TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP. HỒ CHÍ MINH

KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GTVT TP.HCM
THƯ VIỆN
ICL 2000 2940 -20

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

ĐỀ TÀI:

THIẾT KẾ CẦU DẦM BTCT DƯL NHỊP GIẢN ĐƠN TIẾT DIỆN I CĂNG TRƯỚC

Ngành: **KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG**

Chuyên ngành: **XÂY DỰNG CẦU HẦM**

GVHD : PGS.TS NGUYỄN BÁ HOÀNG
SVTH : LÊ BÁ TRUNG
MSSV : 1351090243
Lớp : CH13

TP. Hồ Chí Minh, tháng 01/2019

Khoa: CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Bộ môn: Cầu Hầm

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 2..):

(1) LÊ BÁ TRUNG MSSV: 1351090243 Lớp: CH13

(2) ..... MSSV: ..... Lớp: .....

(3) ..... MSSV: ..... Lớp: .....

Ngành : Xây dựng Công trình giao thông

Chuyên ngành : Cầu hầm

2. **Tên đề tài :** Thiết kế cầu dầm BTCT DUL, nhịp giản đơn, tiết diện I căng trước

3. **Các dữ liệu ban đầu :**
+ Cầu 5 nhịp mỗi nhịp dầm dài 25m
+ Khổ cầu: 8,5m + 2x0,25m
+ Cấp sông: Cấp VI
+ Địa hình địa chất mặt cắt ngang và địa chất cho trước

4. **Các yêu cầu chủ yếu :**
1) Tính toán thiết kế tổng thể 3kết 3 bộ 2 phương án, so sánh chọn phương án cho thiết kế kỹ thuật
2) Tính toán thiết kế 1 nhịp và mặt bằng, mặt đứng
3) Tính toán thiết kế cho tổ chức thi công

5. **Kết quả tối thiểu phải có:**
1) Thuyết minh tổ án
2) Tập bản vẽ gồm 12-18 bản vẽ
3) .....
4) .....

Ngày giao đề tài: 15 / 10 / 2018 Ngày nộp : 10h ngày 08 / 01 / 2019 tại P.D303

TP. HCM, ngày 17 tháng 10 năm 2018

Giảng viên hướng dẫn

(Ký và ghi rõ họ tên)

Pgs. Ts. Nguyễn Bá Hoàng

TRƯỞNG KHOA

(Ký và ghi rõ họ tên)

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP. HỒ CHÍ MINH

KT TRƯỞNG KHOA
PHÓ TRƯỞNG KHOA
TS. Vũ Văn Nghi

TRƯỞNG BỘ MÔN

(Ký và ghi rõ họ tên)

TS. Mai Lựu

BM-TN-04

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP.HCM

KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Bộ môn Cầu hầm

-----o0o-----

PHỤ LỤC GIAO SỐ LIỆU LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP
CHUYÊN NGÀNH THIẾT KẾ CẦU
LỚP CD13 - CH13 - ĐỢT 2 - KHÓA 2013-2018

Họ và tên SV : Lê Bá Trung Mã số SV : 1351090243 Lớp : CH13

I. SỐ LIỆU BẮT BUỘC

Tải trọng thiết kế : 0.5HL93 và tải trọng bộ hành 300Kg/m2

Mã đề địa chất : 18_Dia Chat

II. SỐ 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 trước.				☑
Chiều dài toàn dầm	: 25m	Cấp sông	: VI	
Bề rộng phần xe chạy	: 8,5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	

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

Thiết kế cầu dầm dầm hộp phân đoạn lắp ghép trên đà giáo di động, nhịp giản đơn.				☐
Chiều dài toàn dầm	: 24m	Cấp sông	: Sông cấp VI	
Bề rộng phần xe chạy	: 12,5m	Bề rộng lề bộ hành	: Không có lề đi bộ	
Thiết kế cầu dầm bản lắp ghép nhịp giản đơn.				☐
Chiều dài toàn dầm	: 25m	Cấp sông	: Sông cấp VI	
Bề rộng phần xe chạy	: 7,5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x0.75m	
Thiết kế cầu BTCTDUL nhịp liên tục thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 70m	Cấp sông	: Sông cấp II	
Bề rộng phần xe chạy	: 10,5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	
Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản BTCT nhịp liên tục.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 65m	Cấp sông	: Sông cấp II	
Bề rộng phần xe chạy	: 9,5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x0.75m	
Thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 97m	Cấp sông	: Sông cấp I	
Bề rộng phần xe chạy	: 12m	Bề rộng lề bộ hành	: Không có lề đi bộ	
Thiết kế cầu dàn thép.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 86m	Cấp sông	: Sông cấp I	
Bề rộng phần xe chạy	: 9,5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.5m	
Thiết kế cầu dầm BTCT DUL nhịp liên tục, đúc trên đà giáo di động.				☐
Chiều dài nhịp chính	: 64m	Cấp sông	: Sông cấp II	
Bề rộng phần xe chạy	: 10m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.25m	

Thiết kế cầu dây văng.				
Chiều dài nhịp chính	: 249m	Cấp sông	: Sông cấp I	☐
Bề rộng phần xe chạy	: 17m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.5m	
Thiết kế cầu dây võng.				
Chiều dài nhịp chính	: 356m	Cấp sông	: Sông cấp I	☐
Bề rộng phần xe chạy	: 15,5m	Bề rộng lề bộ hành	: 2x1.5m	

I.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 : .....

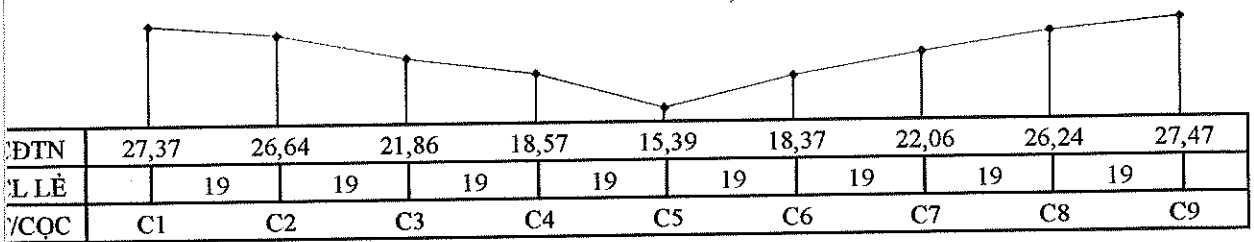
II. MẶT CẮT NGANG SÔNG: GVHD và SV chọn một trong các mặt cắt sông sau:

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

MNCN : 27,01m

MNTT : 24,25m

MCTN : 20,22m



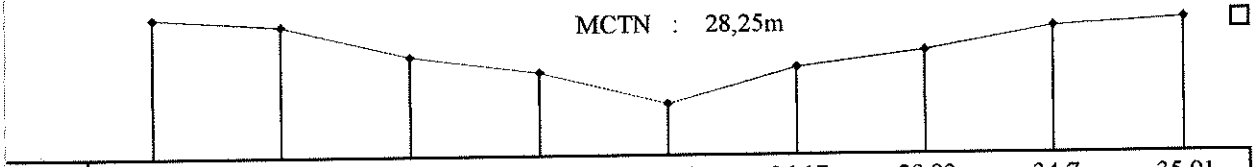
ĐTN	27,37	26,64	21,86	18,57	15,39	18,37	22,06	26,24	27,47
L LẺ	19	19	19	19	19	19	19	19	
/CỌC	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

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

MNCN : 34,86m

MNTT : 31,92m

MCTN : 28,25m



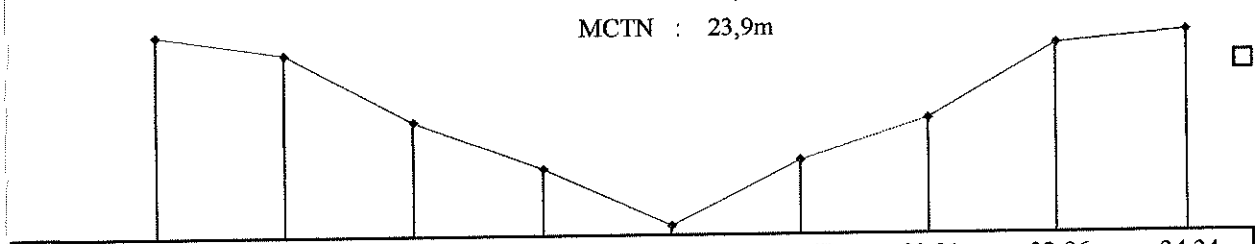
ĐTN	35,81	33,9	29,93	26,57	19,29	26,17	29,83	34,7	35,91
L LẺ	30	30	30	30	30	30	30	30	
/CỌC	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

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

MNCN : 34,1m

MNTT : 28,69m

MCTN : 23,9m



ĐTN	34,24	33,96	23,41	18,67	12,74	18,67	23,81	32,96	34,34
L LẺ	120	120	120	120	120	120	120	120	
/CỌC	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9

Giáo viên hướng dẫn

Tp.HCM ngày 15 tháng 10 năm 2018

Bộ môn Cầu hầm

Pgs. Ts. Nguyễn Bá Hoàng

LỜI CẢM ƠN



Sau 3 tháng làm đồ án tốt nghiệp, được sự giúp đỡ nhiệt tình của giáo viên hướng dẫn là Thầy Nguyễn Bá Hoàng, quý thầy cô trong tổ bộ môn và bạn bè, … cùng với việc vận dụng những kiến thức đã được học từ trước đến nay, em đã hoàn thành đồ án tốt nghiệp của mình.

Các kiến thức học được trong 5 năm học ở trường là nền tảng cho em hoàn thành đồ án tốt nghiệp này. Đó chính là hành trang cho em vững bước vào cuộc sống và chắp cánh cho em thực hiện những ước mơ của mình.

Kỳ bảo vệ đồ án tốt nghiệp sắp tới sẽ là một thử thách mà em cần phải vượt qua. Chính vì thế em rất mong nhận được sự ủng hộ và giúp đỡ cua quý thầy cô, bạn bè… để đồ án tốt nghiệp của em được hoàn thiện. Trong quá trình làm đề tài, mặc dù em đã cố gắng hết sức nhưng hạn chế về kiến thức bản thân cũng như về thời gian nên không tránh khỏi có những sai sót.

Cuối cùng, em xin chân thành cảm ơn sự chỉ bảo ân cần của Thầy Nguyễn Bá Hoàng, cùng toàn thể quý thầy cô trong bộ môn và bạn bè đã nhiệt tình giúp đỡ và hướng dẫn em trong thời gian làm đồ án tốt nghiệp.

Về phần mình em xin hứa sẽ hết sức cố gắng mang những kiến thức đã được học để vận dụng vào thực tế góp phần công sức nhỏ bé của mình vào công cuộc xây dựng và đổi mới của ngành giao thông vận tải nước nhà.

Tp Hồ Chí Minh, ngày 08 tháng 01 năm 2019

Sinh viên

LÊ BÁ TRUNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

BỘ MÔN CẦU HẦM

NHẬN XÉT CỦA GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

Tp.HCM, ngày ..... tháng ..... năm.....

Giáo viên hướng dẫn

PGS.TS NGUYỄN BÁ HOÀNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

KHOA CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

BỘ MÔN CẦU HẦM

NHẬN XÉT CỦA GIÁO VIÊN CHẤM PHẢN BIỆN

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

Tp.HCM, ngày ..... tháng ..... năm.....

