $\phi M_n \geq M_u$

M_u : Momen do ngoại lực tác dụng ở trạng thái giới hạn cường độ

M_n : Momen sức kháng danh định của vật liệu

ϕ : Hệ số sức kháng lấy $\phi = 0.9$

Bề rộng mặt cắt: $b = 5310 \text{ mm}$

Chiều cao mặt cắt: $h = 400 \text{ mm}$

Bố trí 26 $\square$ 16 có $A_s = 5228 \text{ mm}^2$

Khoảng cách từ trọng tâm thép đến mép tiết diện : $d_c = 80 \text{ mm}$

Chiều cao có hiệu của mặt cắt

$$d_s = h - d_c = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.8$$

Chiều dày khối ứng suất tương đương:

$$a = \frac{A \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{5228 \times 420}{0.85 \times 35 \times 5310} = 13.9 \text{ mm}$$

Sức kháng uốn danh định:

$$\phi M_n = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 5228 \times 420 \times \left(320 - \frac{13.9}{2} \right) = 618644401 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 525773487.951 \text{ Nmm}$$

$$\Rightarrow M_u \leq \phi M_n$$

Vậy thỏa mãn điều kiện chịu uốn

Hàm lượng cốt thép

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{5228}{5310 \times 400} = 0.0025$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times \frac{35}{420} = 0.0025$$

$$\Rightarrow \rho > \rho_{\min}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép tối thiểu

$$\frac{c}{d_s} = \frac{\beta_1}{d_s} = \frac{0.8}{320} = 0.054 < 0.42$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép tối đa.

7.5.4.2 Kiểm toán cầu kiện chịu cắt

Tổ hợp dùng để kiểm tra là cường độ I, $V_u = 625045.618 \text{ N}$

Sức kháng cắt của cầu kiện:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Trong đó

V_u lực cắt do ngoại lực tác dụng

ϕ hệ số sức kháng

V_n sức kháng cắt của cầu kiện

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này

$$d_s = h - 80 = 400 - 80 = 320 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = 13.9 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_{ps} \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 420 - \frac{13.9}{2} \\ 0.9 \times 320 \\ 0.72 \times 400 \end{cases} = 313.05 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d_v = 0.083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 5310 \times 313.05 = 1632489.285 \text{ N}$$

Dùng

10 $\square$ 12, S = 200 mm để bố trí

Khả năng chịu cắt của cốt thép đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d_v \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \cos \alpha}{S}$$

$$= \frac{1131 \times 420 \times 313.05 \times (\cot 45 + \cot 0) \times \cos 0}{400}$$

$$= 371753.77 \text{ N}$$

$$V_r = \phi V_n = \min \begin{cases} 0.25 \times \phi \times f'_c \times b \times d_v = 0.25 \times 0.9 \times 35 \times 5310 \times 313.05 \\ \phi \times (V_c + V_s) = 0.9 \times (1632489.285 + 371753.77) \end{cases}$$

$$= \min \begin{cases} 13090577.06 \text{ N} \\ 1803818.75 \text{ N} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_r = 1803818.75 \text{ N}$$

$$\text{Xét } V_u = 625045.618 \text{ N} < V_r = 1803818.75 \text{ N}$$

Nên theo 5.8.2.4-1, ta không cần kiểm tra diện tích cốt thép đai tối thiểu

Kiểm tra cốt thép đai theo điều kiện cấu tạo: theo điều 5.8.2.4

$$S \leq \min \begin{cases} S_1 = \min(0.8d_v; 600\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} < 0.1 \\ S_2 = \min(0.4d_v; 300\text{mm}) \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c b_v d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

$$V_u = 625045.618 \text{ N} < 0.1 \times$$

$$f'_c \times b_v \times d_v = 0.1 \times 35 \times 5310 \times 313.05 = 5632184.25 \text{ N}$$

$$\rightarrow S = 200 \leq S_1 = \min(0.8d_v = 250.44, 600). \text{ Đạt.}$$

7.5.4.3 Kiểm tra điều kiện chống nứt

$$M_s = 321151825.149 \text{ N.mm}$$

Ứng suất trong cốt thép chịu kéo ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0.6f_y$
(5.7.3.4 22 TCN 272 – 05)

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \times A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6f_y$$

Trong đó:

$d_c = 80 \text{ mm}$: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ

$$A = \frac{2 \times d_c \times b}{n} = \frac{2 \times 80 \times 5310}{26} = 32994.175 \text{ mm}^2$$
 : Diện tích trung bình của bê

tông bọc quanh 1 thanh thép.

Giả sử dầm đặt trong điều kiện khí hậu bình thường nên có $Z = 30000 \text{ N/mm}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

$$f_{sa} = \frac{30000}{(80 \times 32994.175)^{\frac{1}{3}}} = 217.076 \leq 0.6f_y = 252 \text{ MPa (điều 5.7.3.4)}$$

Do đó ta dùng giá trị 217.076 MPa để so sánh với f_s .

$$\text{Tính } f_s \text{ theo công thức: } f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x)$$

Modun đàn hồi của bê tông

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31798.929 \text{ MPa}$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31798.929} = 6.29$$

Chiều cao vùng nén của bê tông khi nứt

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right]$$

$$= 6.29 \times \frac{5228}{5310} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 320 \times 5310}{6.29 \times 5228}} - 1 \right] = 57.07 \text{ mm}$$

Momen quán tính tiết diện khi nứt

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2$$

$$= \frac{5310 \times 57.07^3}{3} + 6.29 \times 5228 \times (320 - 57.07)^2 = 2602351811.104 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.29 \times 321151825.149}{2602351811.104} \times (320 - 57.07) = 204.096 \text{ MPa}$$

Ta thấy:

$$f_s = 204.096 \text{ MPa} < 217.076 \text{ MPa} \text{ nên đảm bảo điều kiện về nứt.}$$

ĐATN: TK CẦU DÀM BTCT DƯỠI CẢNG SAU GVHD: TS. NGUYỄN TUẤN ANH
cọc không bị chọc thủng.

CHƯƠNG VIII

TÍNH TOÁN GỐI CẦU

8.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Trụ cầu tính toán ở đây ta chọn trụ T2, nội lực tác dụng là những phản lực gối tựa

Giải pháp chúng ta lựa chọn gối cầu ở đây là chúng ta dùng gối cao su được chế tạo bởi các lớp cao su, ở giữa được gia cường bằng các tấm thép mỏng.

Ưu điểm của loại gối này là có thể chịu được lực nén thẳng đứng tốt, đảm bảo được chuyển vị dọc và quay của điểm tựa, đồng thời cũng làm cho gối chịu được lực ngang do hãm xe và do kết cấu nhịp đặt nghiêng gây ra.

Loại gối cầu này tốn ít thép, chế tạo và sử dụng đơn giản không cần phải duy tu bảo dưỡng (ngoại trừ trường hợp phải thay thế khi cao su không còn tính đàn hồi).

Sơ đồ đặt gối cầu: ta nhận thấy có 3 dạng gối cao su sau:

Gối cao su cố định

Gối cao su di động đơn hướng (theo hướng dọc cầu hoặc ngang cầu)

Gối cao su di động song hướng (theo hướng dọc cầu hoặc ngang cầu)

8.2. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TÁC DỤNG LÊN GỐI CẦU:

Các giá trị tính toán gối cầu:

θ_s - góc xoay tính theo giới hạn khai thác = rad

G : môđun đàn hồi do lực cắt = (0.9 - 1.38 MPa)

γ : hệ số tải trọng do nhiệt độ

f_y : cường độ chảy thép, $f_y = 280$ MPa

Dùng kết quả tính toán ở phần trụ cầu, ta có tĩnh tải do trọng lượng kết cấu nhịp truyền xuống các gối như sau: (bảng tải trọng xét tới mặt cắt A-A)

Tải trọng	Kí hiệu	N (N)	Hệ số tải trọng (TTGH SD)
Phản lực gối do tĩnh tải kết cấu trên	DC	330714.944	1
Phản lực gối do tải trọng lớp phủ	DW	37652.344	1
Phản lực gối do tải trọng xe	0.9LL	433406.250	1
Phản lực gối do tải trọng người	PL	0.000	1

Phản lực tác dụng lên 1 gối (dầm giữa) do tổng tải trọng:

$$R = 330714.944 + 37652.344 + 433406.250 + 0 \\ = 801773.538 \text{ N}$$

Phản lực tác dụng lên 1 gối (dầm giữa) do hoạt tải:

$$R = 433406.250 + 0 = 433406.250 \text{ N}$$

8.3. CHỌN GỖI CẦU

Chọn gối cao su có kích thước

$L = 300 \text{ mm}$ - chiều dài gối theo phương dọc cầu

$W = 300 \text{ mm}$ - bề rộng gối theo phương ngang cầu

$h = 50 \text{ mm}$ - chiều cao gối

Gối có 3 lớp cao su, mỗi lớp dày $h_{ri} = 10 \text{ mm}$

S_i : hệ số hình dạng gối

$$S_i = \frac{L \times W}{2h_{ri} \times (L + W)} \quad (\text{theo 14.7.5.1-1 22TCN 272 - 05})$$

Đối với gối chịu biến dạng cắt, ứng suất nén phải thỏa mãn:

Theo điều 14.7.5.3.2, ứng suất nén trung bình ở trạng thái giới hạn sử dụng đối với gối chịu biến dạng cắt phải thỏa mãn :

$$\sigma_s \leq 1.66G \times S \leq 11 \text{ MPa} \quad (\text{điều 14.7.5.3.2-1})$$

$$\sigma_L \leq 0.66G \times S \quad (\text{điều 14.7.5.3.2-2})$$

Trong đó:

σ_s - ứng suất nén trung bình do tổng tải trọng ở trạng thái giới hạn sử dụng (MPa)

σ_L - ứng suất nén trung bình do hoạt tải ở trạng thái giới hạn sử dụng (MPa)

G - mô đun cắt của cao su (MPa)

S - hệ số hình dạng của lớp dày nhất của gối

Tra bảng 14.7.5.2-1 ta được $G = 0.95 \text{ MPa}$

Ta có:

$$\sigma_s = \frac{R}{L \times W} \quad \sigma_L = \frac{R_{LL}}{L \times W}$$

$$S_i = \frac{L \times W}{2h_{ri} (L + W)} = \frac{300 \times 300}{2 \times 10 \times (300 + 300)} = 7.5$$

$$1.66G \times S = 1.66 \times 0.95 \times 7.5 = 11.828 \text{ MPa}$$

$$0.66 G \times S = 0.66 \times 0.95 \times 7.5 = 4.703 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{R}{L \times W} = \frac{801773.538}{300 \times 300} = 8.909 \text{ MPa} < 11.828 \text{ MPa}$$

$$\sigma_L = \frac{R_L}{L \times W} = \frac{433406.250}{300 \times 300} = 4.616 \text{ MPa} < 4.703 \text{ MPa}$$

Xác định độ lún do nén: (điều 14.7.5.3.3)

$$\delta = \sum \varepsilon_i \times h_{ri}$$

Trong đó:

ε_i – ứng biến nén tức thời trong lớp cao su thứ i của lớp cán mỏng

h_{ri} – chiều dày của lớp cao su thứ i trong gối cán mỏng

Với $\sigma_s = 8.909 \text{ MPa}$ và $S = 7.5$, ta tra biểu đồ quan hệ biến dạng tương đối với ứng suất do nén (theo C14.7.5.3.3-1, AASHTO LRFD1998), ta được

$$\varepsilon_i = 0.04$$

Biến dạng nén tức thời của gối

$$\delta = \sum \varepsilon_i \times h_{ri} = 3 \times 0.04 \times 10 = 1.2 \text{ mm}$$

Khả năng xoay của gối có thể tính toán như sau:

$$\theta_{\text{capacity}} = \frac{2\delta}{L} = \frac{2 \times 1.2}{300} = 0.008 \text{ rad}$$

Góc xoay lớn nhất ở gối là $\theta_s = 0.002 \text{ rad} < 0.008 \text{ rad}$

→ Thỏa

Kiểm tra góc xoay, biến dạng nén của gối:

Theo 22TCN272-05, điều 14.7.5.3.5-1

Điều kiện chịu tải trọng đứng :

$$\sigma_s > 1.0 \times G \times S \times \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \times \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

$$\sigma_s = 8.909 \text{ MPa} > 1.0 \times 0.95 \times 7.5 \times \left(\frac{0.002}{3} \right) \times \left(\frac{300}{10} \right)^2 = 4.275 \text{ MPa (thỏa)}$$

Biên dạng cắt :

$$\sigma_s < 1.875 \times G \times S \times \left[1 - 0.2 \times \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \times \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_s = 8.909 \text{ MPa} < 1.875 \times 0.95 \times 7.5 \times \left[1 - 0.2 \times \left(\frac{0.002}{3} \right) \times \left(\frac{300}{10} \right)^2 \right] \text{ (thỏa)}$$

$$= 11.756 \text{ MPa}$$

Trong đó:

n - Số lượng các lớp bên trong của chất dẻo.

h_{ri} - Chiều cao của lớp chất dẻo thứ i

σ_i - Ứng suất trong chất dẻo.

B - Chiều dài của tấm gối nếu quay xung quanh trục ngang của nó, hoặc chiều rộng của tấm gối nếu xoay xung quanh trục dọc của nó.

θ_s - Độ quay xung quanh bất kì trục nào của tấm gối.