Giáo viên chấm phản biện

MỤC LỤC

PHẦN 1: THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN 1
CHƯƠNG 1:SỐ LIỆU THIẾT KẾ 3
1.1.CÁC DỮ LIỆU CƠ BẢN. 3
CHƯƠNG 2:CÁC TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG 7
CHƯƠNG 3:THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1 CẦU DẦM GIẢN ĐƠN BTCT DỰ ỨNG LỰC TIẾT DIỆN CHỮ I CĂNG TRƯỚC 9
3.1.TỔNG QUAN KÍCH THƯỚC CẦU 9
3.2.VẬT LIỆU SỬ DỤNG 10
3.3.CẤU TẠO DẦM CHÍNH 10
3.3.1.Thông số chính, kích thước mặt cắt ngang dầm chủ: 10
3.3.2.Chọn và bố trí cáp dul : 12
3.4.CẤU TẠO LAN CAN,LỀ BỘ HÀNH,DẦM NGANG, LIÊN TỤC NHIỆT,KHE CO GIÃN 12
3.4.1Cấu tạo lan can: 12
3.4.2.Cấu tạo lề bộ hành: 14
3.4.3.Cấu tạo dầm ngang: 14
3.4.4.Cấu tạo khe co giãn: 14
3.5.CẤU TẠO MỐ,TRỤ,MÓNG: 15
3.5.1.Cấu tạo mố: 15
3.5.2.Cấu tạo trụ 15
3.5.3.Cấu tạo móng: 16
3.6.KHÁI TOÁN DỰ ÁN CÔNG TRÌNH. 17
CHƯƠNG 4:THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 2: 23
CẦU DẦM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP 23
4.1.SỐ LIỆU THIẾT KẾ: 23
4.2.VẬT LIỆU 23
4.3.GIẢI PHÁP KẾT CẤU 23
4.4.CẤU TẠO DẦM CHÍNH : 24
4.5.GIAI ĐOẠN CHƯA LIÊN HỢP: 26
4.6.GIAI ĐOẠN LIÊN HỢP: 27
4.7.TẢI TRỌNG – HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG: 32
4.7.1.Tải trọng tác dụng lên cầu: 32
4.7.2.Xác định hệ số phân bố ngang: 34
4.8.KIỂM TOÁN CÁC ĐIỀU KIỆN CẤU TẠO DẦM THÉP 47
4.8.1.Kiểm tra tỉ lệ cấu tạo chung 47

4.8.2.Kiểm tra yêu cầu bốc xếp: 47
4.9.THIẾT KẾ SƯỜN TĂNG CƯỜNG 47
4.9.1.Sơ bộ cấu tạo và bố trí 47
4.9.2.Sườn tăng cường tại gối: 48
4.10.CẤU TẠO LAN CAN, LỀ BỘ HÀNH, BẢN MẶT CẦU, LIÊN TỤC NHIỆT,KHE CO GIÃN 49
4.10.1Cấu tạo lan can: 49
4.10.2Cấu tạo lề bộ hành: 50
4.10.3.Cấu tạo bản mặt cầu: 50
4.11.CẤU TẠO MỐ,TRỤ,MÓNG 51
4.11.1Cấu tạo mố: 51
4.11.2Cấu tạo trụ: 51
4.11.3.Cấu tạo móng: 52
CHƯƠNG 5: SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ 59
SO SÁNH HAI PHƯƠNG ÁN VÀ LỰA CHỌN 1 PHƯƠNG ÁN LÀM PHƯƠNG ÁN KĨ THUẬT 59
5.1 SO SANH CAC PHƯƠNG AN KỸ THUẬT – KINH TẾ: 59
5.2 SO SÁNH CÁC PHƯƠNG ÁN VỀ MỸ QUAN 60
Phương án 1: 60
Phương án 2: 60
5.3. SO SÁNH CÁC PHƯƠNG ÁN VỀ DUY TU BẢO DƯỠNG 60
Phương án 1 : 60
Phương án 2 : 60
5.4. KẾT LUẬN SO SÁNH HAI PHƯƠNG ÁN: 60
PHẦN 2: THIẾT KẾ KỸ THUẬT 63
CHƯƠNG 1 THIẾT KẾ LAN CAN – LỀ BỘ HÀNH 65
1.1.LAN CAN: 65
1.1.1. Thanh lan can: 65
1.1.2. Cột lan can: 67
1.2.LỀ BỘ HÀNH: 74
1.3.BÓ VỈA: 79
1.3.1.Xác định Mc : (Tính trên 1 mm dài) 80
1.3.2.Xác định $^{M}{}_{w}{}^{H}$ 81
1.3.3.Chiều dài đường chảy (L_c) 82
1.3.4.Kiểm tra trượt của lan can và bản mặt cầu: 83
CHƯƠNG 2:THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU 87
2.1.SỐ LIỆU TÍNH TOÁN: 87
2.2.SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU: 87

2.3.TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN CƠNGXON....88
2.3.1.Tải trọng tác dụng lên bản côngxon:....88
2.3.2.Nội lực tại mặt cắt ngàm:....90
2.4.TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN DẦM BIÊN:....92
2.4.1.Nội lực do tĩnh tải tác dụng lên bản dầm biên:....92
2.4.2.Nội lực do hoạt tải tác dụng lên bản dầm biên....93
2.4.3.Nội lực tác dụng lên bản dầm biên....96
2.5.TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN DẦM GIỮA:....96
2.5.1.Nội lực do tĩnh tải tác dụng lên bản dầm giữa:....96
2.5.2.Nội lực do hoạt tải tác dụng lên bản dầm giữa:....97
2.5.3.Nội lực tác dụng lên bản dầm giữa....100
2.6.NỘI LỰC TÍNH TOÁN CHO BẢN MẶT CẦU....101
2.7.THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO BẢN MẶT CẦU:....102
2.7.1Thiết kế cốt thp cho phần bản chịu mơment m (tại gối):....102
2.7.2.Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu môment dương (giữa nhịp):....103
2.7.3.Cốt thép phân bố:....104
2.8.KIỂM TRA NỨT CHO BẢN MẶT CẦU:....104
2.8.1.Kiểm tra nứt cho moment m (tại gối):....105
2.8.2.Kiểm tra nứt cho moment dương (giữa nhịp):....106
CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ DẦM NGANG....109
3.1.SỐ LIỆU DẦM NGANG:....109
3.2.XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TÁC DỤNG LÊN DẦM NGANG:....109
3.2.1.Xác định nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:....109
3.2.2.Xác định nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:....110
3.2.3.Tổng hợp nội lực dầm ngang (tĩnh tải + hoạt tải):....114
3.3.THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO DẦM NGANG:....115
3.3.1.Tại mặt cắt gối:....115
3.3.2.Tại mặt cắt giữa nhịp:....116
3.4.KIỂM TOÁN NỨT CHO DẦM NGANG:....117
3.4.1.Kiểm tra nứt với mô men âm:....117
3.4.2.Kiểm tra nứt với mômen dương:....119
3.5.TÍNH CỐT ĐAI CHO DẦM NGANG:....120
3.5.1.Lực cắt do tĩnh tải tc dụng ln dầm ngang:....120
3.5.2.Lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:....121
3.5.3.Tổng hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:....124
3.5.4.Tính toán cốt đai:....124
CHƯƠNG 4 : THIẾT KẾ DẦM CHÍNH....127
4.1 TỔNG QUAN KÍCH THƯỚC CẦU....127

4.2 VẬT LIỆU SỬ DỤNG 127
4.3 THIẾT KẾ KỸ THUẬT DẦM CHỦ 128
4.3.1 Thông số kích thước dầm chủ 128
4.3.2 Xác định đặc trưng hình học của dầm chính 130
4.3.3 Tính hệ số phân bố ngang 131
BẢNG TỔNG HỢP HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG 137
4.3.4 Tải trọng tác dụng lên cầu 137
4.3.5 Xác định nội lực tại các mặt cắt nguy hiểm 141
BẢNG TỔNG HỢP HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG 141
Bảng tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ (chưa nhân hệ số) 146
4.4 CHỌN VÀ BỐ TRÍ CÁP DUL CHO DẦM CHỦ : 151
4.4.1 Thông số chung và bố trí cáp 151
4.4.2 Bố trí cáp DUL theo phương dọc dầm 153
4.4.3 Tính toàn mất mát ứng suất 159
4.4.4 Kiểm toán cáp DUL cho dầm chủ 167
4.4.5 Thiết kế lực cắt 181
4.4.6.Tính toán móc cẩu dầm 185
CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ TRỤ CẦU – MÓNG TRỤ 187
5.1.CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN 187
5.1.1.Kích thước hình học trụ: 187
5.2.CÁC ĐIỀU KIỆN CƠ BẢN 188
5.3.SỐ LIỆU KẾT CẤU PHẦN TRÊN. 188
5.4.VẬT LIỆU SỬ DỤNG 189
5.5.TĨNH TẢI 189
5.5.1.Kết cấu phần trên: 189
5.5.2.Kết cấu phần dưới: 191
5.6.HOẠT TẢI 0.5 HL93: 191
5.6.1.Xe tải thiết kế: 191
5.6.2.Xe hai trục thiết kế: 192
5.6.3.Tải trọng làn: 192
5.6.4.Tải trọng người bộ hành 192
5.6.5.Sơ đồ xếp tải dọc cầu xác định lực nén lớn nhất: 192
5.6.6.Xếp hoạt tải theo phương ngang cầu để xác định momen lớn nhất 194
5.6.7.Lực hãm xe (BR): 200
5.7.TẢI TRỌNG GIÓ TÁC DỤNG LÊN TRỤ 201
5.7.1.Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu thượng tầng (WS_{sup}) 201
5.7.2.Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu hạ tầng 202

5.7.3.Tải trọng gió dọc tác dụng lên kết cấu hạ tầng 203
5.7.4.Tải trọng gió tác dụng lên hoạt tải (WL) 204
5.8.TẢI TRỌNG NƯỚC TÁC DỤNG LÊN TRỤ 204
5.8.1.Tính va tàu (CV). 207
5.9.TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN XÀ MŨ 208
5.9.1.Tĩnh tải: 208
5.9.2.Hoạt tải: 208
5.10.TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN ĐỈNH BỆ TRỤ 210
5.10.1.Tĩnh tải: 210
5.10.2.Hoạt tải: 211
5.11.TỔNG HỢP CÁC LOẠI TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ 213
5.12.THIẾT KẾ CỐT THÉP 216
5.12.1.Thiết kế cốt thép cho xà mũ: 216
5.12.2.Thiết kế cốt thép cho thân trụ 220
5.13.THIẾT KẾ MÓNG TRỤ 228
5.13.1.Số liệu địa chất – Nội lực tại mặt cắt đáy bệ 228
5.13.2.Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc 229
5.13.3.Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu 229
5.13.4.Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền 230
5.13.5.Tính sức kháng đơn vị của thân cọc qs (MPa) 230
5.13.6.Kiểm toán cọc 242
5.13.7.Thiết kế cốt thép cho đài cọc 248
CHƯƠNG 6:THIẾT KẾ MỐ CẦU – MÓNG MỐ 253
6.1.GIỚI THIỆU CHUNG 253
6.1.1..Kích thước hình học mố 253
6.1.2.Vật liệu sử dụng 255
6.1.3.Các thông số đất đắp 256
6.2.CÁC TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN MỐ VÀ NỘI LỰC 256
6.2.1.Tĩnh tải 256
6.2.2.Lực ly tâm 259
6.2.3.Tải trọng gió 259
6.2.4.Nội lực do trọng lượng đất đắp 263
6.2.5.Hoạt tải 271
6.3.TỔ HỢP NỘI LỰC ỨNG VỚI CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN 280
6.4.KIỂM TOÁN CÁC MẶT CẮT 284
6.4.1.Kiểm toán mặt cắt D-D 284
6.4.2.Kiểm tra điều kiện 288
6.4.3.Kiểm toán mặt cắt C-C 292