Kiểm tra ổn định của tấm gối cầu theo điều kiện 14.7.5.3.5:

Gối cầu được thiết kế để bảo đảm ổn định với các tổ hợp tải trọng ở giới hạn khai thác. Ứng suất nén trung bình trên gối được giới hạn bằng một nửa ứng suất tới hạn.

$$\sigma_s \leq \frac{G}{2A - B}$$

Trong đó

$$A = \frac{1.92 \times \frac{h_n}{L}}{S \times \sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = \frac{1.92 \times \frac{50}{300}}{7.5 \times \sqrt{1 + \frac{2 \times 300}{300}}} = 0.0246$$

$$B = \frac{2.67}{S \times (S + 2) \sqrt{1 + \frac{L}{4W}}} = \frac{2.67}{7.5 \times (7.5 + 2) \sqrt{1 + \frac{300}{4 \times 300}}} = 0.0335$$

$$\frac{G}{2A - B} = \frac{0.95}{2 \times 0.0246 - 0.0335} = 60.509 \text{ MPa} > \sigma_s = 8.909 \text{ MPa}$$

Thép gia cường gối cầu:

- Thép gia cường gối cầu phải được thiết kế để chịu được ứng suất kéo tạo ra khi bị nén.
- Bề dày nén tấm thép hs phải thoả mãn:

Tại trạng thái giới hạn khai thác:

$$h_s \geq \frac{3h_{\max}\sigma_s}{f_y} = \frac{3 \times 10 \times 8.909}{280} = 0.955 \text{ mm}$$

Tại trạng thái giới hạn mỏi:

$$h_s \geq \frac{3h_{\max}\sigma_s}{\Delta F_{TH}} = \frac{3 \times 10 \times 8.909}{165} = 1.62 \text{ mm}$$

Trong đó: ΔF_{TH} - Hằng số mỏi : 165MPa

$h_{\max}$ - Chiều dày lớn nhất của lớp cao su trong gối .

Vậy ta chọn:

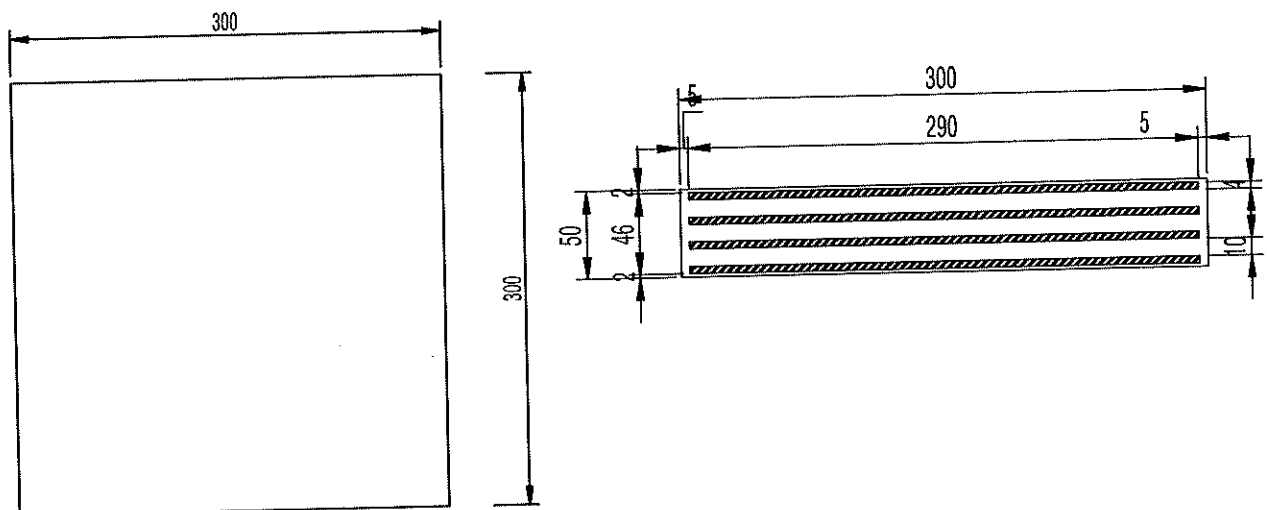
Kích thước gối cao su $300 \times 300 \text{ mm}$

Bề dày bản thép 4 mm

Kích thước như hình vẽ

CHI TIẾT GỐI CAO SU

TỈ LỆ 1/5



PHẦN THỨ TƯ

THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG

CHƯƠNG I

BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỦ ĐẠO CÔNG TRÌNH CẦU

1.1 TỔ CHỨC THI CÔNG

1.1.1 Đảm bảo giao thông

1.1.1.1 Biện pháp an toàn giao thông đường thủy:

Khi thi công trên sông cần phải bố trí các biển báo và thả phao báo hiệu cảnh giới đường thủy để đảm bảo an toàn lưu thông.

Các xà lan được di chuyển tới vị trí thi công bằng tàu kéo và được neo cố định bằng các cọc định vị và hệ thống neo tời trong suốt quá trình thi công. Khi di chuyển xà lan cũng như trong quá trình hoạt động luôn có các Cán bộ thường trực theo dõi, kiểm tra việc ổn định của hệ thống neo tời, kiểm soát tầm hoạt động của cần cẩu nhằm đảm bảo an toàn trong thi công đồng thời không làm ảnh hưởng đến giao thông của tàu thuyền trên luồng.

1.1.1.2 Biện pháp an toàn giao thông đường bộ:

Toàn bộ mặt bằng công trường được bố trí ngoài khu vực giao thông hiện hữu và có các hàng rào lưới thép B40 hoặc hàng rào tole bảo vệ.

Các đường công vụ không vi phạm vào vị trí của các đường giao thông hiện hữu.

Tại những vị trí mà phạm vi xây dựng công trình ảnh hưởng đến đường giao thông thì Nhà thầu sẽ xây dựng đường tránh.

1.1.2 Yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển

1.1.2.1 Nguồn vật liệu rời và tổ chức vận chuyển

Các thiết bị, vật tư thi công có thể vận chuyển đến công trình bằng đường bộ hoặc đường thủy đều thuận lợi.

Một số vật liệu chính cần cung cấp cho công trình như sau:

- Đá dăm, đá hộc lấy từ các mỏ đá có thể vận chuyển bằng đường bộ hoặc đường thủy.
- Cát các loại khai thác tại sông, vận chuyển bằng đường thủy.
- Xi măng: dùng xi măng sản xuất trong nước.
- Thép các loại đều dùng thép sản xuất trong và ngoài nước của các nhà máy đã được cấp chứng chỉ sản xuất theo qui mô công nghiệp.
- Tại công trường bố trí 2 trạm trộn bê tông đặt ở 2 bờ cung cấp bê tông cho công trình.

1.1.2.2 Yêu cầu về vật liệu chủ yếu

Việc lựa chọn vật liệu xây dựng cần phải trên cơ sở thỏa mãn các yêu cầu chung trong các quy trình hiện hành. Đặc biệt cần lưu ý các yêu cầu đối với các loại vật liệu sau:

- Đối với bê tông nhựa: Theo qui trình thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa 22 TCN-249-98, dùng bê tông nhựa nóng hạt trung đối với lớp dưới dày 7cm và bê tông nhựa nóng chặt, hạt nhỏ đối với lớp trên dày 5cm, nhựa đường dùng loại có trị số độ kim lún 60/70.
- Đối với cấp phối đá dăm: Dùng cấp phối đá dăm loại 1, theo quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN-252-98.
- Đối với nhựa dính bám: Dùng nhựa pha dầu.
- Cát đắp: dùng cát mịn trở lên.
 - + Lượng lọt sàng 0.14mm: $\leq 10\%$.
 - + Hàm lượng bùn, bụi sét: $\leq 5\%$.
- Đối với cát đắp nền đường : dùng đất chọn lọc lấy từ các mỏ dọc tuyến, các yêu cầu kỹ thuật chi tiết của vật liệu tuân theo các quy trình hiện hành. Các loại đất như cát sét, sét cát lẫn có trên khu vực này là thích hợp để sử dụng, nhưng cần lưu ý hàm lượng hữu cơ, bùn rác $\leq 3\%$.
- Vải địa kỹ thuật: Dùng loại vải địa kỹ thuật theo quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22 TCN 262-2000.

- Đá dăm đổ bê tông: dùng đá có đường kính $D_{\max} = 2.5\text{cm}$ phù hợp với TCVN 1771-86 và TCVN 4453-1995.
- Cát dùng cho bê tông: dùng cát sông phù hợp với TCVN 770-86 và TCVN 4453-1995.
- Xi măng: dùng xi măng portland PC40 – PC50 cho kết cấu dầm chủ, PC – 30 cho kết cấu móng trụ và các phần còn lại của kết cấu nhịp, phù hợp với TCVN 2682 - 1992.
- Nước phục vụ thi công: Dùng nước sinh hoạt tại địa phương hoặc giếng khoan tại công trường nhưng phải đáp ứng được tiêu chuẩn nước dùng cho bê tông theo đúng quy định hiện hành.
- Phụ gia : tuân thủ theo đúng chỉ dẫn của nhà sản xuất, không chứa các chất ăn mòn cốt thép và không ảnh hưởng đến tuổi thọ của bê tông.
- Cốt thép thường: dùng cốt thép loại A-I mác CT3 và A-II mác CT5 tùy theo từng bộ phận kết cấu theo thiết kế, phù hợp với yêu cầu của TCVN 4453-1995.
- Gối dầm dùng gối cao su cốt bản thép đối với các dầm I. Gối của bất kỳ hãng chế tạo nào cũng phải có chứng nhận chất lượng sản phẩm.
- Lớp chống thấm mặt cầu nhập ngoại: Dùng loại lớp chống thấm của bất kỳ hãng nào cũng phải có chứng nhận chất lượng sản phẩm.
- Thanh Bar DUL B38 (theo T/C ASTM-AT2 hoặc BS5896) của hãng VSL có lực kéo đứt tối đa 1 thanh 1230KN.
- Cáp dự ứng lực: theo đúng chủng loại đã nêu trong bản vẽ, yêu cầu kỹ thuật của thép theo tiêu chuẩn ASTM A 416-85 với chỉ tiêu như sau :
 - + GRADE 270k chùng thấp : $P1000h \leq 2.5\%$ tương ứng lực kéo 70% giới hạn bền.
 - + Giới hạn bền : $f_s = 18600 \text{ KG/cm}^2$.
 - + Giới hạn chảy : $f_y = 16700 \text{ KG/cm}^2$.
 - + Modul đàn hồi : $E = 1950000 \text{ KG/cm}^2$.Cáp nhập ngoại đều phải có chứng chỉ chất lượng sản phẩm.
- Neo cáp : Dùng neo sản xuất tại nước ngoài. Trong đồ án giới thiệu sử dụng loại EC6, của hãng VSL. Tuy nhiên có thể sử dụng các loại neo khác có tính năng kỹ thuật tương đương (lưu ý khi mua các loại sản phẩm này cần phải mua chọn bộ phụ kiện đi kèm).

- Kích căng cáp : dùng loại kích có lực kích 100T cho cáp 6 tao 12.7mm.
- Khe co giãn bằng cao su hoặc bằng thép nhập ngoại. Khe co giãn của bất kỳ hãng chế tạo nào cũng phải có chứng nhận chất lượng sản phẩm.
- Sơn mặt đường : Sơn dùng loại sơn lạnh, có phản quang. Chất lượng sơn phải đạt tiêu chuẩn 64 TCN 92-95 về sơn kẻ mặt đường bê tông nhựa của Việt Nam.

1.1.2.3 Yêu cầu về độ chặt

- Nền đường: Xác định dung trọng lớn nhất với độ ẩm thích hợp nhất của đất đắp nền đường, theo đầm nén bằng Proctor tiêu chuẩn.

Nền đường đắp:

- + Đối với 50cm trên cùng: phải đạt độ chặt $K \geq 0.98$.
- + Từ 50cm trở xuống: phải đạt độ chặt $K \geq 0.95$.
- Cấp phối đá dăm: xác định dung trọng lớn nhất với độ ẩm thích hợp nhất của cấp phối đá dăm theo đầm nén bằng Proctor cải tiến (Qui trình AASHTO T180 phương pháp D) : lớp cấp phối đá dăm phải đạt độ chặt $K \geq 0.95$.

1.1.3 Mặt bằng thi công

- Trước khi thi công cần tiến hành giải phóng mặt bằng, giải tỏa nhà cửa, các công trình kiến trúc và cơ sở hạ tầng kỹ thuật khác như điện lực, thông tin liên lạc... Đây là 1 bước quan trọng và rất phức tạp cần thực hiện trước tiên và nên kết thúc trước khi thi công công trình.
- Song song với việc giải tỏa các công trình kỹ thuật, trên tuyến sẽ còn phải lắp đặt thêm nhiều công trình khác. Để đảm bảo an toàn và thuận tiện cho thi công, cần có sự phối hợp chặt chẽ giữa các ban, ngành chức năng trong việc qui định trình tự và biện pháp thi công.
- Để tổ chức và điều hành được thuận tiện, nên tổ chức một ban điều hành chung dưới sự chỉ đạo của Ban quản lý dự án.
- Một trong những yêu cầu về tổ chức thi công là đảm bảo giao thông thông suốt và an toàn cho phương tiện trong quá trình thi công cho cả giao thông đường bộ và đường thủy.

- Do đặc điểm địa hình khu vực nên cần tổ chức khu vực nhà ở, kho bãi chứa vật tư thiết bị... ở 2 bên bờ riêng biệt để tiện cho việc tổ chức – quản lý xây dựng.
- Để đảm bảo an toàn cần phải tiến hành công tác rà phá bom mìn trên diện tích xây dựng trước khi thi công.

1.1.4 Công tác chuẩn bị

- Thu dọn mặt bằng sau giải tỏa, tháo dỡ các công trình cũ để lại, chặt cây, đào gốc...
- Khôi phục cọc, chuẩn bị đường công vụ, xây dựng nhà xưởng, bố trí các bãi tập kết vật liệu, mặt bằng công trường, cung cấp điện, nước...

1.2 BIỆN PHÁP THI CÔNG MỘT SỐ HẠNG MỤC CHỦ YẾU

1.2.1 Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT

Trình tự thi công cọc khoan nhồi được thực hiện theo 6 bước sau :

- Bước 1:

Tiến hành hạ ống vách thép bằng búa rung và khoan lấy đất bên trong đến cao độ thiết kế. Giữ ổn định thành vách đất trong quá trình khoan tạo lỗ bằng vữa Bentonite, riêng đối với thi công cọc trụ giữa sông việc sử dụng Bentonite hay không tùy thuộc vào thiết bị khoan do chỉ thuần túy khoan vào đá.

Các thông số chủ yếu của vữa bentonite thường được khống chế như sau:

- Hàm lượng cát : < 5%.
- Dung trọng : 1.01 – 1.05.
- Độ nhớt : $\pm 35\text{sec}$.
- Độ pH : 9.5 – 12.

Tuy nhiên cần tùy theo chỉ tiêu của từng loại đất cụ thể mà chọn thành phần vữa Bentonite cho phù hợp.

Trong quá trình khoan tạo lỗ cần phải luôn luôn tiến hành kiểm tra theo dõi tình trạng lỗ khoan như : Đo từng mức cao độ đáy lỗ khoan và kèm theo so sánh địa tầng thực tế khoan so với hồ sơ địa chất; đo đường kính thực tế và độ thẳng đứng của lỗ khoan; trạng thái

thành lỗ khoan.

- Bước 2 :

Xử lý cặn lắng dưới đáy lỗ khoan bằng thổi rửa kết hợp xói hút: Toàn bộ đất bùn lẫn bentonite

ở dạng mềm nhão lắng dưới đáy lỗ khoan đều phải được vét hết. Kết thúc của việc xử lý cặn lắng được xác định như sau:

- Tạt chất được lấy lên cuối cùng phải là đất nguyên thổ của nền.
- Cao độ đáy lỗ khoan khi kết thúc công tác xử lý cặn lắng tối thiểu phải bằng hoặc sâu hơn so với cao độ trước khi xử lý.
- Việc kiểm tra lần cuối cùng thực hiện trước khi đổ bê tông 15 phút.

- Bước 3 :

Hạ khung cốt thép cọc vào trong lòng lỗ khoan: Các lồng cốt thép được hạ lần lượt theo từng lồng và liên kết giữa các lồng được thực hiện bằng liên kết hàn hoặc buộc theo nguyên tắc liên kết phải đảm bảo chịu được trọng lượng bản thân của các khung cốt thép thả xuống trước đó và ngoài ra còn phải đảm bảo điều kiện thẳng đứng của lồng cốt thép trên suốt chiều dài cọc. Chú ý mỗi hàn cấu tạo giữa cốt thép đai, cốt định vị và cốt thép chủ cần đảm bảo để không gây cháy

cốt thép.

Lồng cốt thép cọc phải luôn đảm bảo khe hở với thành bên lỗ khoan theo thiết kế, do đó cần đặt các khung cốt thép và các con kê định vị. Cụ ly giữa các mặt cắt đặt khung định vị khoảng từ 2 – 4m và bố trí trên suốt chiều dài cọc. Số lượng con kê trên 1 mặt cắt định vị của lồng cốt thép là từ 4 – 6 cái và kết hợp với 1 khung cốt thép. Sau khi lắp dựng khung cốt thép xong nhất thiết phải kiểm tra cao độ đầu của cốt thép chủ.

- Bước 4 :

Kiểm tra lại cao độ đáy lỗ khoan, mức độ sạch bùn, tạt chất ở đáy lỗ khoan 15 phút trước khi đổ bê tông.

- Bước 5 :

Đổ bê tông lấp lòng lỗ khoan theo phương pháp vừa dâng rút ống thẳng đứng: Bê tông dùng loại thương phẩm chở bằng xe chuyên dụng từ trạm trộn tới hiện trường.

Một số yêu cầu kỹ thuật với công tác bê tông:

- Để đạt bê tông M350 theo thiết kế, cấp phối bê tông cần được thiết kế để cường độ chịu nén mẫu $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}$ là 28 ngày đạt tối thiểu 385 KG/cm^2 , nghĩa là tăng thêm 10% cường độ.

- Thường dùng loại bê tông trộn dẻo có độ sụt khoảng $18 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$. Nhất thiết phải đổ hết bê tông trong thời gian 1 giờ sau khi trộn xong nhằm tránh hiện tượng tắc ống do tính lưu động của bê tông giảm.

- Tốc độ đổ bê tông thích hợp vào khoảng $0.6 \text{ m}^3/\text{phút}$. Trong 1 giờ tối thiểu phải đổ xong 5m dài cọc. Trong quá trình đổ bê tông đáy ống đổ cần cắm sâu dưới bề mặt bê tông $> 2 \text{ m}$ để đề phòng bê tông chảy từ ống đổ ra không bị trộn lẫn đất bùn trên bề mặt bê tông. Tuy nhiên tránh cắm quá sâu làm bê tông khó thoát ra gây tắc ống đổ.

- Trong quá trình đổ bê tông cần thường xuyên thực hiện các công việc kiểm tra sau: Luôn kiểm tra độ sụt của bê tông của từng cũi trộn; Đo cao độ dâng lên của mặt bê tông trong lỗ sau mỗi lần đổ và đối chiếu với khối lượng bê tông thực tế đổ. Từ đó xem xét để quyết định mức độ nhắc ống đổ lên; Kiểm tra dây đo mặt dâng lên của bê tông tránh trường hợp dây bị dẫn dài ra trong quá trình đo; Lưu ý phòng ngừa tốc độ đổ bê tông trong ống đổ bị giảm khi đổ bê tông phần trên của cọc.

- Phần bê tông trên đỉnh cọc khoan nhồi sau khi kết thúc công tác đổ bê tông thường có lẫn tạp chất và bùn nên cọc thường được đổ vượt lên tối thiểu khoảng 1.2m so với cao độ đáy bộ. Phần bê tông đổ vượt này sẽ được đục bỏ hết đến cao độ thiết kế sau đó dùng nước rửa cho sạch mặt đá, cát bụi trên đầu cọc.

- Bước 6 :

Kiểm tra chất lượng cọc sau khi thi công và hoàn thiện cọc.

Công tác đánh giá chất lượng cọc bao gồm các công việc sau:

- Toàn bộ các cọc được kiểm định bằng phương pháp siêu âm. Ống dùng để phục vụ cho công tác siêu âm bằng thép (hoặc bằng nhựa) đảm bảo không bị phá hoại do áp lực vừa trong quá trình đổ bê tông cọc. Tùy thuộc đường kính cọc mà bố trí số ống cho phù hợp. Tuy nhiên phải bố trí ít nhất 1 ống có đường kính trong $\geq 114 \text{ mm}$, các ống còn lại có đường kính trong 55 mm . Các ống được đặt sát theo vách cốt thép dọc. Chiều dài ống xuyên suốt từ đỉnh cọc đến cách mũi cọc 20cm (đối với ống có $\varnothing 55 \text{ mm}$) và 100cm (đối với ống có $\varnothing \geq 114 \text{ mm}$). Đáy ống cần được bịt kín để tránh bùn, vữa bê tông hoặc tạp chất chui vào lòng ống. Đầu trên cần nhô cao hơn điểm dừng đổ bê tông cọc khoảng 50 - 80cm

và cũng được bịt kín.

- Toàn bộ các cọc sẽ được kiểm tra mức độ lắng đọng mùn dưới mũi cọc sau khi đổ bê tông. Để kiểm tra sẽ khoan thủng qua phần bê tông dưới mũi ống $\phi \geq 114\text{mm}$ cho tới lớp đất nền nguyên dạng dưới mũi cọc. Đo kiểm tra mức độ mùn bằng lấy mẫu. Nếu độ mùn dưới mũi cọc vượt quá mức quy định trong quy trình thì cần phải xử lý. Biện pháp xử lý sẽ được quyết định cho từng trường hợp cụ thể tùy theo mức độ lắng đọng mùn, loại mùn...

- Ngoài 2 công tác kiểm tra nêu trên còn dự phòng khoảng 5% số cọc sẽ được kiểm tra bổ sung bằng khoan lấy mẫu và nén mẫu trên suốt chiều dài cọc hoặc gõ PIT nếu trong quá trình thi công cọc có hiện tượng bất thường và kết quả siêu âm cọc phát hiện có những dấu hiệu nghi ngại.

Hoàn thiện đập sửa đầu cọc trước khi thi công bộ móng.

1.2.2 Công tác thử cọc

Do mũi cọc tại các móng đều nằm trong tầng đá sét kết nên kiến nghị không phải thử tải cọc mà tăng cường công tác kiểm tra cọc bằng phương pháp siêu âm và khoan lấy lõi, cụ thể như sau :

- Tất cả các cọc đều phải siêu âm kiểm tra cọc trên tất cả các mặt cắt.
- Dự kiến khoảng 5% số cọc sẽ được kiểm tra bổ sung bằng khoan lấy mẫu và nén mẫu trên suốt chiều dài cọc hoặc gõ PIT nếu trong quá trình thi công cọc có hiện tượng bất thường và kết quả siêu âm cọc phát hiện có những dấu hiệu nghi ngại.

1.3 TRÌNH TỰ THI CÔNG

Giai đoạn 1: Chuẩn bị mặt bằng

Giai đoạn 2: Thi công kết cấu phần dưới (thi công cọc khoan nhồi, móng trụ)

Giai đoạn 3: Thi công kết cấu nhịp

Giai đoạn 4: Thi công đường 2 đầu cầu.

1.3.1 Thi công móng M1, M2

- San ủi mặt bằng thi công.
- Làm hệ thống đường tạm, đường nội bộ công trường.
- Xây dựng lán trại, kho bãi và các công trình phụ trợ khác.

- Tập kết, vận chuyển thiết bị, vật tư đến công trường.
- Quá trình thi công được tiến hành sau khi đã đo đạc được chính xác vị trí tọa độ tim cầu, tim móng.

Bước 1: Thi công cọc khoan nhồi

Chuẩn bị mặt bằng cho các thiết bị khoan, chuẩn bị ống vách thép và các thiết bị phục vụ việc khoan nhồi.

Rung hạ ống vách $D = 1.1\text{m}$ bằng búa rung đến cao độ thiết kế.

Sử dụng máy khoan, khoan tạo lỗ bằng thiết bị khoan kết hợp vữa bentonit đến cao độ thiết kế.

Vệ sinh hố khoan, lắp đặt lồng thép, kiểm tra.

Vệ sinh lỗ khoan lần hai.

Đổ bê tông cọc, kết hợp với rút ống vách.

Kiểm tra chất lượng và nghiệm thu cọc.

Bước 2 : Đổ bê tông bộ móng

Sau khi thi công hết các cọc trong móng (6 cọc) trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép.

Tiến hành đào hố móng, đổ lớp đá hộc, rải lớp đá dăm cát đệm dày 10cm. Đập đầu cọc, vệ sinh móng. Đổ lớp bê tông tạo phẳng dày 10cm. Đổ bê tông lót đáy móng.

Lắp dựng đà giáo cốp pha, cốt thép bộ móng.

Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí móng) kết hợp với việc đầm.

Khi bê tông đạt cường độ. Lắp dựng cốp pha, cốt thép tiến hành đổ bê tông tường thân, tường đầu móng . . .

Bước 3: Đổ bê tông thân móng

Đổ bê tông thân móng.

Hoàn thiện móng.

1.3.2 Thi công trụ T1, T2

1.3.2.1 Công tác thi công móng, bộ trụ

- Định vị tim trụ, dùng cầu đứng trên xà lan rung hạ cọc định vị.
- Hàn khung dẫn hướng, hạ ống vách $D = 1.1\text{m}$ đến cao độ thiết kế.

- Sử dụng máy khoan đứng trên xà lan, khoan tạo lỗ bằng thiết bị khoan kết hợp bentonit đến cao độ thiết kế.
- Vệ sinh hố khoan lần 1, lấp đặt lồng thép.
- Vệ sinh hố khoan lần 2, đổ bê tông cọc bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước.
- Sau khi thi công hết các cọc trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép. Lắp đặt hệ thanh giằng D32.
- Đổ lớp cát đệm đến cao độ. Đổ bê tông bị đáy dày 1.2m.
- Bê tông đạt cường độ, hút nước hố móng. Lắp đặt tầng khung chống.
- Trắc đạc để lấy cao độ đập đầu cọc. Đập đầu cọc, đến gần vị trí thiết kế thì tủa, vệ sinh hố móng, đổ bê tông tạo phẳng dày 10cm.
- Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.
- Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí) kết hợp với việc đầm. Sau khi đổ bê tông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bê tông thân trụ.
- Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.
- Tiến hành bảo dưỡng bằng cách phủ các lớp vải bố có tưới ẩm.
- Theo qui định thì khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha.
- Chú ý luôn đảm bảo có tấm che trong lúc đổ bê tông (phòng khi trời mưa).

1.3.2.2 Công tác thi công thân trụ (đốt 1)

- Vệ sinh cốp pha thân, tra dầu chống dính.
- Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.
- Dùng xe cầu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.
- Dùng cầu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.
- Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận tiện cho việc thi công và lắp đặt cốp pha đợt sau.
- Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.
- Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.
- Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông, mỗi đốt thân cao 4m).

- Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.
- Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.

- Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.
- Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.
- Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).
- Vệ sinh cốp pha, tra dầu để chống dính với bê tông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.

1.3.2.3 Thi công đốt thân trụ (đốt 2)

- Lắp lại trình tự thi công như đốt thân trụ thứ hai, và lắp đặt các ống ti lớn để chờ thi công xà mũ.

- Trắc đạc điểm dừng khớp nối thân trụ với xà mũ.
- Vệ sinh khu vực bên trong thân trụ.
- Tiến hành tưới nước, bơm bê tông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 2%.
- Khi bê tông đủ cường độ (khoảng 3 ngày sau) tháo cốp pha.

1.3.2.4 Thi công xà mũ

- Tiến hành cắt uốn, bo cốt thép, bố trí các thành giằng.
- Lắp đặt conxon chữ A vào ti thép đã chờ ở phần thân trụ.
- Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.
- Vệ sinh các cốp pha, tra dầu lên cốp pha để không dính với bê tông.
- Lắp đặt cốp pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cầu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.
- Trắc đạc, lấy hướng, cự li, cao độ.
- Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.
- Lồng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan cầu lồng thép, bẫy vào đúng vị trí thiết kế.
- Lắp đặt các cốp pha bên còn lại. Dùng thước thủy cân chỉnh cốp pha thẳng đứng.
- Sau đó hàn các cốp pha lại, dùng các thanh thép chống cốp pha nhằm cố định cốp pha và cũng hàn lại.