6.4.4.Kiểm toán mặt cắt A-A 297
6.4.5.Kiểm toán mặt cắt B-B 301
6.5.THIẾT KẾ MÓNG MỐ 301
6.5.1.Số liệu địa chất – Nội lực tại mặt cắt đáy bệ 301
6.5.2.Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc 302
6.5.3.Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu 302
6.5.4.Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền 303
6.5.5.Tính sức kháng đơn vị của thân cọc qs (MPa) 303
6.5.6.Tính sức kháng đơn vị của mũi cọc qp (MPa) 305
6.5.7.Tổng hợp sức chịu tải của cọc (N) 305
6.5.8.Tính toán số lượng cọc. 305
6.5.9.Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị đài cọc 306
6.5.10.Kiểm toán cọc 314
6.5.11Thiết kế cốt thép cho đài cọc 320
PHẦN 3: THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG 323
CHƯƠNG 1 : BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỦ ĐẠO CÔNG TRÌNH CẦU 325
1.1.TỔ CHỨC THI CÔNG 325
1.1.1.Đảm bảo giao thông 325
1.1.2.Yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển 325
1.1.3.Mặt bằng thi công 327
1.1.4.Công tác chuẩn bị 327
1.2.BIỆN PHÁP THI CÔNG MỘT SỐ HẠNG MỤC CHỦ YẾU 327
1.2.1.Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT 327
1.2.2.Công tác thử cọc 330
1.2.3.Công nghệ chế tạo dầm I căng trước 330
1.3.TRÌNH TỰ THI CÔNG 334
1.3.1.Thi công mố M1, M2 335
1.3.2.Thi công trụ T1, T2 335
1.3.3.Công tác lao phóng dầm I (có hai cách) 337
1.3.4.Công tác đổ dầm ngang: 338
1.3.5.Công tác đổ bêtông sàn: 338
1.3.6. Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ : 339
1.3.7.Thi công đường 2 đầu cầu 339
1.4.MỘT SỐ VẤN ĐỀ CẦN LƯU Ý KHI THI CÔNG 340
1.5.TIẾN ĐỘ THI CÔNG 340
1.6.THIẾT BỊ THI CÔNG CHỦ YẾU 340
1.7.TỔ CHỨC KHAI THÁC 341
CHƯƠNG 2:THI CÔNG CHI TIẾT 343

2.1.BIỆN PHÁP THI CÔNG 343
2.1.1.Công tác thi công móng, bệ trụ 343
2.1.2.Công tác thi công thân trụ (đốt 1 cao 4 m) 343
2.1.3.Công tác thi công thân trụ (đốt 2 cao 3.3 m) 344
2.1.4.Thi công xà mũ 344
2.2.THI CÔNG CHI TIẾT TRỤ T1 345
2.2.1.Thiết kế vòng vây cọc ván 345
2.3.THIẾT KẾ VÁN KHUÔN ĐỔ BỆ CỌC 356
2.4.THIẾT KẾ VÁN KHUÔN ĐỔ THÂN TRỤ : 369

PHẦN 1

THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN

CHƯƠNG 1:SỐ LIỆU THIẾT KẾ

1.1.CÁC DỮ LIỆU CƠ BẢN.

Cầu dầm BTCT DUL,nhịp giản đơn,diết diện I căng trước

- Tiết diện dầm thiết kế : Dầm bản
- Chiều dài dầm thiết kế : 25m
- Cầu thiết kế có thông thuyền : 15x2,5m
- Số làn xe thiết kế : 2 làn xe
- Bề rộng phần xe chạy : 8,5m
- Bề rộng mặt cắt ngang cầu : 11,5m

$B_{mcnc} = B + 2x(1,25+0,25) = 8,5+ 2 \times 1,5 = 11,5m$

- Lan can lề bộ hành 1,25m
- Tải trọng thiết kế 0,5HL93
- Tải trọng bộ hành 0,3 T/m2

Số liệu thủy văn

- Mực nước cao nhất (MNCN) : +27,01m
- Mực nước thông thuyền (MNTT) : +24,25m
- Mực nước thấp nhất (MNTN) : 20,22m

❖ Số liệu địa chất :

- Lớp A: Đất mặt, sét màu nâu loang xám đen dẻo mềm. Chiều dày trung bình 0.8m.
- Lớp 1: Bùn sét lẫn cát bụi, màu xám đen. Trạng thái chảy.

Chiều dày từ 15,5 – 20,0m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0,102 Kg/cm²
+ Góc nội ma sát: $\phi = 05^0 05'$
+ Dung trọng: γ= 1,67g/cm³

- Lớp 1A: Sét pha, xám xanh – xám đen. Trạng thái dẻo chảy (lẫn nhiều vỏ sò ốc lẫn sỏi sạn). Chiều dày khoảng 2,2m

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0,129 Kg/cm²
+ Góc nội ma sát: $\phi = 09^0 32'$
+ Dung trọng: γ= 1,85g/cm³

- Lớp 2: Sét pha nâu vàng loang xám xanh. Trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Chiều dày từ 1,7 – 3,2m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0,307 Kg/cm²
+ Góc nội ma sát: $\phi = 19^0 20'$
+ Dung trọng: γ= 2,04g/cm³

- Lớp 3: Sét nâu vàng loang xám xanh – xám trắng. Trạng thái nửa cứng. Chiều dày từ 0.8m.
- Lớp 4: Sét pha nâu vàng loang xám trắng. Trạng thái dẻo cứng. Chiều dày từ 2,3 – 3,0m

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0,24 Kg/cm²
+ Góc nội ma sát: $\phi = 19^0 45'$
+ Dung trọng: γ= 1,96g/cm³

- Lớp 5: Sét, nâu vàng, xám trắng loang nâu đỏ. Trạng thái nửa cứng. Chiều dày tối thiểu 10,0m (chưa xác định hết chiều dày của lớp này).

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0,55 Kg/cm²
+ Góc nội ma sát: $\phi = 19^0 02'$
+ Dung trọng: γ= 1,94g/cm³

- Lớp 5A: Sét pha xám trắng, trạng thái dẻo cứng. Chiều dày tối thiểu 1.0m (chưa xác định hết chiều dày lớp này).

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0,471 Kg/cm²
+ Góc nội ma sát: $\phi = 16^0 35'$
+ Dung trọng: γ= 2,01g/cm³

❖ Địa hình.

- Mặt cắt ngang sông tương đối đối xứng, hai bên bờ sông địa hình khá bằng phẳng, thuận lợi cho việc tạo mặt bằng phục vụ thi công.
- Khu vực cầu bờ có một số nhà dân nằm gần bờ sông và đường hiện hữu, qui mô nhà chủ yếu là nhà tạm, cấp 4, có một vài nhà vừa xây dựng
- Cần lưu ý lựa chọn loại hình kết cấu nhịp, trụ cũng như biện pháp tổ chức thi công gây ảnh hưởng bất lợi ít nhất cho giao thông đường thủy tại đây.
- Có thể bố trí công trường trên bờ, 2 bên đầu cầu.
- Việc vận chuyển vật tư, thiết bị thi công đến công trường thực hiện bằng đường thủy

❖ Thủy văn.

- Khu vực dự án thuộc vùng đồng bằng châu thổ sông Cửu Long nên khí hậu khu vực này mang đầy đủ những nét chung của khí hậu vùng. Nhiệt độ trung bình năm hầu hết các nơi vào khoảng $24^0 \div 27^0$C và quanh năm không có tháng nào nhiệt độ trung bình xuống dưới 20^0C.
- Một đặc điểm nữa là sự phân hoá theo mùa rất sâu sắc trong chế độ mưa ẩm hoàn toàn phù hợp với mùa gió. Hàng năm nửa năm mưa ẩm, trùng với gió mùa hạ, nửa năm khô hạn, trùng với gió mùa đông.
- Trong mùa mưa, lượng mưa chiếm 90% lượng mưa toàn năm, lượng mưa mùa khô chỉ bằng 10% lượng mưa toàn năm, số ngày mưa mùa khô có tháng

chỉ tới 2–3 ngày. Lượng mưa các tháng mùa mưa thường chênh lệch với giá trị trung bình nhiều năm trong phạm vi ±110mm.

- Đặc biệt ở đây hầu như không có bão to, hàng chục năm mới gặp 1÷2 cơn bão yếu. Theo số liệu thống kê, trong suốt thời kì 55 năm quan sát chỉ có 7 cơn bão đổ bộ trực tiếp vào ven biển Nam bộ. Đáng chú ý là nếu có bão thì cũng xảy ra muộn, chủ yếu là trong tháng XI và XII. Ngoài tháng IV, tháng V đầu mùa hạ cũng chỉ có gặp bão (2 cơn trong 7 cơn).

- Bão ở vùng châu thổ có sức gió yếu và cũng gây ra mưa nhưng cường độ nhỏ. Đối với vùng Châu thổ sông Cửu Long thì một trong những tác hại của bão là nạn nước dâng. Nước biển dâng cao khi có bão, tràn trên khắp vùng đồng bằng, có chỗ trũng sâu tới 2÷3m. Hiện tượng thời tiết đang chú ý ở Nam Bộ nói chung và vùng Châu thổ nói riêng là dông. Nam bộ là vùng nhiều dông nhất so với các vùng Duyên Hải, Trung bộ lẫn vùng Tây Nguyên và cũng so với các vùng nhiều dông ở Miền Bắc.

- Nhiều dông nhất là tháng V, có trên 20 ngày dông. Từ tháng V÷X số ngày dông mỗi tháng đạt tới 15÷20 ngày, tháng đầu mùa (tháng IV) và tháng cuối mùa (tháng IX) có khoảng 10÷12 ngày dông.

CHƯƠNG 2:CÁC TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG

1. Tiêu chuẩn thiết kế cầu *22TCN272-05*
2. Tiêu chuẩn thiết kế đường *TCVN 4054-05*
3. Tiêu chuẩn *ASTM A416M Grade 270*
4. Quy định về thăm dò địa chất *22 TCN 259-2000*
5. Công tác đất-Thi công và nghiệm thu *TCVN 4447-86*
6. Quy trình thi công và nghiệm thu cầu dầm BTCT dự ứng lực *22 TCN 247-98*
7. Quy trình thi công và nghiệm thu cọc khoan nhồi *22 TCN 257-2000* và *TCXD 326-2004*

CHƯƠNG 3:THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1 CẦU DẦM GIẢN ĐƠN BTCT DỰ ỨNG LỰC TIẾT DIỆN CHỮ I CĂNG TRƯỚC

3.1.TỔNG QUAN KÍCH THƯỚC CẦU

Chiều dài nhịp tính toán: L_{tt} = 24400 mm.

Bề rộng mặt cầu: B= 8500 mm.

Lề người đi: 2× 1250 mm

Chiều rộng phần thanh lan can: 2x 250 mm.

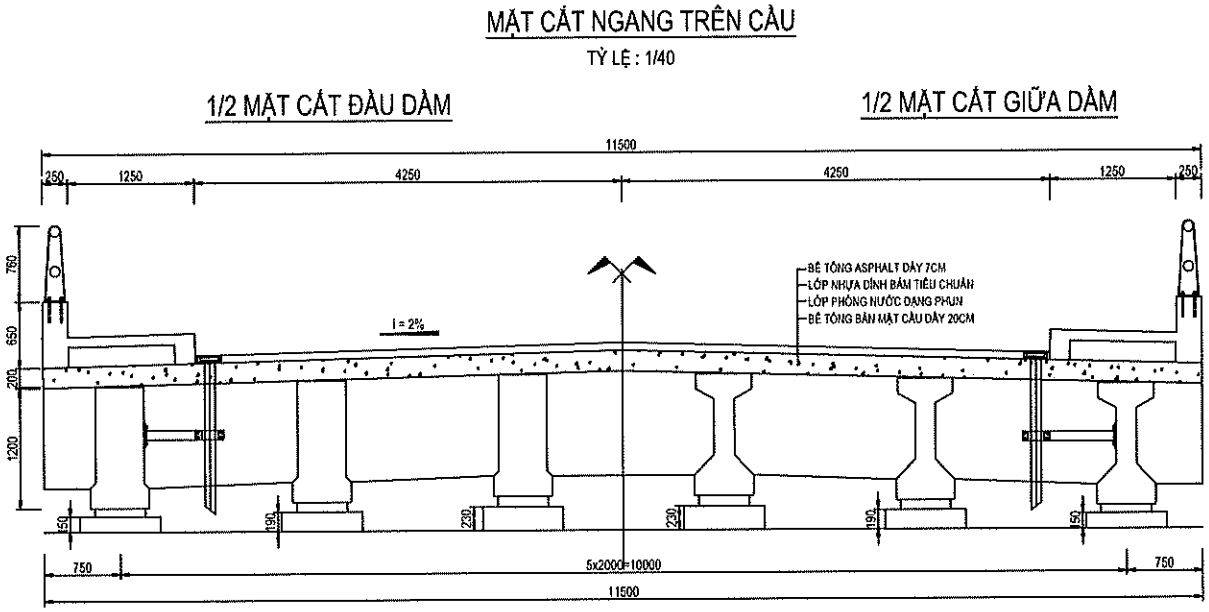
→ Khổ cầu: K = 11500 mm.

Loại thiết diện dầm chính: I căng trước.

Bêtông f'_c=50MPa

Tải trọng thiết kế:0,5HL93, PL=300 kg/m^2.

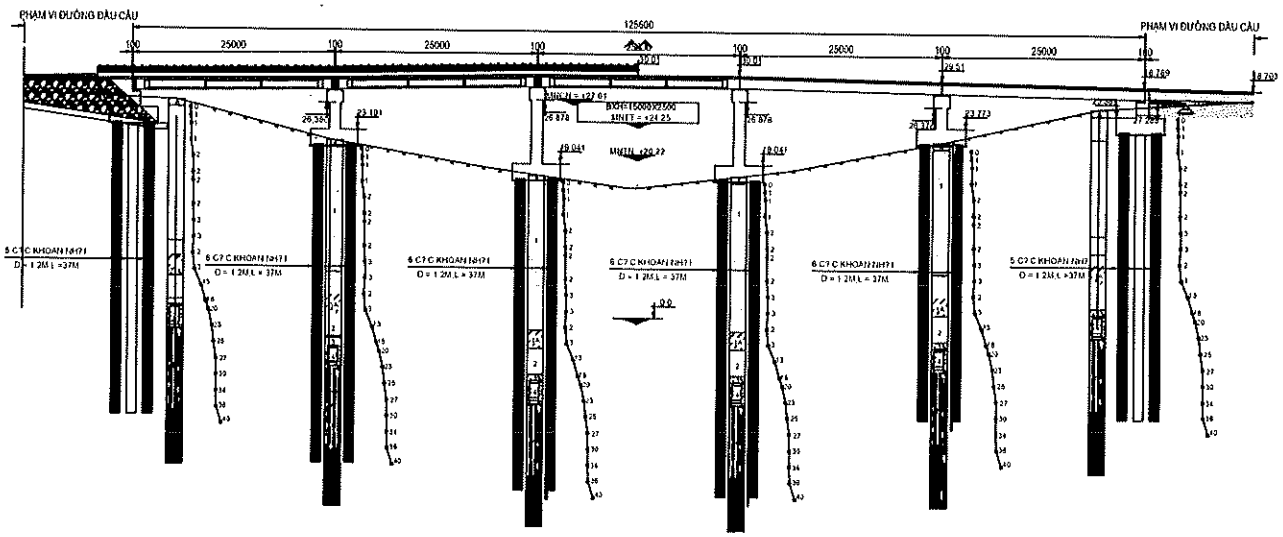
Quy trình thiết kế: 22TCN272-05



Hình 3.1 Mặt cắt ngang cầu phương án 1

+ Số dầm chính: 6 dầm.
+ Khoảng cách giữa các dầm chính: S = 2000 mm.
+ Lan can, tay vịn bằng ống sắt tráng kẽm.
+ Ống thoát nước bằng ống nhựa PVC ϕ100.

BỐ TRÍ CHUNG PHƯƠNG ÁN 1



Hình 3.2 Bố trí chung phương án 1

3.2.VẬT LIỆU SỬ DỤNG

Bê tông: Cường độ thiết kế của bê tông (theo mẫu hình trụ H=30cm, D=15cm) ở tuổi 28 ngày được sử dụng cho các kết cấu như sau:

Cốt thép:

Cốt thép thường:

Thép tròn có gờ cấp AII (CII) có giới hạn chảy 300 MPa, *theo tiêu chuẩn 1651:1885*

Thép tròn có gờ cấp AIII (CIII) có giới hạn chảy 400 MPa, *theo tiêu chuẩn 1651:1885*

Cáp dự ứng lực:

Cáp dự ứng lực dùng loại tao tự chùng thấp *theo tiêu chuẩn*

ASTM 416-270.

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

Giới hạn chảy $f_y = 1670$ MPa

Modul đàn hồi của cáp E_{ps}=197000 MPa

Độ giãn dài tương đối ≥ 4%(mẫu dài 100mm).

3.3.CẤU TẠO DẦM CHÍNH

3.3.1.Thông số chính, kích thước mặt cắt ngang dầm chủ:

Chiều cao dầm chính: H = 1200 mm

Chiều cao bầu dầm dưới: H_1= 200 mm

Chiều cao vút dưới: H_2= 200 mm

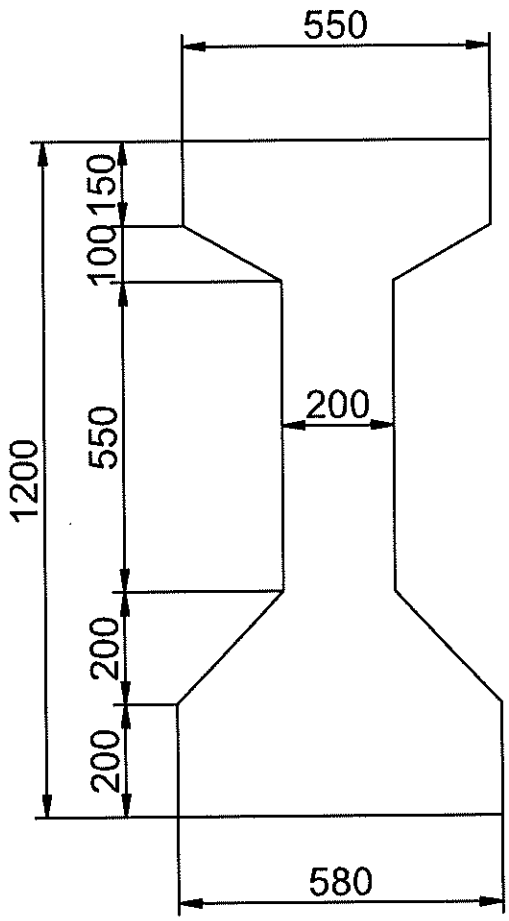
Chiều cao vút trên: H_4= 100 mm

Chiều cao bầu dầm trên: H_5= 150 mm

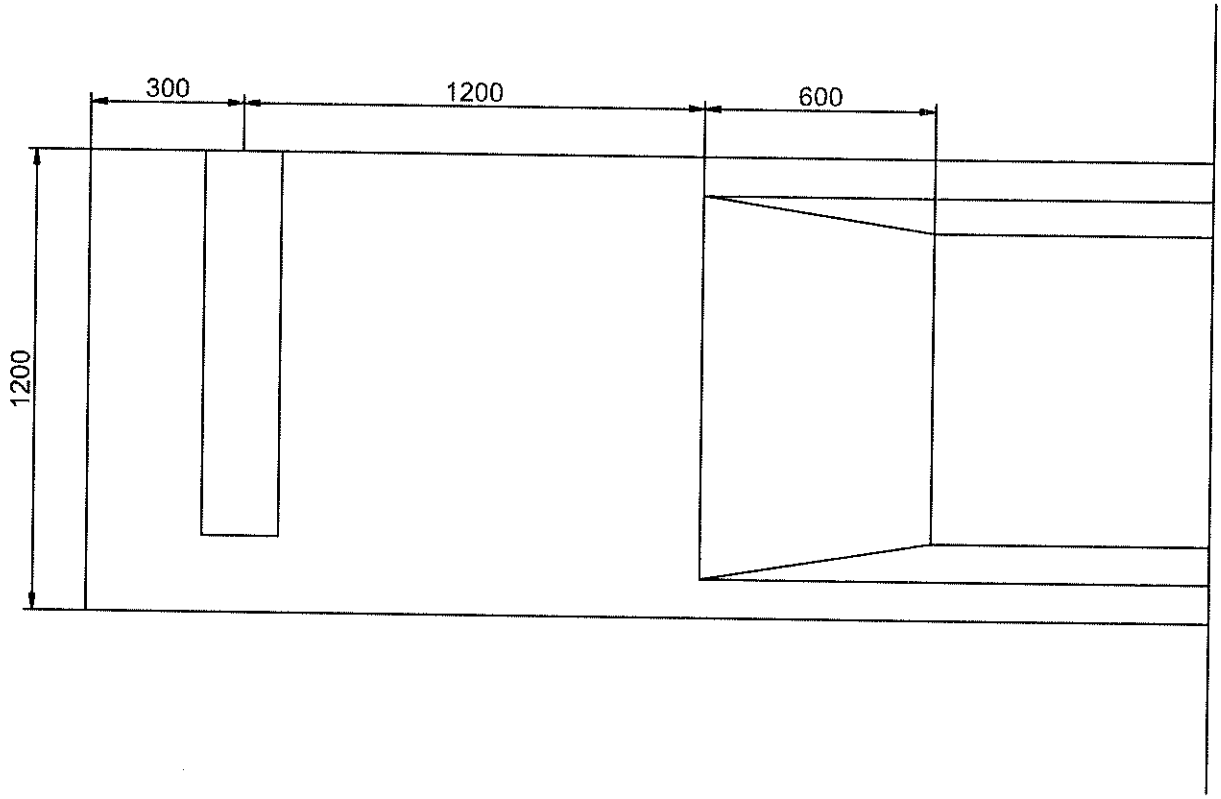
Bề rộng bầu dầm dưới: b_1 = 580 mm

Bề rộng sườn dầm: $b_2 = 200$ mm

Bề rộng bầu dầm trên: $b_3 = 550$ mm



Hình 3.3 Kích thước hình học dầm chính



Hình 3.4 Mặt cắt đầu dầm chính

3.3.2.Chọn và bố trí cáp dul :

3.3.2.1Thông số chung và bố trí cáp

8. Dùng loại tao độ tự chùng thấp D_{ps}= 15,2 mm *ASTM A416M Grade 270.*
9. Cường độ tiêu chuẩn: f_{pu}= 1860 MPa
10. Diện tích 1 tao cáp: A_{psl}= 140 mm^2
11. Môđun đàn hồi cáp: E_p= 197000 MPa
12. Bêtông dầm cấp: f'_{cl}= 50 MPa