- Trắc đạc lấy vị trí tim gối và tim xà mũ, dùng dây kéo thẳng để xác định vị trí đường tim gối. Xác định cao độ đổ bê tông.

Dùng silicon trét bít kín các khe hở của cốt pha, lắp các cục kê bê tông.

Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.

Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra, kết hợp với việc đầm. Việc đổ bê tông xà mũ chia làm 2 giai đoạn:

+ Sau khi đổ xong đợt 1 (có cắm sắt chờ để dựng cốt pha đổ đợt 2), tạo nhám phần tiếp xúc giữa 2 giai đoạn đổ, song song đó làm mặt, bảo dưỡng phần còn lại.

+ Theo qui định thì cốt pha bên của giai đoạn 1 có thể tháo sau 3 ngày kể từ lúc đổ (trừ cốt pha đáy)

+ Tiến hành tháo cốt pha, vệ sinh khuôn, tra dầu.

+ Trắc đạc lấy chân khuôn đợt 2, tim dọc, ngang, cao độ đổ bê tông.

+ Lắp đặt khuôn, hàn các thanh chống để cố định khuôn, dùng thước thủy để chỉnh cốt pha cho thẳng đứng, lắp các kê bê tông.

+ Kiểm tra toàn diện.

+ Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.

+ Cắm sắt chờ để chống trượt đầu dầm về phía thấp. (1)

+ Sau 3 ngày có thể tháo cốt pha và tiến hành bảo dưỡng.

+ Còn cốt pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

1.3.3 Công tác lao phóng dầm BTCT (có hai cách)

1.3.3.1 Lao phóng thủy bằng 2 cầu nổi 110T

Bước 1: Xà lan dầm di chuyển vào vị trí dầm lao phóng.

- Đóng cọc neo xà lan bằng cừ lasel hoặc I450.

- Xà lan chở dầm cặp sát hai thân trụ nhịp lao phóng.

- Neo buộc chắc chắn xà lan dầm vào thân trụ.

- Đưa hai xà lan cầu nổi 110T cặp sát vào xà lan dầm theo hướng dọc cầu.

- Neo buộc xà lan cầu nổi chắc chắn.

Bước 2: Lao phóng dầm bằng 2 cầu nổi

- Hai cầu nổi bốc dầm từ xà lan lên vị trí tập kết xà mũ.

- Xà lan dầm ra khỏi vị trí, đưa 2 cầu nổi vào giữa nhịp lao phóng theo hướng ngang cầu.

- Tịnh tiến dầm vào vị trí.
- Cân chỉnh dầm trên gối dầm.
- Liên kết dầm với xà mũ bằng liên kết hàn (1)
- Các dầm sau lao phóng tương tự.

1.3.3.2 Lao phóng thủy bằng giàn phóng

Bước 1:

- Xà lan dầm di chuyển vào vị trí nhịp lao phóng.
- Tương tự như lao phóng thủy bằng hai cầu nổi.

Bước 2: Lao phóng thủy bằng giàn phóng.

- Định vị, lắp đặt, liên kết giàn phóng trên 2 xà mũ bằng 2 cầu nổi 110T.
- Xà lan dầm cặp sát chân trụ theo hướng dọc cầu.
- Giàn phóng nâng từ từ hai đầu dầm từ trên xe đầu kéo. Khi nâng, 2 đầu dầm luôn nằm ở thế cân bằng nằm ngang.
- Khi đến cao độ xà mũ thấp, cố định đầu thấp và nâng đầu kia lên đúng cao độ.
- Dầm được di chuyển ngang vào vị trí bằng hệ thống kích thủy lực giàn phóng.
- Định vị và hạ dầm trên gối.
- Liên kết dầm với xà mũ bằng liên kết hàn với thanh thép chờ ở xà mũ. (để chống trượt đầu dầm về phía thấp)
- Các dầm sau lao phóng tương tự.

1.3.4 Công tác đổ dầm ngang:

- Bơm nước trong khoan dầm ra.
- Đổ bê tông những tấm đan làm cốt pha cho dầm ngang.
- Lót đáy bằng những tấm mút làm cốt pha đáy.
- Dựng cốt pha bê tông đúc sẵn (đan) có thép chờ, hàn vào thép chờ của dầm, ta có thể xem tấm đan là cốt pha.
- Xoáy thép $\phi 22$ vào ren của coupler, tiến hành nối thép.
- Lắp cốt pha thép ở phía xà mũ.

- Tưới nước sau đó đổ bê tông, dùng cầu cẩu phễu chứa bê tông đổ vào máng đổ, vừa đổ vừa đầm.
- Sau khi đổ tiến hành tạo nhám. Sau 3 ngày có thể tháo cốp pha ở phía xà mũ.
- Trắc đạc chuẩn bị đổ bê tông sàn.

1.3.5 Công tác đổ bê tông sàn:

- Trám các khe dầm (công tác này phải được thực hiện trước).
- Gia công cốt thép, gia công cốp pha.
- Trắc đạc, lấy hướng, cự li, bề dày lớp bê tông cần đổ 20cm.
- Hàn các thanh sắt theo phương ngang cầu, nối thép chờ của 2 dầm kề nhau để chống lật dầm.
- Chia khoảng, định vị để lõi sắt, tiến hành lõi, lõi lớp phía dưới rồi đến lớp phía trên.
- Hàn những thanh thép để cố định khoảng cách giữa hai lớp thép của sàn.
- Lắp thép chờ ở lan can.
- Trắc đạc lấy bề dày lớp bê tông cần đổ.
- Hàn các cốp pha biên.
- Chuẩn bị các thiết bị đổ bê tông: ống đổ, ...
- Kiểm tra lần cuối trước khi đổ.
- Đổ bê tông kết hợp với việc đầm. Chú ý đổ theo hình chữ chi.
- Làm mặt, làm nhám phần lan can, cắm sắt chờ lan can.
- Bảo dưỡng: có thể dùng nước và vải bố hoặc sử dụng sika Atisole E.

1.3.6 Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ :

+ Bước 1 : Thi công lan can, lề bộ hành:

- Thi công lắp đặt gờ lan can đúc sẵn.
- Lắp đặt ván khuôn cốt thép phần gờ lan can đổ tại chỗ.
- Lắp đặt lan can, chiếu sáng.
- Lắp đặt ván khuôn cốt thép, đổ bê tông gờ lề bộ hành.
- Lắp đặt các tấm đan lề bộ hành đúc sẵn.
- Thi công lớp vữa xi măng trên mặt các tấm đan lề bộ hành.

+ Bước 2 : Thi công khe co giãn cao su, thoát nước mặt cầu.

- + Bước 3 : Thi công lớp phủ mặt cầu.
- + Bước 4 : Công tác hoàn thiện: Sơn phân làn...

1.3.7 Thi công đường 2 đầu cầu

- Bước 1 : Thi công nền đường

+ Đào đất, vét hữu cơ : đất đào ra cần được chuyển đi để san lấp vào các khu vực trống. Trường hợp cần chuyển xa, có thể gom lại, dùng máy xúc đưa lên xe ô tô vận chuyển. Riêng đoạn đắp qua ruộng sau khi vét 50cm lớp bùn trên mặt ruộng, tiến hành trải vải địa kỹ thuật rồi đắp cát dày tối thiểu 80cm.

+ Đắp đất : đất đắp nền được vận chuyển từ xa đến bằng ô tô, được san ra thành từng lớp bằng máy ủi và đầm chặt. Chiều dày mỗi lớp được xác định tùy theo thiết bị đầm nén cụ thể. Trong quá trình đầm nén, cần khống chế độ ẩm trong phạm vi cho phép. Phải luôn chú ý công tác thoát nước trên mặt nền, nhất là trong trường hợp thi công vào mùa mưa. Mặt nền nên được thường xuyên tạo độ dốc cần thiết để thoát nước mặt tốt.

+ Hoàn thiện nền đường : Bao gồm các công tác : gạt đất thừa trên ta luy, san sửa mặt nền cho đúng cao độ thiết kế, đầm nén lại nếu cần thiết.

- Bước 2 : Thi công kết cấu áo đường

+ Thi công lớp cấp phối đá dăm : Lớp cấp phối đá dăm của kết cấu làm mới cần được thi công thành từng lớp, chiều dày không quá 18 cm.

+ Thi công các lớp bê tông nhựa: các lớp bê tông nhựa được thi công bằng bộ thiết bị chuyên dùng. Trước khi rải bê tông nhựa lên mặt lớp cấp phối đá dăm, và cả trong trường hợp rải lớp bê tông nhựa sau lên trên mặt lớp bê tông nhựa trước đã bị bám bẩn, cần tưới nhựa dính bám.

+ Công tác hoàn thiện : bao gồm các hạng mục : sơn, kẻ mặt đường, gắn đinh phản quang, lắp đặt tôn sóng, biển báo...

1.4 MỘT SỐ VẤN ĐỀ CẦN LƯU Ý KHI THI CÔNG

- Dọc tuyến có một số công trình kỹ thuật như cột điện lực, điện thoại. Trong tổ chức và tiến hành thi công cần lưu ý các biện pháp nhằm đảm bảo an toàn khai thác cho các công trình kỹ thuật này và cũng cần thường xuyên theo dõi, nếu phát hiện vướng mắc với các công trình kỹ thuật nêu trên cần thông báo ngay cho Tư Vấn Giám Sát, Ban Quan Lý Dự Án và Thiết Kế cùng phối hợp giải quyết.

- Do tuyến vừa thi công vừa phải đảm bảo giao thông nên trong quá trình thi công cần có các biện pháp đảm bảo an toàn và vệ sinh môi trường cần thiết. Việc thi công cần tiến hành theo dây chuyền, dứt điểm từng công đoạn. Không được phép kéo dài thời gian và chiều dài các công đoạn đó. Khi đào hố móng và thi công cống thoát nước hay khi mở rộng nền đường, thảm bê tông nhựa nhất thiết phải lắp đặt hệ thống cảnh giới để tạo hành lang an toàn để đảm bảo an toàn giao thông. Tổ chức việc điều phối giao thông ở những vị trí thắt hẹp mặt cắt ngang vào giờ cao điểm để gây tắc xe.

- Khi tiến hành thi công các hạng mục dưới nước cần phải đặc biệt lưu ý đến biện pháp đảm bảo an toàn và tránh gây ách tắc giao thông đường thủy.

- Phải phối hợp đồng bộ giữa trình tự thi công phần cầu và phần tuyến, thoát nước để tránh gây cản trở giữa các hạng mục thi công khác nhau và đảm bảo giao thông.

- Khi thi công đổ bê tông các khối đúc sẵn gờ lan can, cần xác định chính xác vị trí khối đỡ cột đèn và các lỗ chờ bu lông cột lan can.

- Công tác an toàn lao động, vệ sinh môi trường:

+ Phải sử dụng hệ thống điện thi công riêng, không dùng chung với khu dân cư.

+ Hạn chế tối đa việc thi công ban đêm để không ảnh hưởng đến sinh hoạt của khu vực dân cư xung quanh.

+ Vật liệu phế thải phải được di dời ngay sau khi thi công xong từng đợt về đồ đúng nơi quy định.

+ Không sử dụng cùng lúc nhiều thiết bị thi công có khả năng gây ồn như thiết bị khoan nhồi, máy ủi... trên khu vực nhỏ để hạn chế mức độ ồn.

1.5 TIẾN ĐỘ THI CÔNG

Dự kiến 24 tháng.

1.6 THIẾT BỊ THI CÔNG CHỦ YẾU

- Trạm trộn TEKA, công suất 25m³/h.

- Cần cẩu Linkbell 130: khả năng cẩu 130T.

- Cần cẩu KH – 300: khả năng cẩu 80T.

- Cần cẩu KH – 180: khả năng cẩu 70T.

- Cần cẩu KH – 150: khả năng cẩu 60T.

- Xe vận chuyển trộn bê tông.
- Xe xúc, xe ủi.
- Xà lan cầu nổi 110T.
- Máy bơm bê tông, các thiết bị phục vụ cho việc đổ bê tông.
- Máy phát điện ALLIS: chạy bằng dầu.
- Máy cắt sắt, máy uốn sắt.
- Máy thủy bình, máy toàn đạc điện tử, thước thủy, mia.
- Máy đầm HONDA, máy đầm điện.
- Máy hàn điện 220V, 380V.
- Máy khoan.
- Máy vệ sinh (sử dụng bàn chải sắt).
- Kịch (đội).
- Máy bơm nước.
- Thiết bị giàn phóng: sản xuất Việt Nam – Úc (1998)
 - + Mô tơ điện 20HP.
 - + Bồn dầu thủy lực.
 - + Quạt làm mát.
 - + Đường ray giàn phóng.
 - + Kịch (đội) ngang bằng thủy lực.
 - + Kịch (đội) đứng kéo cáp.
 - + Bàn điều khiển.
 - + Sàn công tác.
 - + Quay móc.
 - + Xe chuyên dùng.

1.7 TỔ CHỨC KHAI THÁC

1. Công tác quản lý

Công tác quản lý dự án chủ yếu là quản lý công tác khai thác, công tác duy tu, sửa chữa...

Việc quản lý khai thác và vận hành đề nghị bàn giao cho cơ quan quản lý của tỉnh thực hiện.

2. Công tác duy tu bảo dưỡng

- Công tác duy tu sửa chữa thường xuyên bao gồm: bảo dưỡng sửa chữa cầu, cống, nền – mặt đường và các công trình trên tuyến. Công tác này được thực hiện thường xuyên trong suốt quá trình khai thác như điều kiện làm việc của kết cấu móng, trụ, dầm cầu, bảo dưỡng gối cầu, sơn sửa lan can, gờ chắn... đối với đường đầu cầu thường xuyên kiểm tra để nhằm phát hiện nhanh nhất các hư hỏng, khuyết tật nhỏ...đảm bảo luôn được lưu thông tốt.

- Công tác trung tu: thực hiện định kỳ 5 năm/lần nhằm cải thiện điều kiện xe chạy.

- Công tác đại tu: thực hiện sau mỗi hai lần trung tu nhằm cải thiện tuổi thọ của công trình.