3.4.Cấu tạo lan can,lề bộ hành,dầm ngang,khe co giãn

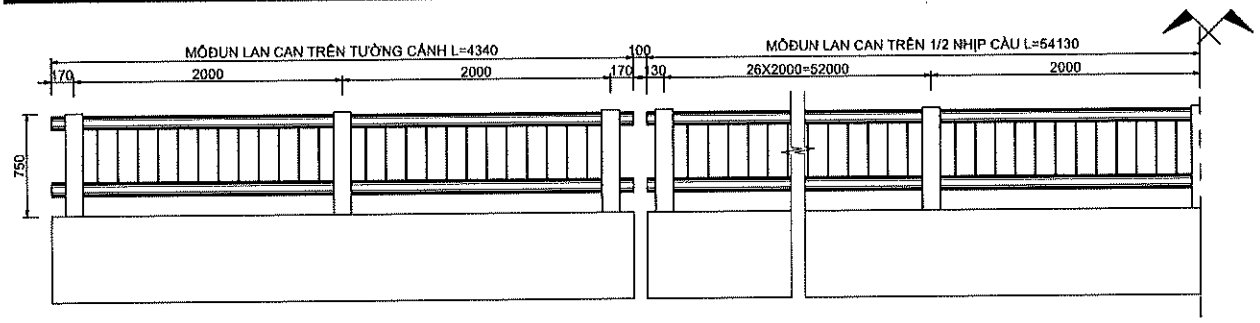
3.4.1Cấu tạo lan can:

Lan can gồm 3 phần :

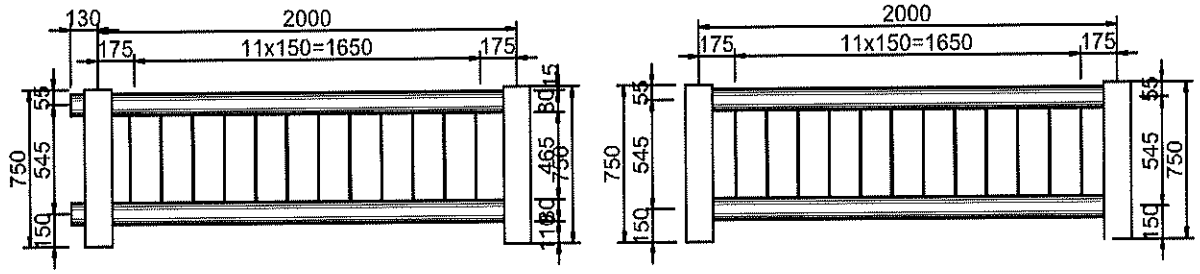
Thanh lan can bằng thép CT3 : f_y=200Mpa , dày 5mm , đường kính ngoài D_1=100mm.

Cột lan can làm bằng thép như hình được gắn vào tường BT bởi bu lông. Khoảng cách giữa các cột :2.0m

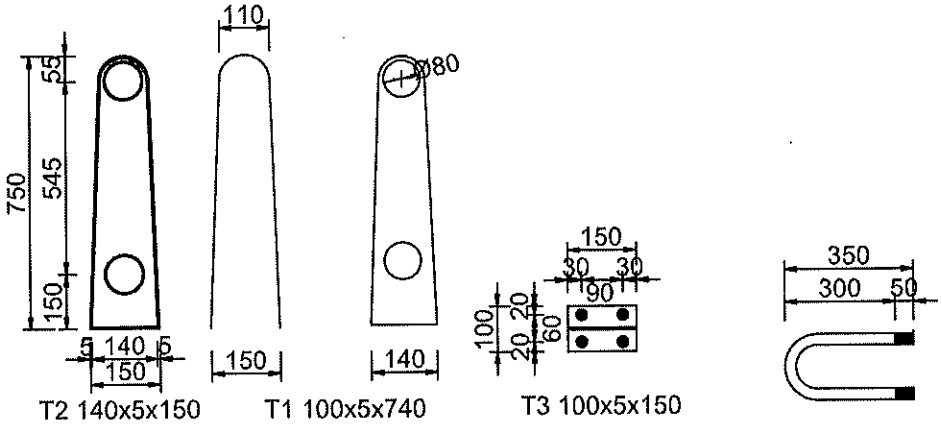
Gờ chắn bánh bằng BTCT: Bêtông cấp 30MPa: f'_c =30 MPa. Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa.



Hình 3.5 Bố trí lan can trên nhịp

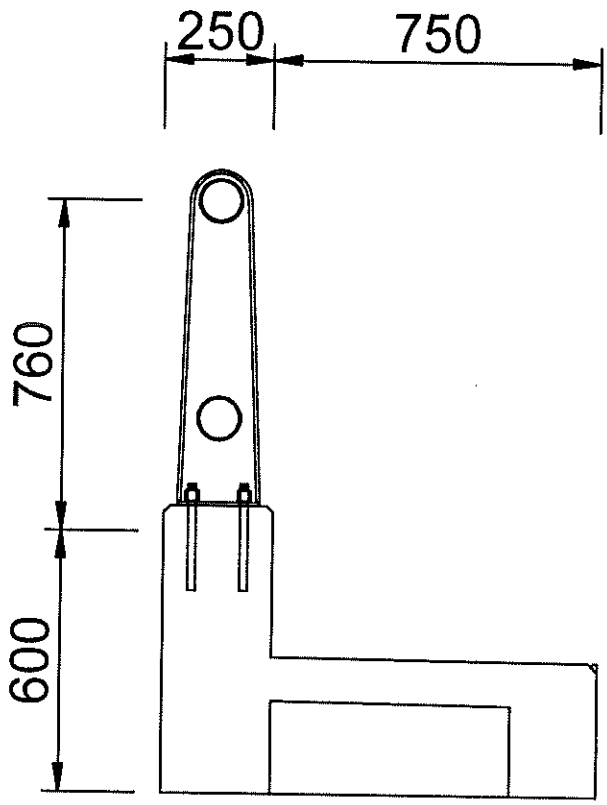


Hình 3.6 Mô đun lan can đầu và giữa



Hình 3.7 Cấu tạo thanh và cột lan can

3.4.2.Cấu tạo lề bộ hành:



3.4.3.Cấu tạo dầm ngang:

Bêtông cấp 30MPa: f'_c= 30MPa

Cốt thép AII , f_y = 280 MPa

Kích thước dọc cầu dầm ngang : 200mm

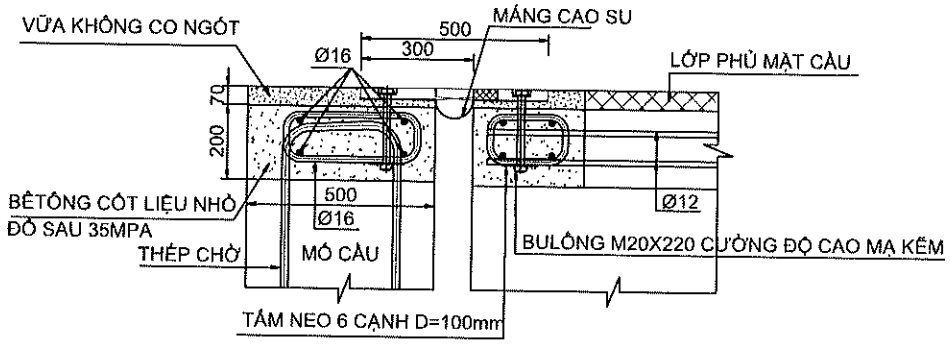
Khoảng cách giữa các dầm xa nhất : 7,04m

Số dầm ngang : 5 dầm.

3.4.4.Cấu tạo khe co giãn:

CHI TIẾT KHE CO GIÃN TAI MÓ

TỈ LỆ: 1/15

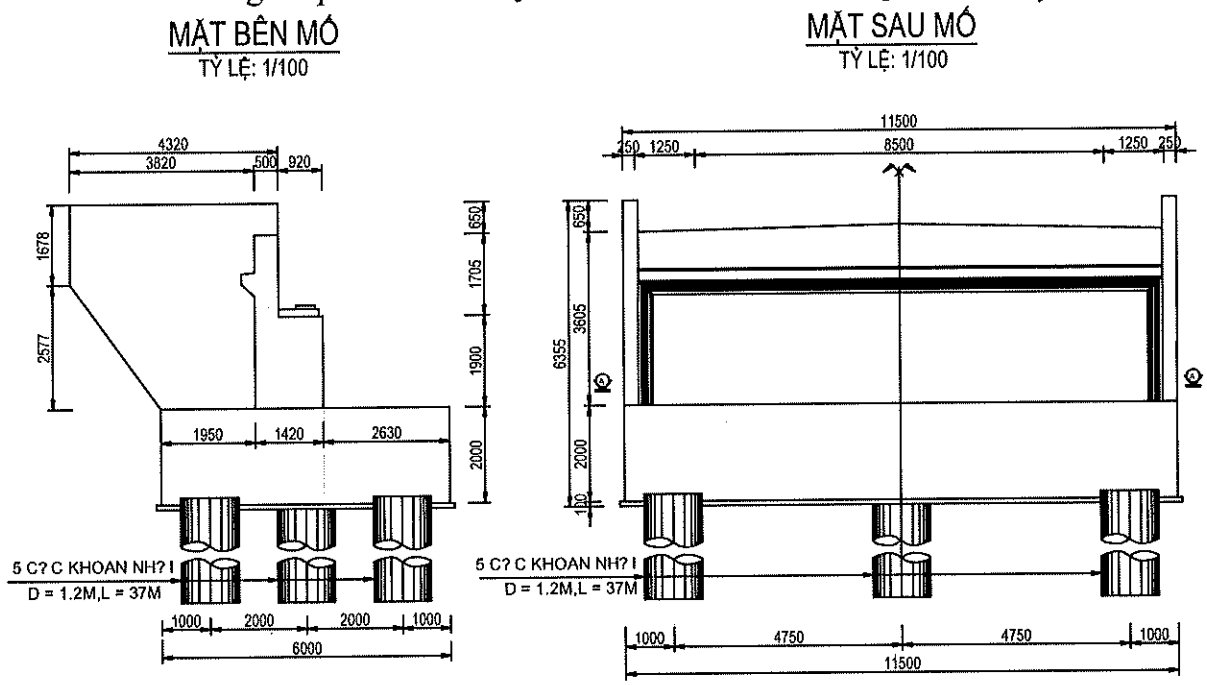


Hình 3.8 Cấu tạo khe co giãn

3.5.Cấu tạo mố,trụ,móng:

3.5.1.Cấu tạo mố:

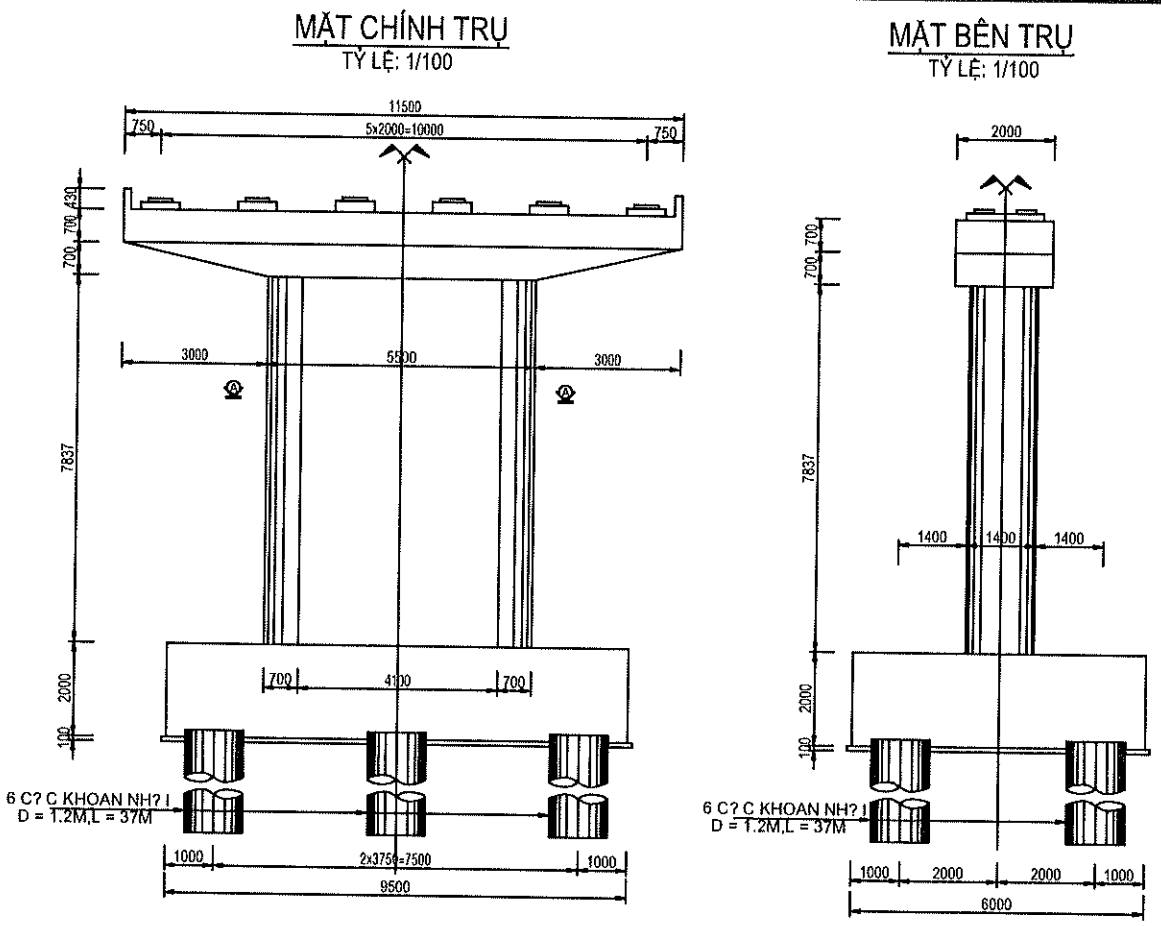
- Loại mố:mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Số lượng cọc khoan nhồi: 5
- Bêtông cấp 30MPa: f'_c =35 MPa. Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa



Hình 3.9 Cấu tạo mố cầu

3.5.2.Cấu tạo trụ

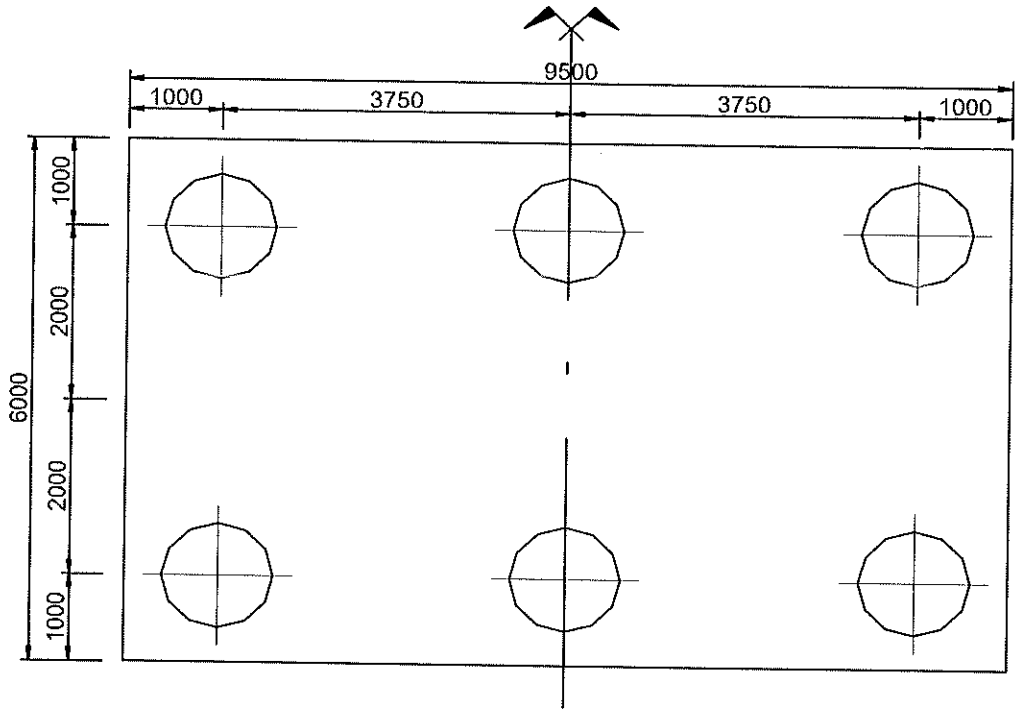
- Loại trụ: Trụ thân đặc bê tông cốt thép
- Số lượng cọc khoan nhồi: 6
- Bêtông cấp 30MPa: f'_c =35 MPa. Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa



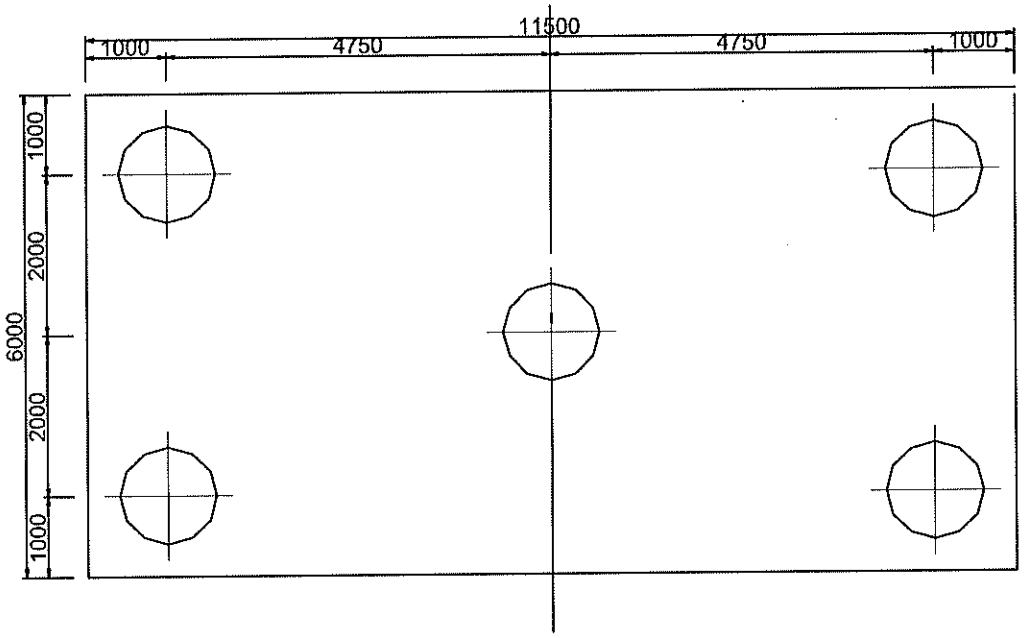
Hình 3.10 Cấu tạo trụ cầu

3.5.3.Cấu tạo móng:

- Để các cọc không ảnh hưởng lẫn nhau, các cọc được bố trí trong mặt bằng sao cho khoảng cách giữa các tim cọc 3d - 6d



Hình 3.11 cấu tạo móng tại trụ



Hình 3.12 cấu tạo móng tại mố

3.6.Khái toán dự án công trình.

TT		MÃ ĐM	HẠNG MỤC CÔNG VIỆC	ĐƠN VỊ	KL	ĐƠN GIÁ			THÀNH TIỀN (1000VNĐ)		
						Vật liệu	Nhân công	MTC	Vật liệu	Nhân công	MTC
I.			**KẾT CẤU PHẦN TRÊN**						**15,741,858**	**4,183,356**	**1,975,855**
I.1			**DẦM BTCT DUL TIẾT DIỆN I CĂNG TRƯỚC**						**13,814,285**	**3,918,087**	**1,850,743**
	1	AG.12210	Bê tông f'c=50 MPa dầm hộp	m3	2358,6	1,288,801	804,379	123,428	3,039,766	1,897,208	291,117
	2	AG.13511	Thép dự ứng lực dầm cầu	tấn	236,2	27,940,098	3,309,708	5,816,623	6,599,451	781,753	1,373,886
	3	AG.13421	Cốt thép thường dầm cầu	tấn	210,5	17,193,399	862,907	258,422	3,619,210	181,642	54,398
	4	AG.32121	Lắp đặt và tháo dỡ ván khuôn dầm	m2	5262,5	105,626	200,947	24,958	555,857	1,057,484	131,341
I.2			**GỐI CẦU**						**25,248**	**3,051**	**0**
	5	AL.25112	Lắp đặt gối cao su	bộ / set	8	3,155,948	381,335		25,248	3,051	0
I.3			**LAN CAN LỀ BỘ HÀNH**						**247,490**	**63,382**	**16,649**
	6	AF.32310	Bê tông f'c=30MPa lan can - lề bộ hành	m3	82,56	841,931	258,843	119,288	69,510	21,370	9,848
	7	AG.13212	Cốt thép lan can lề bộ hành	tấn	8,25	17,437,554	1,328,593	443,909	143,860	10,961	3,662
	8	AI.21152vd	Thép hình lan can + thép ống lan can	tấn	1,56	18,761,950	2,536,273	1,252,085	29,269	3,957	1,953
	9	AG.32211	Ván khuôn	100m2	7,83	619,633	3,460,345	151,320	4,852	27,095	1,185
I.4			**THOÁT NƯỚC, GIẢI PHÂN CÁCH, CHIẾU SÁNG**						**23,551**	**2,030**	**0**
			CHIẾU SÁNG						1,674	476	104
	10	Tạm tính	Cung cấp bu lông M24	bộ	12	5,000			60	0	0

	11	AI.13111	Sản xuất thép bản, thép hình (<10kg/ck)	tấn	0,08	19,451,060	4,125,315	980,027	1,556	330	78
	12	AI.64211	Lắp đặt thép bản, thép hình (<10kg/ck)	tấn	0,08	719,741	1,819,514	323,046	58	146	26
			THOÁT NƯỚC						23,551	2,030	0
	13	BB.29110	Lắp đặt khâu rút D220-168	cái	42	206,394	9,606		8,669	403	0
	14	BB.19413	Lắp đặt ống PVC D100	100m	0,42	11,896,938	3,873,547		4,997	1,627	0
	15	Tạm tính	Cung cấp lưới chắn rác bằng gang (11.78kg/bộ)	bộ	42	235,378			9,886	0	0
I.5			**LỚP PHÒNG NƯỚC**						**248,808**	**0**	**0**
	16	Báo giá	Lớp phòng nước	m2	1344	185,125			248,808	0	0
I.6			**BẢN MẶT CẦU/ LỚP PHỦ MẶT CẦU**						**1,382,477**	**196,806**	**108,463**
	17	AF.32310	Bê tông f'c=50MPa	m3	614,4	1,063,324	258,843	119,288	653,306	159,033	73,291
	18	AF.61721	Cốt thép thường bản mặt cầu	tấn	30,2	17,437,509	1,103,117	265,358	526,613	33,314	8,014
	19	AD.23233	Thảm BTN nóng hạt mịn dày 7cm	100m2	13,44	11,593,560	201,563	346,784	155,817	2,709	4,661
	20	AD.26223	Sản xuất BTN nóng hạt mịn	100 tấn	2,12	17,131,191	624,116	3,512,896	36,318	1,323	7,447
	21	AD.27242	Vận chuyển đá dăm đen/ BTN bằng ôtô tự đổ, 10T, cự ly 4Km	100 tấn	2,54			4,473,245	0	0	11,362
	22	AD.24211	Tưới nhựa t/c thấm bám 0.5kg/m2	100m2	13,44	775,491	31,749	274,453	10,423	427	3,689
II.			**KẾT CẤU PHẦN DƯỚI**						**12,618,753**	**1,624,100**	**994,957**
II.1			**MỐ CẦU**						**2,288,456**	**287,948**	**205,830**
	23	AF.33110	Bê tông f'c=35 mố cầu	m3	650	1,065,429	208,288	183,262	692,529	135,387	119,120