CHƯƠNG II

THIẾT KẾ THI CÔNG CHI TIẾT

2.1 TÍNH TOÁN CỌC VÁN THÉP:

2.1.1 Tính chiều dày lớp bê tông bọt đáy

Chiều dày lớp bê tông bọt đáy được xác định trên cơ sở trọng lượng bê tông, áp lực đẩy nổi của đất, ma sát giữa cọc và lớp bê tông.

Bề dày lớp bê tông bọt đáy được tính:

$$h \geq \frac{\Omega \times H \times \gamma_n}{(n \times \Omega \times \gamma_c + k \times U \times \tau) \times m} \geq 1$$

Trong đó:

$\Omega = 88 \text{ m}^2$ – Diện tích đáy hố móng.

$K = 6$ – Số cọc trong móng.

$U = 3.14 \text{ m}$ – Chu vi cọc.

$\tau = 20 \text{ T/m}^2$ – Lực ma sát giữa cọc với lớp bê tông bọt đáy.

$m = 0.9$ – Hệ số điều kiện làm việc.

$n = 0.9$ – Hệ số vượt tải.

$\gamma_c = 2.5 \text{ T/m}^3$ – Trọng lượng riêng của bê tông

$H = 8.107 \text{ m}$ – Chiều cao tính từ mực nước thi công đến đáy bệ.

$$h = \frac{88 \times 8.107 \times 1}{(0.9 \times 88 \times 2.5 + 6 \times 3.14 \times 20) \times 0.9} = 1.54 > 1$$

Vậy ta chọn lớp bê tông bọt đáy $h = 1.7 \text{ m}$

2.1.2 Tính toán chiều sâu đóng cọc ván thép:

- Đối với đất nằm trong nước ta tính theo dung trọng đẩy nổi

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + \varepsilon}$$

+ Δ là tỷ trọng của đất $\Delta = 2.7 \text{ (T/m}^3\text{)}$

+ γ_n là dung trọng của nước $\gamma_n = 1 \text{ (T/m}^3\text{)}$

+ ε là độ rỗng của từng lớp :

- Các hệ số

+ Hệ số vượt tải của áp lực đất chủ động : $n_a = 1.2$

$$\lambda_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

+ Hệ số vượt tải của áp lực đất bị động : $n_b = 0.8$

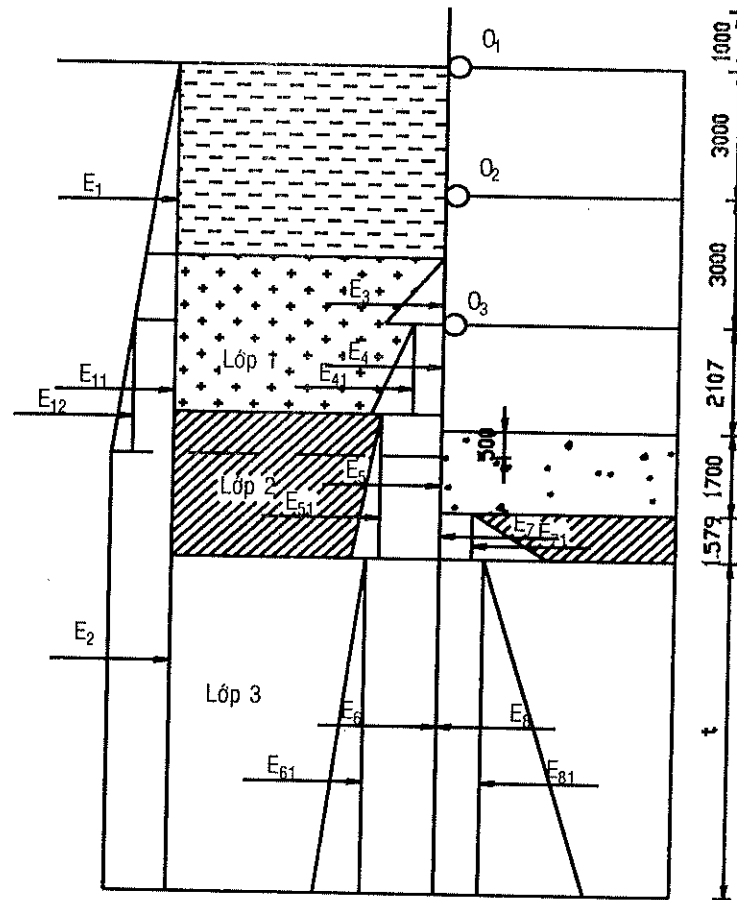
$$\lambda_b = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

+ Hệ số vượt tải của áp lực thủy tĩnh : $n = 1$

Lớp	h(m)	γ (T/m ³)	φ (độ)	Độ rỗng e	Lực đính	Đẩy nổi	Hs chủ động	Hs bị động
L1	3.9	1.53	3.883	2.155	0.58	0.539	0.87	1.14
L2	2.5	2.01	17.533	0.684	0.98	1.010	0.54	1.86

L3	4.1	2.05	20.117	0.57	1.81	1.083	0.49	2.04
L4	32.7	2.67	37	0.519	0	1.119	0.25	4.01

Sơ đồ tính vòng quay cọc ván thép 3 tầng có thanh chống ngang:



Phân tích lực:

- Áp lực thủy tĩnh gồm : E_1, E_{11}, E_{12}, E_2
- Áp lực đất chủ động gồm : $E_4, E_{41}, E_5, E_{51}, E_6, E_{61}$
- Áp lực đất bị động gồm : $E_3, E_7, E_{71}, E_8, E_{81}$
- Lực gây lật gồm : $E_{11}, E_{12}, E_2, E_4, E_{41}, E_5, E_{51}, E_6, E_{61}$
- Lực giữ gồm : $E_1, E_3, E_7, E_{71}, E_8, E_{81}$

Ta tính tính được áp lực (P) tác dụng vào ván khuôn :

- $P_1 = \gamma_n h_1 = 1 \times 6 = 6 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- $P_{11} = P_1 = 6 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- $P_{12} = \gamma_n h_{12} = 1 \times 2.607 = 2.607 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- $P_2 = P_{11} + P_{12} = 6 + 2.607 = 8.607 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- $$P_3 = \gamma_{dn1} \times h_3 \times \eta_b \times \lambda_{b1} + 2 \times C \times \sqrt{\lambda_{b1}}$$

$$= 0.539 \times 0.391 \times 0.8 \times 1.14 + 2 \times 0.58 \times \sqrt{1.14} = 1.433 \text{ (T/m}^2\text{)}$$
- $P_4 = \gamma_{dn1} \times h_3 \times \eta_a \times \lambda_{a2} = 0.539 \times 2.009 \times 1.2 \times 0.87 = 1.132 \text{ (T/m}^2\text{)}$

$$\begin{aligned}
 P_{41} &= \gamma_{dn1} \times h_4 \times \eta_a \times \lambda_{a1} - 2 \times C_1 \times \sqrt{\lambda_{a1}} \\
 &= 0.539 \times 2.009 \times 1.2 \times 0.87 - 2 \times 0.58 \times \sqrt{0.87} = 0.049 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_5 &= \gamma_{dn1} \times (h_3 + h_4) \times \eta_a \times \lambda_{a2} \\
 &= 0.539 \times (0.391 + 2.009) \times 1.2 \times 0.54 = 0.832 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{51} &= \gamma_{dn2} \times h_{51} \times \eta_a \times \lambda_{a2} - 2 \times C_2 \times \sqrt{\lambda_{a2}} \\
 &= 1.01 \times 3.5 \times 1.2 \times 0.54 - 2 \times 0.98 \times \sqrt{0.54} = 0.838 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_6 &= (\gamma_{dn1} \times h_1 + \gamma_{dn2} \times h_5) \times \eta_a \times \lambda_{a2} \\
 &= (0.539 \times 2.4 + 1.01 \times 3.5) \times 1.2 \times 0.54 = 2.824 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{61} &= \gamma_{dn3} \times h_{61} \times \eta_a \times \lambda_{a3} - 2 \times C_2 \times \sqrt{\lambda_{a2}} \\
 &= 1.083 \times t \times 1.2 \times 0.49 - 2 \times 1.083 \times \sqrt{0.49} = 0.633t - 2.528 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$P_7 = \gamma_{bt} \times h_{bt} = 1.5 \times 1.7 = 2.55 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned}
 P_{71} &= \gamma_{dn2} \times h_{71} \times \eta_b \times \lambda_{b2} + 2 \times C_2 \times \sqrt{\lambda_{b2}} \\
 &= 1.083 \times 1.579 \times 0.8 \times 1.86 + 2 \times 0.98 \times \sqrt{1.86} = 5.042 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_8 &= (\gamma_{bt} \times h_{bt} + \gamma_{dn2} \times h_7) \times \eta_b \times \lambda_{b3} \\
 &= (1.5 \times 1.7 + 1.01 \times 1.579) \times 0.8 \times 2.04 = 6.777 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{81} &= \gamma_{dn3} \times h_{81} \times \eta_b \times \lambda_{b3} + 2 \times C_3 \times \sqrt{\lambda_{b3}} \\
 &= 1.083 \times h \times 0.8 \times 2.04 + 2 \times 1.81 \times \sqrt{2.04} = 1.771t + 5.176 \text{ (T/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

Ta tính được các lực tác dụng lên ván khuôn như sau :

$$E_1 = \frac{1}{2} \times P_1 \times h_1 = \frac{1}{2} \times 6 \times 6 = 18 \text{ (T/m)}$$

$$E_{11} = P_{11} \times h_{11} = 6 \times 2.607 = 16.38 \text{ (T/m)}$$

$$E_{12} = \frac{1}{2} \times P_{12} \times h_{12} = \frac{1}{2} \times 2.607 \times 607 = 3.726 \text{ (T/m)}$$

$$E_2 = P_2 \times h_2 = 8.607 \times (h + 3.5) = 8.607h + 30.555 \text{ (T/m)}$$

$$E_3 = \frac{1}{2} \times P_3 \times h_3 = \frac{1}{2} \times 0.280 \times 1.433 = 0.280 \text{ (T/m)}$$

$$E_4 = P_4 \times h_4 = 1.132 \times 2.009 = 2.275 \text{ (T/m)}$$

- $E_{41} = \frac{1}{2} \times P_{41} \times h_{41} = \frac{1}{2} \times 0.049 \times 2.009 = 0.050 \text{ (T/m)}$
- $E_5 = P_5 \times h_5 = 0.832 \times 3.5 = 2.913 \text{ (T/m)}$
- $E_{51} = \frac{1}{2} \times P_{51} \times h_{51} = \frac{1}{2} \times 0.838 \times 3.5 = 1.467 \text{ (T/m)}$
- $E_6 = P_6 \times h_6 = 2.824 \times t = 2.824t \text{ (T/m)}$
- $E_{61} = \frac{1}{2} \times P_{61} \times h_{61} = \frac{1}{2} \times (0.633t - 2.528) \times t = 0.317t^2 - 1.264t \text{ (T/m)}$
- $E_7 = P_7 \times h_7 = 2.550 \times 1.579 = 4.026 \text{ (T/m)}$
- $E_{71} = \frac{1}{2} \times P_{71} \times h_{71} = \frac{1}{2} \times 5.042 \times 1.579 = 3.981 \text{ (T/m)}$
- $E_8 = P_8 \times h_8 = 6.777 \times h = 6.777h \text{ (T/m)}$
- $E_{81} = \frac{1}{2} \times P_{81} \times h_{81} = \frac{1}{2} \times (1.771h + 5.176) \times h = 0.885h^2 + 2.588h \text{ (T/m)}$

Cánh tay đòn :

- $Y_1 = \frac{1}{3} \times h_1 = \frac{1}{3} \times 6 = 2 \text{ (m)}$
- $Y_{11} = \frac{1}{2} \times h_{11} = \frac{1}{2} \times 2.607 = 1.3035 \text{ (m)}$
- $Y_{12} = \frac{2}{3} \times h_{12} = \frac{2}{3} \times 2.607 = 1.82 \text{ (m)}$
- $Y_2 = \frac{1}{2} \times (h + 3.5) + 3.5 + 2.009 = 0.5h + 7.259 \text{ (m)}$
- $Y_3 = \frac{1}{3} \times h_3 = \frac{2}{3} \times 0.391 = 0.130 \text{ (m)}$
- $Y_4 = \frac{1}{2} \times h_4 = \frac{1}{2} \times 2.009 = 1.005 \text{ (m)}$
- $Y_{41} = \frac{2}{3} \times h_{41} = \frac{2}{3} \times 2.009 = 1.339 \text{ (m)}$
- $Y_5 = \frac{1}{2} \times h_5 + h_4 = \frac{1}{2} \times 3.5 + 2.009 = 3.759 \text{ (m)}$
- $Y_{51} = \frac{2}{3} \times h_{51} + h_4 = \frac{2}{3} \times 3.5 + 2.009 = 4.342 \text{ (m)}$
- $Y_6 = \frac{1}{2} \times h_6 + h_4 + h_5 = \frac{1}{2} \times t + 2.009 + 3.5 = 0.5t + 5.509 \text{ (m)}$

$$- Y_{61} = \frac{2}{3} \times h_{61} + h_4 + h_5 = \frac{2}{3} \times t + 2.009 + 3.5 = 0.667t + 5.509 \text{ (m)}$$

$$- Y_7 = \frac{1}{2} \times h_7 + h_{bt} + 2.23 = \frac{1}{2} \times 1.579 + 1.7 + 2.23 = 4.720 \text{ (m)}$$

$$- Y_{71} = \frac{2}{3} \times h_{71} + h_{bt} + 2.23 = \frac{2}{3} \times 1.579 + 1.7 + 2.23 = 4.983 \text{ (m)}$$

$$- Y_8 = Y_6 = 0.5t + 5.509 \text{ (m)}$$

$$- Y_{81} = Y_{61} = 0.667h + 5.509 \text{ (m)}$$

Ta tính được các momen tác dụng lên ván khuôn như sau :

$$- M_1 = E_1 \times Y_1 = 18 \times 2 = 36 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{11} = E_{11} \times Y_{11} = 16.380 \times 1.3035 = 22.3587 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{12} = E_{12} \times Y_{12} = 3.726 \times 1.820 = 6.782 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_2 = E_2 \times Y_2 = (8.607h + 30.555) \times (0.5h + 7.259) \\ = 4.365h^2 + 78.649h + 221.799 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_3 = E_3 \times Y_3 = 0.280 \times 0.130 = 0.037 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_4 = E_4 \times Y_4 = 2.275 \times 1.005 = 2.285 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{41} = E_{41} \times Y_{41} = 0.050 \times 1.339 = 0.066 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_5 = E_5 \times Y_5 = 2.913 \times 3.759 = 10.948 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{51} = E_{51} \times Y_{51} = 1.467 \times 4.342 = 6.371 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_6 = E_6 \times Y_6 = 2.824h \times (0.5h + 5.509) = 1.412h^2 + 15.555h \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{61} = E_{61} \times Y_{61} = (0.317t^2 - 1.264t) \times (0.667t + 5.509) \\ = 0.211t^3 + 0.902t^2 - 6.962t \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_7 = E_7 \times Y_7 = 4.026 \times 4.720 = 19.003 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{71} = E_{71} \times Y_{71} = 3.981 \times 4.983 = 19.835 \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_8 = E_8 \times Y_8 = 6.777t \times (0.5t + 5.509) = 3.389t^2 + 37.335t \text{ (Tm / m)}$$

$$- M_{81} = E_{81} \times Y_{81} = (0.885t^2 + 2.588t) \times (0.667t + 5.509) \\ = 0.590t^3 + 6.603t^2 + 14.257t \text{ (Tm / m)}$$

Tổng momen gây lật:

$$\Sigma M_{lật} = M_2 + M_4 + M_{41} + M_5 + M_{51} + M_6 + M_{61} \\ = 0.211t^3 + 6.679t^2 + 87.241t + 270.611$$

Tổng momen giữ:

$$\begin{aligned}\Sigma M_{\text{giữ}} &= M_1 + M_{21} + M_3 + M_7 + M_{71} + M_8 + M_{81} \\ &= 0.590t^3 + 9.992t^2 + 51.592t + 74.874\end{aligned}$$

Điều kiện ổn định:

$$\Sigma M_{\text{lật}} \leq m \Sigma M_{\text{giữ}}$$

Trong đó: m là hệ số điều kiện làm việc. Mũi cọc ván ngấp vào lớp đất sét nên lấy $m = 0.95$

$$\Sigma M_{\text{lật}} \leq m \Sigma M_{\text{giữ}}$$

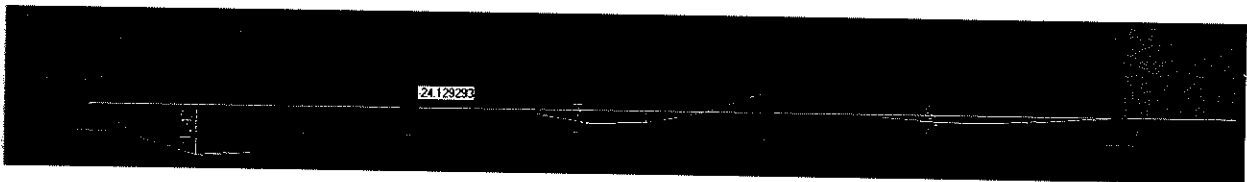
$$\begin{aligned}\Leftrightarrow & 0.211t^3 + 6.679t^2 + 87.241t + 270.611 \\ & \leq 0.95 \times (0.590t^3 + 9.992t^2 + 51.592t + 74.874)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Leftrightarrow & 0.211t^3 + 6.679t^2 + 87.241t + 270.611 \\ & \leq 0.561t^3 + 9.492t^2 + 49.012t + 71.130\end{aligned}$$

$$\Leftrightarrow 0.350t^3 + 2.813t^2 + -38.229t - 199.481 \geq 0$$

$$\Rightarrow t = 3.72$$

$\Rightarrow$ Vậy ta chọn chiều sâu cọc ván thép ngàm vào lớp 3 là $h = 3.8 \text{ m}$

2.1.3 Tính toán cọc ván thép theo điều kiện cường độ:

$$M_{u \max} = 24.13 \text{ T.m}$$

Chọn cọc ván thép Larssen L-IV có mô men kháng uốn $W_x = 2200 \text{ cm}^3$.

Kiểm tra:

$$\sigma = \frac{M_{u \max}}{W_x} = \frac{24.13 \times 10^5}{2200} = 1096.81 \text{ KG / cm}^2 < R = 2800 \Rightarrow \text{thỏa điều kiện}$$

2.2 TÍNH TOÁN VÁN KHUÔN TRỤ T2**2.2.1 Các số liệu tính toán**

Cao độ đỉnh trụ :	+ 26.673 m
Cao độ đáy trụ :	+15.173 m
Cao độ đáy đài :	+13.1730m
Cao độ mực nước thi công :	+ 21.28m
Cao độ đáy sông :	+ 15.14m
Chiều rộng móng :	6 m
Chiều dài móng :	9 m

2.2.2 Chọn loại ván khuôn :

- Ta sử dụng loại ván khuôn bằng thép có độ dày là 5mm.
- Nẹp đứng và nẹp ngang ta sử dụng thép hình L75× 75 × 5.

2.2.3 Tính toán ván khuôn bộ trụ**2.2.3.1 Chọn đầm rung:**

- Dùng đầm rung có các thông số sau:
 - + Bán kính ảnh hưởng của đầm rung : $R = 100\text{cm}$.
 - + Bước di chuyển của dùi không quá $1.5R = 1.5\text{m}$.

- Chọn máy trộn bê tông:

+ Năng suất của máy trộn:

$$N = V_{sx} \times f \times n_{ck} \times K_{tg}$$

Trong đó :

V_{sx} : dung tích sản xuất của thùng trộn, $V = 1\text{m}^3$

f : hệ số xuất liệu, $f = 0.7$.

$K_{tg} = 0.8$: hệ số sử dụng thời gian.

$$n_{ck} = \frac{3600}{t_{ck}} : \text{số mẻ trộn được trong một giờ}$$

$$t_{ck} = t_1 + t_2 + t_3$$

□ t_1 : thời gian đổ vật liệu vào thùng, $t_1 = 20(\text{s})$

□ t_2 : thời gian trộn vật liệu, $t_2 = 150(\text{s})$

□ t_3 : thời gian đổ bê tông ra, $t_3 = 20(\text{s})$

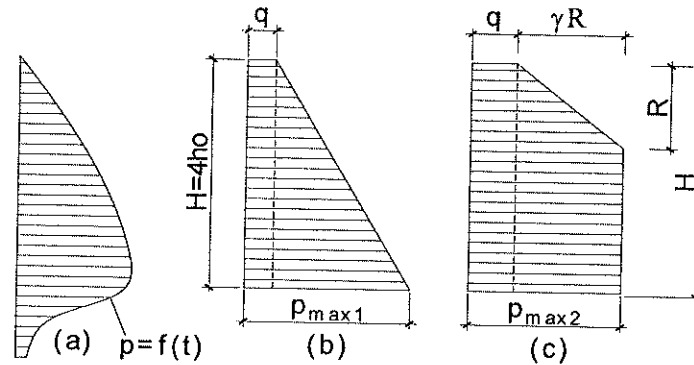
$$n_{ck} = \frac{3600}{20 + 20 + 150} = 18.95$$

$$\Rightarrow n_{ck} = 19 \text{ (mẻ trộn/h)}.$$

$$\Rightarrow N = 1 \times 0.7 \times 19 \times 0.8 = 10.64 (\text{m}^3 / \text{h})$$

2.2.3.2 Chiều cao của bê tông tác dụng lên ván khuôn:

- Ván khuôn chịu áp lực của bê tông tươi. Cường độ áp lực có thể thay đổi trong phạm vi lớn, phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau như độ sụt của bê tông, trọng lượng cốt thép phương pháp đổ và đầm bê tông.
- Trong quá trình đầm bê tông cường độ áp lực ngang tại vùng ảnh hưởng của đầm sẽ tăng lên.
- Áp lực bê tông tươi thay đổi rõ rệt khi thay đổi công cụ và phương pháp đầm. Trong quá trình đông kết thì áp lực của bê tông sẽ giảm dần và sau một thời gian bê tông hình thành cường độ thì áp lực đó mất đi hoàn toàn. Song ứng suất và biến dạng trong các bộ phận của ván khuôn do áp lực ngang của bê tông tươi gây ra vẫn giữ nguyên.
- Hỗn hợp bê tông tươi được tác dụng của đầm rung có tác dụng như đất á cát bão hòa, không có kết dính, chiều cao H của biểu đồ áp lực ngang phụ thuộc vào thời gian đông kết và chiều cao của lớp bê tông tươi.



(a): áp lực bê tông giả định (theo lý thuyết)

(b): áp lực khi không đầm rung

(c): áp lực bê tông khi dùng đầm rung

- Tốc độ tăng chiều cao lớp bê tông ván khuôn phụ thuộc vào công suất máy trộn và diện tích đổ bê tông. Thời gian đông kết của bê tông phụ thuộc vào chất lượng xi măng, các tạp chất hóa học, nhiệt độ không khí và các yếu tố khác. Khi tính ván khuôn ta lấy thời gian đông kết là $4h_0$ kể từ lúc trộn. như vậy chiều cao $H=4h_0$

Với h_0 : Chiều cao của lớp bê tông đổ trong 1 giờ

$$h_0 = \frac{N}{F} = \frac{2 \times 10.64}{12 \times 6} = 0.2956 \text{ m (Dùng 2 máy trộn bê tông)}$$

Trong đó:

F : Diện tích đổ bê tông. $F = 12 \times 6 = 72 \text{ (m}^2\text{)}$

N: Năng suất của máy trộn bê tông có dung tích thùng trộn 1m^3 .

$N = 10.64 \text{ (m}^3\text{/h)}$

$$\Rightarrow H = 4 \times h_0 = 4 \times 0.2956 = 1.182 \text{ (m)}$$

2.2.3.3 Áp lực ngang của bê tông tươi tác dụng lên ván khuôn:

- Do sử dụng đầm rung khi đổ bê tông tươi nằm trong vùng tác động của đầm có những tính chất gần đồng với tính chất của chất lỏng có nghĩa là sự liên kết giữa các phân tử bị phá vỡ, hỗn hợp bê tông trong vùng này hoàn toàn lỏng và gây ra một áp lực ngang lên ván khuôn giống như áp lực thủy tĩnh của nước.
- Áp lực của hỗn hợp bê tông phía dưới vùng tác động của đầm phụ thuộc vào độ sệt và các tính chất khác của hỗn hợp, song trị số áp lực này không thể lớn hơn giá trị cực đại của áp lực bê tông trong vùng bị tác động của đầm. Vì thế có thể lấy bằng giá trị cực đại nói trên, khi đổ bê tông những kết cấu lớn hoặc tường móng mà dùng đầm thì áp lực ngang của bê tông được tính theo công thức sau:

$$P_{\max} = (q + \gamma \times R) \times n$$

Trong đó :

+ $q = 400 \text{ (kG/m}^2\text{)}$: áp lực xung kích do đổ bê tông.

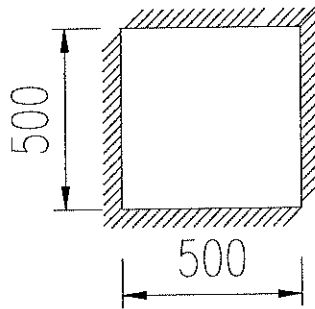
+ $\gamma = 2500 \text{ (kG/m}^3\text{)}$: trọng lượng riêng của bê tông.

+ $R = 1.0 \text{ (m)}$: bán kính tác động của đầm.

+ $n = 1.3$: hệ số vượt tải.

$$\Rightarrow P_{\max} = (400 + 2500 \times 1) \times 1.3 = 3770 \text{ (kG / m}^2\text{)}$$

2.2.3.4 Kiểm toán tôn l t:



B n thép của v n khuôn được t nh theo b n k  bốn cạnh ng m cứng v o momen uốn lớn nhất tại giữa nhịp và được x c định theo công thức :

- Momen uốn tại trọng tâm của   s n (axb)

$$M_{\max}^u = \alpha \times n \times P_{\text{td}} \times a^2$$

Trong đ  :

+ α :   hệ số phụ thuộc v o tỷ số a/b . Ta c  $a/b = 0.5/0.5 = 1$

=> tra b ng 2.1/62 s ch thi công cầu v i hệ số ($a/b=1$)

Ta c  $\alpha = 0.0513$

+ P_{qd} :  p lực ngang qui đ i tr n chiều cao biểu đ   p lực.

$$P_{\text{td}} = \frac{F_{\text{td}}}{H}$$

Trong đ  :

F_{td} : Diện t ch biểu đ   p lực

$$\begin{aligned} F_{\text{td}} &= P_{\max} \times (H - R) + \frac{1}{2} \times (q + P_{\max}) \times R \\ &= 3770 \times (1.1822 - 1) + \frac{1}{2} \times (400 + 3770) \times 1 \\ &= 2772 \text{ (kG / m)} \end{aligned}$$

$$\rightarrow P_{\text{td}} = \frac{F_{\text{td}}}{H} = \frac{2772}{1.1822} = 2344.7 \text{ kG / m}^2$$

$$\rightarrow M_{\max}^u = 0.0513 \times 1.3 \times 2344.7 \times 0.5^2 = 39.092 \text{ (kG.m)}$$

Momem kh ng uốn của 1m bề rộng t m thép b n:

$$W_x = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 0.4^2}{6} = 2.67 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Kiểm tra cường đ  của b n thép:

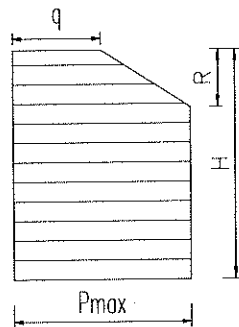
Điều kiện:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

Trong đ :

+ R_u :   cường đ  t nh to n của thép khi chịu uốn, $R_u = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{39.092 \times 10^2}{2.67} = 1466.96 \leq R_u = 2100 \text{ (kG / cm}^2\text{)}$$



- Kiểm tra độ võng của thép bản:

$$f = \beta \times \frac{P_{td} \times a^4}{E \times \delta^3} \leq [f] = \frac{1}{250} \text{ (đối với mặt bên)}$$

Trong đó:

+ P_{td} : áp lực quy đổi không tính lực xung kích

+ β là hệ số phụ thuộc tỷ số $a/b = 0.5/0.5 = 1$

=> tra bảng 2.1/62 sách thi công cầu với hệ số ($a/b=1$)

Ta có:

$$\square \beta = 0.0138$$

$$\square a = 50\text{cm}$$

$$\square \delta = 0.4\text{cm} \text{ chiều dày của thép bản.}$$

$$\square E \text{ là modum đàn hồi } E = 2.1 \times 10^6 (\text{kG/cm}^2)$$

$$f = 0.0138 \times \frac{0.234472 \times 50^4}{2.1 \times 10^6 \times 0.4^3} = 0.15 \text{ cm}$$

$$[f] = \frac{1}{250} = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f = 0.15 < [f] = 0.4$$

=> Vậy điều kiện được thỏa mãn.