	24	AF.65130	Cốt thép thường mố cầu	tấn	89,6	17,472,204	1,062,291	489,247	1,565,509	95,181	43,837
	25	AF.87211	Ván khuôn kim loại mố	100m2	15,19	1,601,085	3,649,923	2,715,288	24,320	55,442	41,245
	26	AF.11120	Bê tông đá 1x2 lót móng	m3	9,75	625,358	110,054	29,067	6,097	1,073	283
	27	AB.25111	Đào đất	100m3	1,95		443,013	689,430	0	864	1,344
II.2								**TRỤ CẦU**	**3,082,078**	**352,210**	**256,235**
	28	AF.33110	Bê tông f'c=35MPa trụ cầu	m3	1016	1,065,429	208,288	183,262	1,082,476	211,621	186,194
	29	AF.65130	Cốt thép thường trụ cầu	tấn	112,8	17,472,204	1,062,291	489,247	1,970,865	119,826	55,187
	30	AF.87211	Ván khuôn kim loại trụ	100m2	4,2	1,601,085	3,649,923	2,715,288	6,725	15,330	11,404
	31	AF.11120	Bê tông đá 1x2 lót móng	m3	35,2	625,358	110,054	29,067	22,013	3,874	1,023
	32	AB.25111	Đào đất	100m3	3,52		443,013	689,430	0	1,559	2,427
II.3								**ĐÁ KÊ GỐI**	**8,301**	**998**	**395**
	33	AF.14210	Bê tông f'c=35MPa đá kê gối	m3	0,84	1,084,432	402,036	110,353	911	338	93
	34	AF.65120	Cốt thép	tấn	0,42	17,465,754	1,276,928	501,125	7,336	536	210
	35	AF.87211	Ván khuôn kim loại (mố/ trụ ...)	100m2	0,034	1,601,085	3,649,923	2,715,288	54	124	92
II.4								**CỌC**	**6,900,565**	**960,840**	**522,786**
	36	AC.34522	Lắp đặt ống vách cọc khoan nhồi trên cạn, đường kính cọc <= 1500mm	m	1800	553,676	162,396	179,691	996,617	292,313	323,444
	37	AA.22320	Đập đầu cọc khoan nhồi dưới nước	m3	63,59		44,638	347,008	0	2,839	22,066
	38	AG.11110	Bê tông C30 cọc khoan nhồi	m3	3179,25	965,684	170,677	44,128	3,070,151	542,625	140,294
	39	AG.13131	Cốt thép cọc D>18	tấn	162,5	17,438,754	757,318	227,580	2,833,798	123,064	36,982

II.5			**BẢN QUÁ ĐỘ**						**339,353**	**22,104**	**9,711**
	40	AF.31320	Bê tông bản quá độ	m3	44,2	841,931	152,956	108,396	37,213	6,761	4,791
	41	AF.61230	Cốt thép	tấn	16,6	17,447,754	791,696	261,334	289,633	13,142	4,338
	42	AF.11120	Bê tông đá 1x2 lót móng	m3	20	625,358	110,054	29,067	12,507	2,201	581
Chi phí riêng phần									**28360611,51**	**5807456,13**	**2970811,93**
Tổng chi phí : Vật liệu + Xây lắp + Ca máy									**37138879,57**		

	Tổng dự toán xây dựng của phương án cầu liên tục			
Stt	**Hạng mục chính**	**Ký hiệu**	**Cách tính**	**Thành tiền (1000đồng)**
1	**Chi phí trực tiếp**	T	VL+NC+M+K	**37695962,76**
2	Chi phí vật liệu	VL		28360611,51
3	Chi phí nhân công	NC		5807456,13
4	Chi phí xe máy	M		2970811,93
5	Chi phí trực tiếp khác	K	(VL+NC+M)*1,5%	557083,19
6	Chi phí chung	C	T*5,3%	1997886,03
7	Thu nhập chịu thuế tính trước	TL	(T+C)*6%	2381630,93
8	Giá trị DT trước thuế	Z	T+C+TL	42075479,72
9	Thuế GTGT đầu ra	VAT	Z*10%	4207547,97
10	Chi phí xây dựng nhà tạm	F	Z*2%	841509,59
11	Giá trị DT sau thuế	A	Z+VAT+F	47124537,28
12	**Chi phí khác**	CK	CB+TH+KT	**3454200,65**
13	Chuẩn bị đầu tư	CB	K1+K2	257299,97
14	Chi phí khảo sát lập DA	K1	A*0,5%	235622,69
15	Lập báo cáo ngiên cứu khả thi	K2	A*0,046%	21677,29
16	Thực hiện dầu tư	TH	K3+...+K10	3176900,68
17	Lập thiết kế	K3	A*1,1%	518369,91
18	Thẩm định dự toán	K4	A*0,06%	28274,72
19	Thẩm định Thiết kế KTTC	K5	A*0,06%	28274,72
20	Lập hồ sơ mời thầu	K6	A*0,385%	18142,95
21	Lựa chọn nhà thầu	K7	A*0,08%	3769,96
22	Giám sát kỹ thuật	K8	A*1%	471245,37
23	Quản lí công trình	K9	A*4%	1884981,49
24	Bảo hiểm công trình	K10	A*0,475%	223841,55
25	Kết thúc xây dựng	KT	K11+K12	20000,00
26	Lập hồ sơ hoàn công	K11		15000,00
27	Thẩm tra phê duyệt QT	K12		5000,00
28	**Chi phí dự phòng**	DP	(A+CK)*10%	**5057873,79**
29	**Tổng dự toán**	G	A+CK+DP	**42208037,21**
Bốn mươi hai tỷ không trăm tám mươi triệu không trăm ba mươi bảy ngàn.				

CHƯƠNG 4:THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 2:

CẦU DẦM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG CỐT THÉP

4.1.SỐ LIỆU THIẾT KẾ:

Thiết kế một kết cấu nhịp giản đơn, dầm thép liên hợp bản BTCT với các số liệu đầu vào sau :

Chiều dài toàn dầm : 25 m

Bề rộng phần xe chạy : 8,5 m

Bề rộng lề bộ hành : 1,25x1m

Tải trọng thiết kế : 0,5HL93

4.2.VẬT LIỆU

Thép làm dầm chủ : Thép tấm M270 cấp 250 có cường độ chảy F_y=250MPa.

Thép làm hệ liên kết ngang (dầm ngang và khung ngang), sườn tăng cường : M270 cấp 250 có cường độ chảy F_y=250MPa.

Thép bản mặt cầu, lề bộ hành :

Thép đai : CI có F_y=240MPa.

Thép chịu lực, cấu tạo : CII có F_y=280MPa.

Thép làm thanh lan can, cột lan can : M270 cấp 250 có cường độ chảy F_y=250MPa.

Bê tông bản mặt cầu, lan can, lề bộ hành : C30 có $f'_c = 30\,MPa$

Trọng lượng riêng của thép : $\gamma_s = 7{,}85\times10^{-5} N/mm^3$

Trọng lượng riêng của bê tông có cốt thép : $\gamma_c = 2.5\times10^{-5} N/mm^3$

4.3.GIẢI PHÁP KẾT CẤU

Chọn số lượng dầm n, khoảng cách dầm S, chiều dài cánh hẫng L_C:

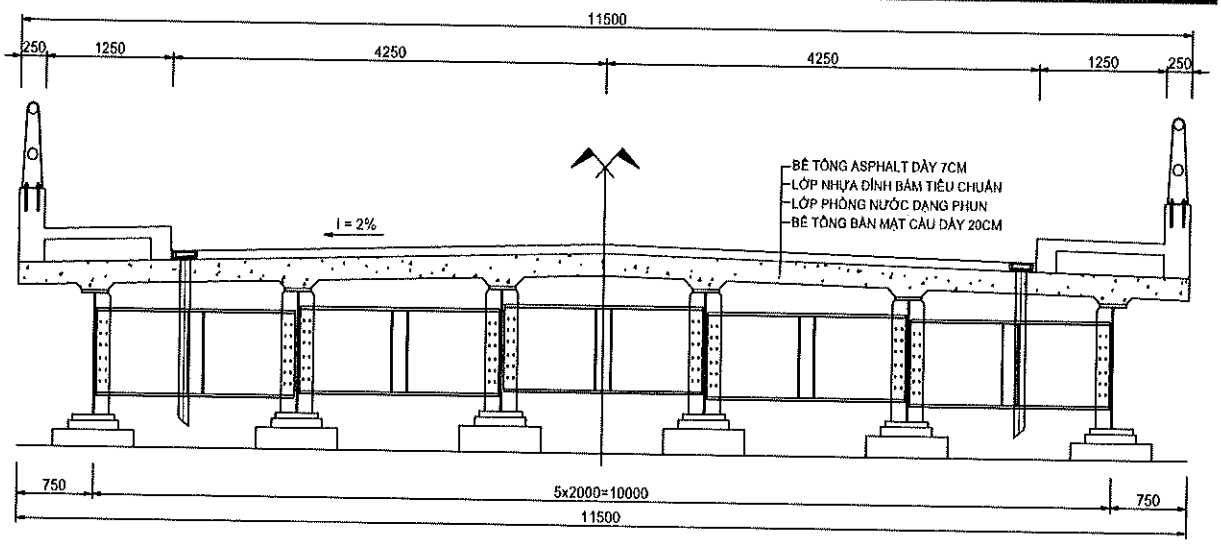
Bề rộng toàn cầu: B_{tc}=8500+2*(1250+250) =11500

Chọn số dầm chính là 6, khoảng cách giữa các dầm là S = 2000mm, chiều dài cánh hẫng L_C = 750mm.

Thiết kế độ dốc ngang cầu, cấu tạo các lớp mặt cầu :

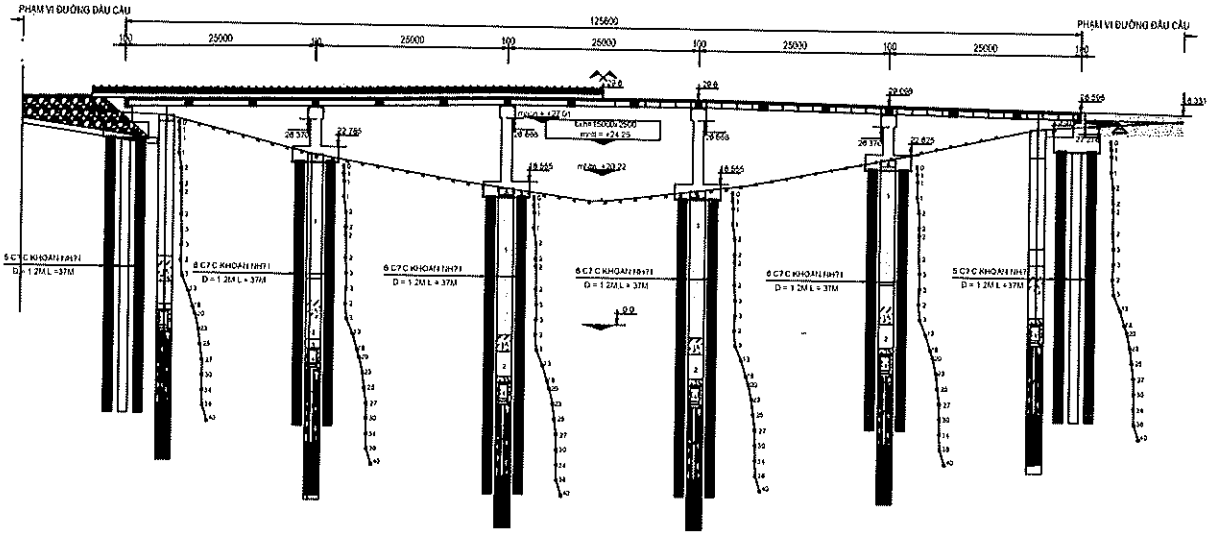
Độ dốc ngang thiết kế : 2%.