2.2.3.5 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn ngang:

- Các thép sườn ngang được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng
- Thép sườn ngang chịu áp lực của bê tông lớn nhất cả chiều dài thanh thép. Vì vậy momen uốn ở các tiết diện của nó (trên 1m bề rộng) được xác định theo công thức sau:

$$M''_{\max} = nq_1 \left(\frac{a^2 - b^2}{8} \right) + nq \frac{b^2}{12} = nP_{\max} b \left(\frac{3a^2 - b^2}{24} \right)$$

Trong đó:

+ a: Khoảng cách giữa các thép sườn đứng $a = 500\text{mm} = 0.5\text{m}$

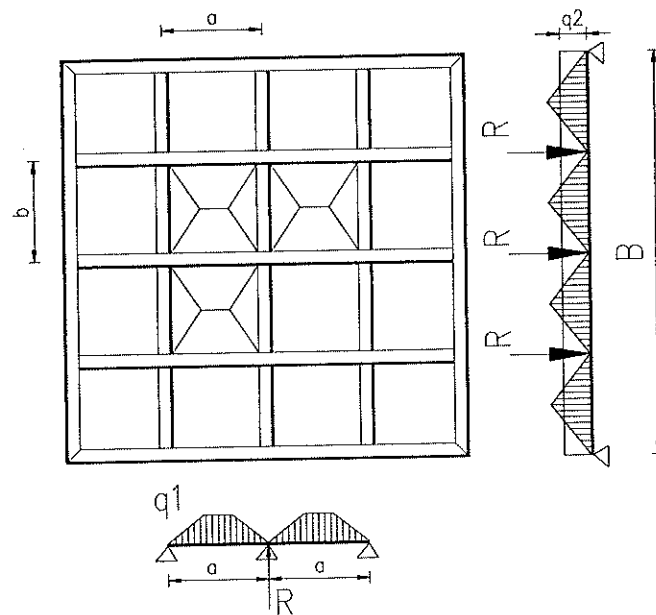
+ b: Khoảng cách giữa các thép sườn ngang $b = 500\text{mm} = 0.5\text{m}$

+ $P_{\max}$: Áp lực lớp nhất của bê tông tác dụng lên sườn ngang.

+ $q_1 = P_{\max} \times b$

- Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M''_{\max} = n \times P_{\max} \times b \times \left(\frac{3 \times a^2 - b^2}{24} \right) = 1.3 \times 3770 \times 0.5 \times \left(\frac{3 \times 0.5^2 - 0.5^2}{24} \right) = 51.05 (\text{kG.m})$$



Hình : Sơ đồ tính sườn ngang và sườn dọc của tấm ván đơn của ván khuôn thép số 1.

- Chọn thép sườn ngang là loại thép góc L75x75x5 có các thông số sau đây:

$$\begin{aligned}
 &+ F = 7.39 \text{ cm}^2 \\
 &+ J_x = 39.5 \text{ cm}^4 \\
 &+ i_x = 2.31 \text{ cm} \\
 &+ W_x = 17.1 \text{ cm}^3 \\
 &+ z = 2.02 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Kiểm tra điều kiện về cường độ:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

+ R_u : là cường độ của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{51.05 \times 10^2}{17.1} = 298.55 (\text{kG/cm}^2) \leq R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$$

$\Rightarrow$ Vậy điều kiện cường độ của thép sườn ngang được thỏa mãn

2.2.3.6 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn đứng:

- Các thép sườn đứng được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng
- Lực phân bố có hình răng cưa gồm các biểu đồ tam giác cân chiều rộng đáy b và chiều cao là $P_{\text{td}} \cdot b$ để đơn giản ta quy đổi về hình chữ nhật.

$$q_2 = \frac{P_{\text{td}} \times b}{2} = \frac{2344.72 \times 0.5}{2} = 586.18 (\text{kG/m})$$

$$R = q_1 \times (2a - b) = P_{\max} \times b \times (2a - b) = 3770 \times 0.5 \times (2 \times 0.5 - 0.5) = 942.5 (\text{kN})$$

- Momen uốn tại giữa nhịp được xác định theo công thức sau đây;

$$M''_{\max} = nR \left[\frac{B(i-1)}{4} - b \left(\frac{i^2}{4} - \frac{i+3}{8} \right) \right] + nq_2 \frac{B^2}{8}$$

Trong đó:

+ i : là số khoang trong chiều rộng $B \Rightarrow i = 4$

- Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M_{\max}^n = 1.3 \times 942.5 \times \left[\frac{2 \times (4-1)}{4} - 0.5 \times \left(\frac{4^2}{4} - \frac{4+3}{8} \right) \right] + 1.3 \times 586.18 \times \frac{2^2}{8}$$

$$= 304.44 (\text{kG.m})$$

- Kiểm tra điều kiện về cường độ:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

+ R_u : là cường độ của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

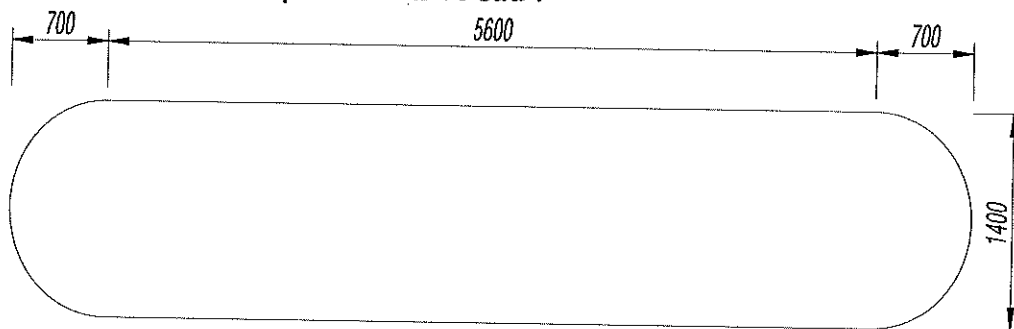
$$\sigma_{\max} = \frac{304.44 \times 10^2}{17.1} = 1780.34 \leq R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$$

$\Rightarrow$ Vậy điều kiện cường độ của thép sườn đứng được thỏa mãn

2.2.4 Tính toán ván khuôn thân trụ:

2.2.4.1 Cấu tạo ván khuôn thân trụ:

- Sử dụng ván khuôn lắp ghép bằng thép có chiều dày 5mm.
- Các nẹp đứng và ngang được làm bằng thép hình L75x75x5mm.
- Diện tích mặt cắt ngang thân trụ $F = 9.38 \text{ m}^2$.
- Kích thước trụ như hình vẽ sau :



2.2.4.2. Tính toán ván khuôn II:

2.2.4.2.1 Kiểm toán tôn lát:

- Dùng máy trộn bê tông dung tích 1 m^3 có năng suất $N = 10.64 (\text{m}^3/\text{h})$
- Chiều cao của bê tông đổ trong một giờ là:

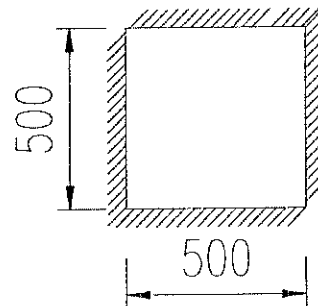
$$h = \frac{N}{F} = \frac{10.64}{3 \times 3 + \pi \times 1.5^2} = 0.66 (\text{m})$$

$$\Rightarrow H = 4 \times h = 4 \times 0.66 = 2.65 (\text{m})$$

Xác định áp lực của bê tông tươi:

$$\Rightarrow P_{\max} = n \times (q + \gamma_{bt} \times R) = 1.3 \times (400 + 2500 \times 1) = 3770 (\text{kG/m}^2)$$

Bản thép của ván khuôn được tính theo bản kê bốn cạnh ngàm cứng vào momen uốn lớn nhất tại giữa nhịp và được xác định theo công thức :



- Momen uốn tại trọng tâm của ô sườn (axb)

$$M_{\max}^u = \alpha \times n \times P_{td} \times a^2$$

Trong đó :

+ α : là hệ số phụ thuộc vào tỷ số a/b . Ta có $a/b = 0.5/0.5 = 1$

=> tra bảng 2.1/62 sách thi công cầu với hệ số ($a/b=1$)

Ta có $\alpha = 0.0513$

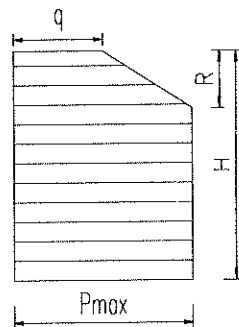
+ P_{td} : áp lực ngang qui đổi trên chiều cao biểu đồ áp lực.

$$P_{td} = \frac{F_{td}}{H}$$

Trong đó :

F_{td} : Diện tích biểu đồ áp lực

$$\begin{aligned} F_{td} &= P_{\max} \times (H - R) + \frac{1}{2} \times (q + P_{\max}) \times R \\ &= 3770 \times (2.65 - 1) + \frac{1}{2} \times (400 + 3770) \times 1 \\ &= 8302.63 \text{ (kG / m)} \end{aligned}$$



$$\rightarrow P_{td} = \frac{F_{td}}{H} = \frac{8302.63}{2.65} = 3133.97 \text{ (kG / m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow M_{\max}^u = 0.0513 \times 1.3 \times 3133.97 \times 0.5^2 = 52.25 \text{ (kG.m)}$$

Momem kháng uốn của 1m bề rộng tấm thép bản:

$$W_x = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 0.4^2}{6} = 2.67 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Kiểm tra cường độ của bản thép:

Điều kiện:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

Trong đó:

+ R_u : là cường độ tính toán của thép khi chịu uốn, $R_u = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{52.25 \times 10^2}{2.67} = 1959.42 \leq R_u = 2100 \text{ (kG / cm}^2\text{)}$$

- Kiểm tra độ võng của thép bản:

$$f = \beta \times \frac{P_{td} \times a^4}{E \times \delta^3} \leq [f] = \frac{l}{250} \text{ (đối với mặt bên)}$$

Trong đó:

+ P_{td} : áp lực quy đổi không tính lực xung kích

+ β là hệ số phụ thuộc tỷ số $a/b = 0.5/0.5 = 1$

=> tra bảng 2.1/62 sách thi công cầu với hệ số ($a/b=1$)

Ta có :

$$\square \beta = 0.0138$$

$$\square a = 50\text{cm}$$

$$\square \delta = 0.4\text{cm} \text{ chiều dày của thép bản.}$$

$$\square E \text{ là modum đàn hồi } E = 2.1 \times 10^6 (\text{kG/cm}^2)$$

$$f = 0.0138 \times \frac{0.313397 \times 50^4}{2.1 \times 10^6 \times 0.4^3} = 0.201\text{cm}$$

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{100}{250} = 0.4\text{cm}$$

$$\rightarrow f = 0.201 < [f] = 0.4$$

=> Vậy điều kiện được thỏa mãn.

2.2.4.2.2 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn ngang:

- Các thép sườn ngang được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng
- Thép sườn ngang chịu áp lực của bê tông lớn nhất cả chiều dài thanh thép. Vì vậy momen uốn ở các tiết diện của nó (trên 1m bề rộng) được xác định theo công thức sau:

$$M''_{\max} = nq_1 \left(\frac{a^2 - b^2}{8} \right) + nq \frac{b^2}{12} = nP_{\max} b \left(\frac{3a^2 - b^2}{24} \right)$$

Trong đó:

+ a: Khoảng cách giữa các thép sườn đứng $a=500\text{mm} = 0.5\text{m}$

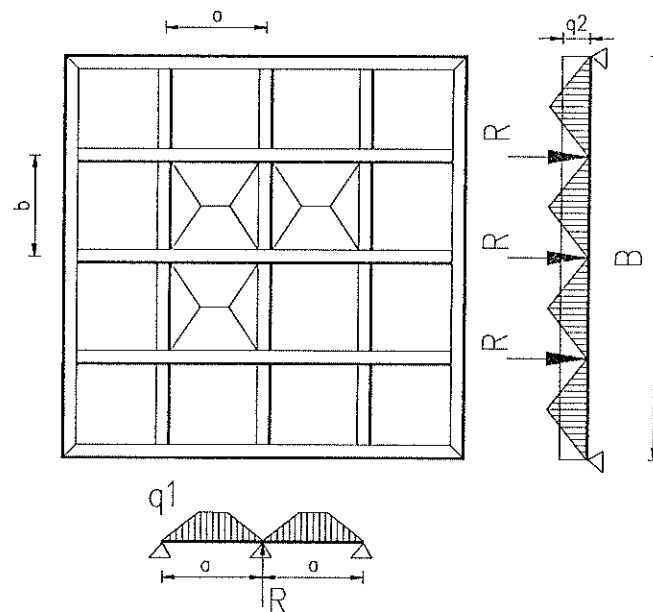
+ b: Khoảng cách giữa các thép sườn ngang $b=500\text{mm} = 0.5\text{m}$

+ $P_{\max}$: Áp lực lớp nhất của bê tông tác dụng lên sườn ngang.

+ $q_1 = P_{\max} \times b$

- Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M''_{\max} = n \times P_{\max} \times b \times \left(\frac{3 \times a^2 - b^2}{24} \right) = 1.3 \times 3770 \times 0.5 \times \left(\frac{3 \times 0.5^2 - 0.5^2}{24} \right) = 51.05 (\text{kG.m})$$



Hình : Sơ đồ tính sườn ngang và sườn dọc của tấm ván đơn của ván khuôn thép số 1.

- Chọn thép sườn ngang là loại thép góc L75x75x5 có các thông số sau đây:

$$\begin{aligned}
 &+ F = 7.39 \text{ cm}^2 \\
 &+ J_x = 39.5 \text{ cm}^4 \\
 &+ i_x = 2.31 \text{ cm} \\
 &+ W_x = 17.1 \text{ cm}^3 \\
 &+ z = 2.02 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- Kiểm tra điều kiện về cường độ:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

+ R_u : là cường độ của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{51.05 \times 10^2}{17.1} = 298.55 (\text{kG/cm}^2) \leq R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$$

=> Vậy điều kiện cường độ của thép sườn ngang được thỏa mãn

2.2.4.2.3 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn đứng:

- Các thép sườn đứng được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng
- Lực phân bố có hình răng cưa gồm các biểu đồ tam giác cân chiều rộng đáy b và chiều cao là $P_{td} \cdot b$ để đơn giản ta quy đổi về hình chữ nhật.

$$q_2 = \frac{P_{td} \times b}{2} = \frac{3133.97 \times 0.5}{2} = 783.492 (\text{kG/m})$$

$$R = q_1 \times (2a - b) = P_{\max} \times b \times (2a - b) = 3770 \times 0.5 \times (2 \times 0.5 - 0.5) = 942.5 (\text{kN})$$

- Momen uốn tại giữa nhịp được xác định theo công thức sau đây;

$$M''_{\max} = nR \left[\frac{B(i-1)}{4} - b \left(\frac{i^2}{4} - \frac{i+3}{8} \right) \right] + nq_2 \frac{B^2}{8}$$

Trong đó:

+ i : là số khoang trong chiều rộng $B \Rightarrow i = 3$

- Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M_{\max}'' = 1.3 \times 942.5 \times \left[\frac{2 \times (3-1)}{4} - 0.5 \times \left(\frac{3^2}{4} - \frac{3+3}{8} \right) \right] + 1.3 \times 783.492 \times \frac{1.5^2}{8}$$

$$= 286.46 (\text{kG.m})$$

- Kiểm tra điều kiện về cường độ:

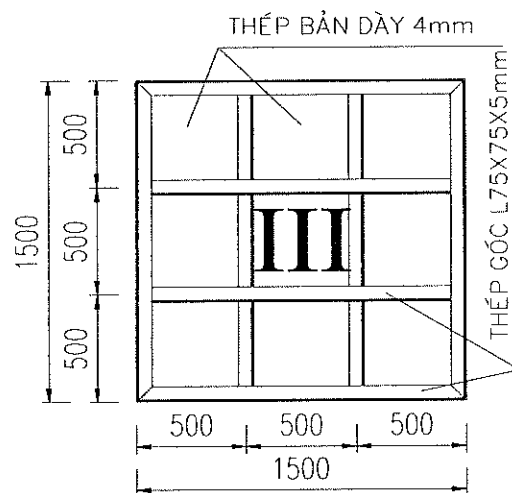
$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

+ R_u : là cường độ của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

$$\sigma_{\max} = \frac{286.46 \times 10^2}{17.1} = 1675.23 \leq R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$$

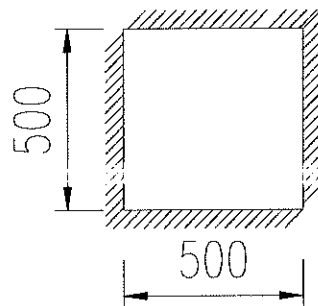
$\Rightarrow$ Vậy điều kiện cường độ của thép sườn đứng được thỏa mãn

2.2.4.3 Tính toán ván khuôn III:



2.2.4.3.1 Kiểm toán tôn lát:

Bản thép của ván khuôn được tính theo bản kê bốn cạnh ngàm cứng vào momen uốn lớn nhất tại giữa nhịp và được xác định theo công thức :



- Momen uốn tại trọng tâm của ô sườn (axb)

$$M_{\max}'' = \alpha \times n \times P_{\text{id}} \times a^2$$

Trong đó :

+ α : là hệ số phụ thuộc vào tỷ số a/b . Ta có $a/b = 0.5/0.5 = 1$

$\Rightarrow$ tra bảng 2.1/62 sách thi công cầu với hệ số ($a/b=1$)

Ta có $\alpha = 0.0513$

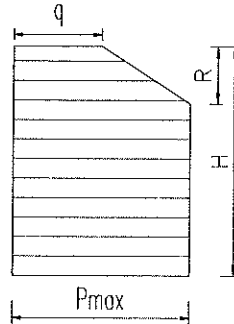
+ P_{id} : áp lực ngang qui đổi trên chiều cao biểu đồ áp lực.

$$P_{\text{id}} = \frac{F_{\text{id}}}{H}$$

Trong đó :

F_{id} : Diện tích biểu đồ áp lực

$$\begin{aligned} F_{\text{id}} &= P_{\max} \times (H - R) + \frac{1}{2} \times (q + P_{\max}) \times R \\ &= 3770 \times (2.65 - 1) + \frac{1}{2} \times (400 + 3770) \times 1 \\ &= 8302.63 (\text{kG} / \text{m}) \end{aligned}$$



$$\rightarrow P_{\text{id}} = \frac{F_{\text{id}}}{H} = \frac{8302.63}{2.65} = 3133.97 (\text{kG} / \text{m}^2)$$

$$\rightarrow M_{\max}'' = 0.0513 \times 1.3 \times 3133.97 \times 0.5^2 = 52.25 (\text{kG.m})$$

Momem kháng uốn của 1m bề rộng tấm thép bản:

$$W_x = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{100 \times 0.4^2}{6} = 2.67 (\text{cm}^2)$$

Kiểm tra cường độ của bản thép:

Điều kiện:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_u$$

Trong đó:

+ R_u : là cường độ tính toán của thép khi chịu uốn, $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{52.25 \times 10^2}{2.67} = 1959.42 \leq R_u = 2100 (\text{kG} / \text{cm}^2)$$

- Kiểm tra độ võng của thép bản:

$$f = \beta \times \frac{P_{\text{id}} \times a^4}{E \times \delta^3} \leq [f] = \frac{1}{250} \text{ (đối với mặt bên)}$$

Trong đó:

+ P_{id} : áp lực quy đổi không tính lực xung kích

+ β là hệ số phụ thuộc tỷ số $a/b = 0.5/0.5 = 1$

$\Rightarrow$ tra bảng 2.1/62 sách thi công cầu với hệ số ($a/b=1$)

Ta có :

$$\square \beta = 0.0138$$

$$\square a = 50 \text{cm}$$

$$\square \delta = 0.4 \text{cm} \text{ chiều dày của thép bản.}$$

$$\square E \text{ là modum đàn hồi } E = 2.1 \times 10^6 (\text{kG/cm}^2)$$

$$f = 0.0138 \times \frac{0.313397 \times 50^4}{2.1 \times 10^6 \times 0.4^3} = 0.201 \text{ cm}$$

$$[f] = \frac{1}{250} = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f = 0.201 < [f] = 0.4$$

$\Rightarrow$ Vậy điều kiện được thỏa mãn.

2.2.4.3.2 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn ngang:

- Các thép sườn ngang được xem như là dầm liên tục kê trên các gối là các thép sườn đứng
- Thép sườn ngang chịu áp lực của bê tông lớn nhất cả chiều dài thanh thép. Vì vậy momen uốn ở các tiết diện của nó (trên 1m bề rộng) được xác định theo công thức sau:

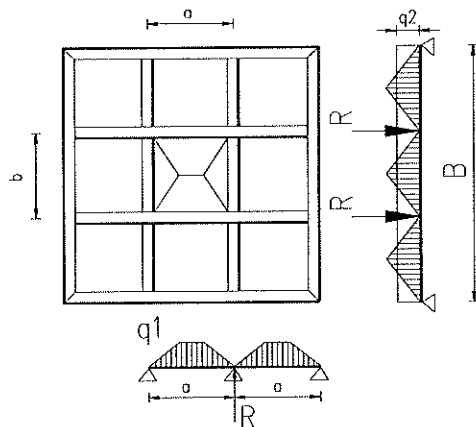
$$M''_{\max} = nq_1 \left(\frac{a^2 - b^2}{8} \right) + nq \frac{b^2}{12} = nP_{\max} b \left(\frac{3a^2 - b^2}{24} \right)$$

Trong đó:

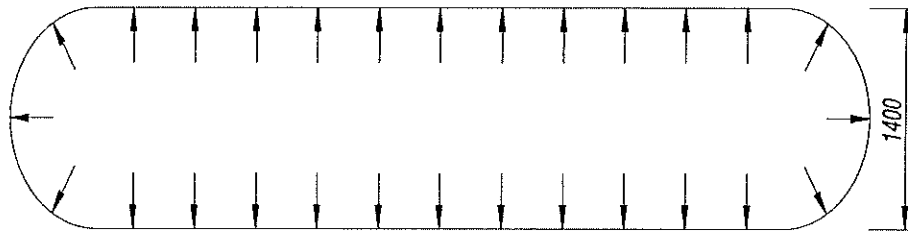
- + a: Khoảng cách giữa các thép sườn đứng $a = 500 \text{ mm} = 0.5 \text{ m}$
- + b: Khoảng cách giữa các thép sườn ngang $b = 500 \text{ mm} = 0.5 \text{ m}$
- + $P_{\max}$: Áp lực lớp nhất của bê tông tác dụng lên sườn ngang.
- + $q_1 = P_{\max} \times b$
- Momen lớn nhất tại giữa nhịp là:

$$M''_{\max} = n \times P_{\max} \times b \times \left(\frac{3 \times a^2 - b^2}{24} \right) = 1.3 \times 3770 \times 0.5 \times \left(\frac{3 \times 0.5^2 - 0.5^2}{24} \right)$$

$$= 51.05 (\text{kG.m})$$



Hình : Sơ đồ tính sườn ngang và sườn dọc của tấm ván đơn của ván khuôn thép số 3
Ta chọn ván khuôn hình bán nguyệt bằng thép sàn ngang, còn chịu tác dụng của lực dọc N lên vòng ván khuôn.



$$N = S = \frac{n \times r \times D}{2} = \frac{n \times P_{\max} \times a \times D}{2} = \frac{1.3 \times 3770 \times 0.5 \times 1.4}{2} = 1715.35 (\text{kG})$$

$$H > 2a \Rightarrow r = P_{\max} \times a$$

Ứng suất pháp tác dụng lên tấm thép :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} + \frac{N}{F}$$

. Chọn thép sườn ngang là loại thép góc L75x75x5 có các thông số sau đây:

$$+ F = 7.39 \text{ cm}^2$$

$$+ J_x = 39.5 \text{ cm}^4$$

$$+ i_x = 2.31 \text{ cm}$$

$$+ W_x = 17.1 \text{ cm}^3$$

$$+ z = 2.02 \text{ cm}$$

- Kiểm tra điều kiện về cường độ:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} + \frac{N}{F} \leq R_u$$

+ R_u : là cường độ của thép khi chịu uốn: $R_u = 2100 (\text{kG/cm}^2)$

$$\sigma_{\max} = \frac{51.05 \times 10^2}{17.1} + \frac{1715.35}{7.39} = 530.656 (\text{kG / cm}^2) \leq R_u = 2100 (\text{kG / cm}^2)$$

=> Vậy điều kiện cường độ của thép sườn ngang được thỏa mãn

+ Kiểm tra độ võng của thép sườn ngang.

$$f = \frac{P_{lc} \times a^4}{127 \times E \times J}$$

Trong đó : $P_{lc} = P_{\max} \times a = 3770 \times 0.5 = 1885 (\text{kG / m}^2)$

$$J = J_{\max} = 39.5 (\text{cm}^4)$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Suy ra } f = \frac{1885 \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 39.5} = 0.011 \text{ cm} \leq [f] = \frac{a}{250} = \frac{50}{250} = 0.2 \text{ cm}$$

=> Vậy thỏa mãn điều kiện độ võng.

2.2.4.3.3 Kiểm toán khả năng chịu lực của thép sườn đứng:

Thép sườn đứng chịu tải trọng :

$$P_{tt} = P_{\max} \times a = 3770 \times 0.5 = 1885 (\text{kG / m})$$

Trong đó : $P_{\max}$ là áp lực ngang lớn nhất của bê tông tươi.

$$\Rightarrow P_{\max} = n \times (q + \gamma_{bt} \times R) = 1.3 \times (400 + 2500 \times 1) = 3770 (\text{kG} / \text{m}^2)$$

Ta có $H = 2.65\text{m} > b = 0.5\text{m}$

- Moment lớn nhất của sườn đứng :

$$M_{\max}^u = \frac{P_u \times a^2}{10} = \frac{1885 \times 0.5^2}{10} = 47.13 (\text{kG.m})$$

- Chọn thép sườn đứng là loại thép góc L75x75x5 có các thông số sau đây:

$$+ F = 7.39 \text{cm}^2$$

$$+ J_x = 39.5 \text{cm}^4$$

$$+ i_x = 2.31 \text{cm}$$

$$+ W_x = 17.1 \text{cm}^3$$

$$+ z = 2.02 \text{cm}$$

$$\text{Suy ra : } \sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{47.13 \times 10^2}{17.1} = 275.6 (\text{kG} / \text{m}^2) \leq R_u = 2100 (\text{kG} / \text{cm}^2)$$

$\Rightarrow$ Vậy thỏa mãn điều kiện