Tạo dốc bằng thay đổi chiều cao đá kê gối : Là dùng đá kê gối có chiều cao tăng dần để tạo độ dốc ngang của mặt đường sau khi hoàn thiện. Chiều cao tối thiểu của gối là 100mm.



Hình 4.1 Mặt cắt ngang cầu phương án 2

BỐ TRÍ CHUNG PHƯƠNG ÁN 2



Hình 4.2 Bố trí chung phương án 2

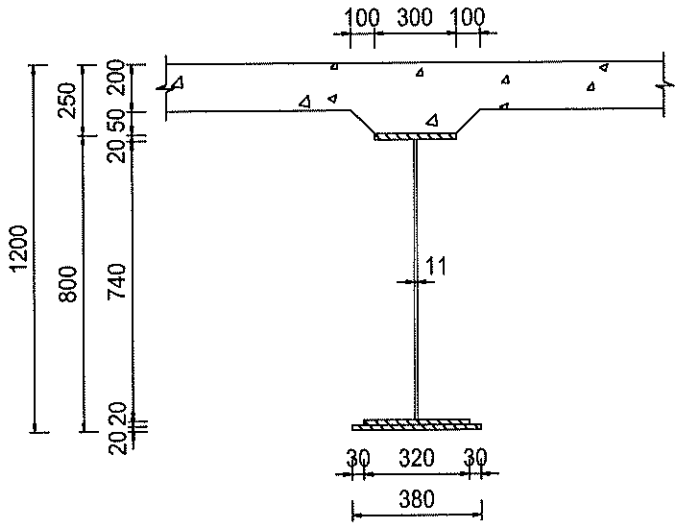
4.4.CẤU TẠO DẦM CHÍNH :

Chiều dài dầm tính toán :

Chọn khoảng cách từ đầu dầm đến tim gối là : a=300mm.

Chiều dài dầm tính toán : L_{TT} = 25000-2a = 36000-2x300 = 24400mm

Chiều cao dầm được chọn từ chiều cao tối thiểu trong quy trình và theo kinh nghiệm thiết kế:



Hình 4. 3Kích thước dầm chủ

$$\begin{cases} d = 0,033L_{tt} = 0,033 \times 24400 = 805,2 \text{ mm} \\ H \geq 0,04L = 0,04 \times 24400 = 976 \text{ mm} \\ H = \frac{1}{25}L \div \frac{1}{20}L = \frac{1}{25}24.400 \div \frac{1}{20}24.400 = 976 \div 1220 \text{ mm} \end{cases}$$

Ta chọn:

Chiều cao dầm thép d=800 mm.

Chiều cao dầm liên hợp H= 1200 mm

Chiều cao phần vút : h_v=50 mm

Chiều dày bản bê tông : t_s=200 mm

Chiều dày sườn dầm : t_w=11 mm

Chiều rộng cánh trên : b_c=300 mm

Chiều dày cánh trên : t_c=20 mm

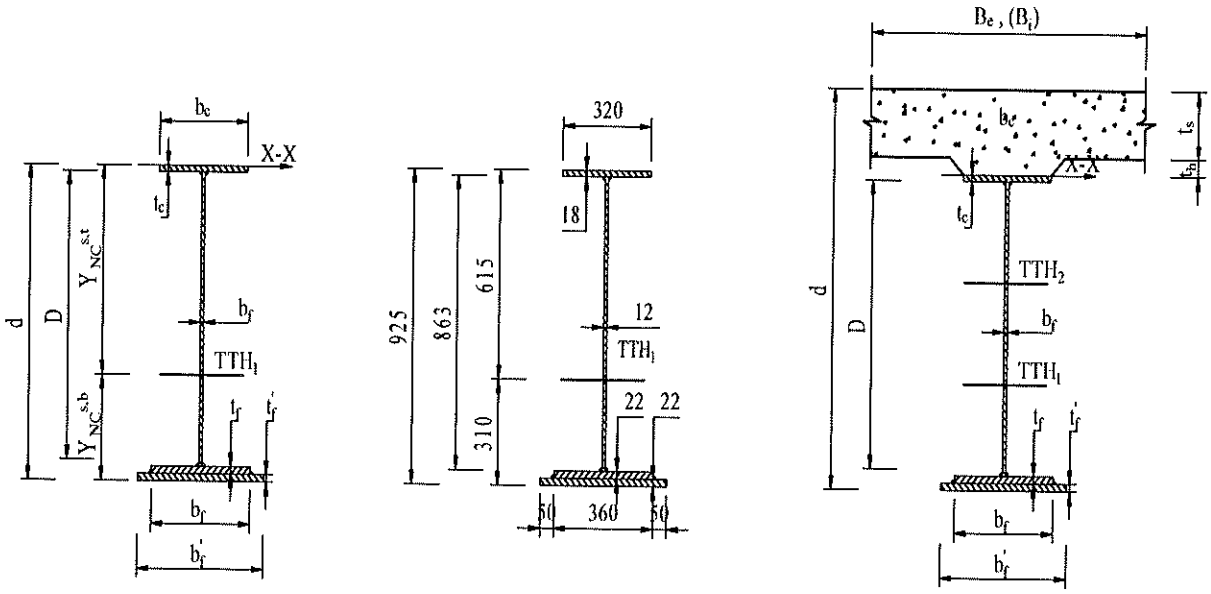
Chiều rộng cánh dưới : b_f=320 mm

Chiều dày cánh dưới : t_f=20 mm

Chiều rộng bản phủ : b'_f=380 mm

Chiều dày bản phủ : t'_f=20 mm

4.5.GIAI ĐOẠN CHƯA LIÊN HỢP:



Hình ***4.4*** Tiết diện dầm chủ

Diện tích mặt cắt ngang phần dầm thép:

$$A_s = b_c.t_c + D.t_w + b_f.t_f + b'_f.t'_f$$

$$= 300\times 20 + 740\times 11 + 320\times 20 + 380\times 20 = 28.140 mm^2$$

Moment tĩnh của dầm thép đối với trục X-X:

$$K_{X-X} = \sum A_i \times y_{c,i}^{X-X} = b_c \times t_c \times \frac{t_c}{2} + D\times t_w \times \left(t_c + \frac{D}{2}\right) + b_f \times t_f \times \left(t_c + D + \frac{t_f}{2}\right) + b'_f \times t'_f \times \left(d - \frac{t'_f}{2}\right)$$

$$= 300\times 20\times \frac{20}{2} + 740\times 11\times \left(\frac{740}{2} + 20\right) + 320\times 20\times \left(20 + 740 + \frac{20}{2}\right) + 380\times 20\times \left(800 - \frac{20}{2}\right)$$

$$= 14.166.600 \ mm^3$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mép dầm :

$$Y_{NC}^{s,t} = c = \frac{K_{X-X}}{A_s} = \frac{14.166.600}{28.140} = 503,43 \ mm$$

$$Y_{NC}^{s,b} = d - Y_{NC}^{s,t} = 800 - 503,43 = 296,57 \ mm$$

Xác định moment quán tính:

$$I_{NC} = \frac{b_c\times t_c^3}{12} + b_c\times t_c\times \left(Y_{NC}^{s,t} - \frac{t_c}{2}\right)^2 + \frac{t_w\times (y_{NC}^{s,t} - t_c)^3}{3} + \frac{t_w\times (Y_{NC}^{s,b} - t_f - t'_f)^3}{3} + \frac{b_f\times t_f^3}{12}$$

$$+ b_f\times t_f\times \left(Y_{NC}^{s,b} - t'_f - \frac{t_f}{2}\right)^2 + \frac{b'_f\times t'^3_f}{12} + b'_f\times t'_f\times \left(Y_{NC}^{s,b} - \frac{t'_f}{2}\right)^2$$

$$= \frac{300\times 20^3}{12} + 300\times 20\times \left(503.43 - \frac{20}{2}\right)^2 + \frac{11\times (503.43 - 20)^3}{3} + \frac{11\times (296.57 - 20 - 20)^3}{3} + \frac{320\times 20^3}{12}$$

$$+ 320\times 20\times \left(296.57 - 20 - \frac{20}{2}\right)^2 + \frac{380\times 20^3}{12} + 380\times 20\times \left(296.57 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$= 3.016.604.388,06 \ mm^4$$

Momen kháng uốn đối với thớ trên tiết diện dầm thép:

$$S_{NC}^{s,t}=\frac{I_{NC}^{s,}}{Y_{NC}^{s,t}}=\frac{3.016.604.388,06}{503,43}=5.992.069,2\ mm^3$$

Momen kháng uốn đối với thớ dưới tiết diện dầm thép:

$$S_{NC}^{s,b}=\frac{I_{NC}^{s}}{Y_{NC}^{s,b}}=\frac{3.016.604.388,06}{296,57}=10.171.741,02\ mm^3$$

Momen tĩnh của tiết diện dầm thép đối với trục trung hoà:

$$S_{NC}^{b}=t_w\frac{\left(D-Y_{NC}^{s,t}+t_c\right)^2}{2}+b_f t_f\left(d-Y_{NC}^{s,t}-\frac{t_f}{2}-t'_f\right)+b'_f t'_f\left(d-Y_{NC}^{s,t}-\frac{t'_f}{2}\right)$$

$$=11\times\frac{(740-503,43+20)^2}{2}+320\times20\times\left(800-503,43-\frac{20}{2}-20\right)+380\times20\times\left(800-503,43-\frac{20}{2}\right)$$

$$=4.245.987,20\ mm^3$$

4.6.GIAI ĐOẠN LIÊN HỢP:

Bề rộng có hiệu dầm trong B_i và dầm ngoài B_e:

Dầm trong:

$$B_i=\min\begin{cases}12\times t_s+\max(t_w,b_c/2)\\ \frac{L_{tt}}{4}\\ S\end{cases}=\min\begin{cases}12\times200+\max(11;300/2)=2.550\ (mm)\\ \frac{24.400}{4}=6.100(mm)\\ 2000(mm)\end{cases}=2000(mm)$$

Dầm biên:

$$B_e=\frac{B_i}{2}+\min\begin{cases}6\times t_s+\max(\frac{t_w}{2},\frac{b_c}{4})\\ \frac{L_{tt}}{8}\\ S_{hang}\end{cases}=\frac{2000}{2}+\min\begin{cases}6\times200+\max(\frac{11}{2};\frac{300}{4})=1.275\ mm\\ \frac{24.400}{8}=3.050(mm)\\ 750(mm)\end{cases}=1750(mm)$$

Đặc trưng hình học dầm biên:

Vì dầm trong và dầm biên có kích thước khác nhau (Be>Bi) nên ta tính đặc trưng hình học cho cả hai.

Giai đoạn liên hợp ngắn hạn (ST):

Bố trí cốt thép trong bản mặt cầu là ϕ12a200 và bê tông bản mặt cầu có cường độ f'_c=30MPa

Diện tích cốt thép dọc bản: $A_{ct} = 11 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times 2 = 2.488,141 mm^2$

Diện tích phần bản bê tông quy đổi về thép:

$$A_{c-td} = \frac{A_c}{n} = \frac{1750 \times 200 + 50 \times 300 + 50^2}{8} = 45.937,5 \ mm^2$$

Trong đó: n là hệ số quy đổi bê tông bản mặt cầu về thép, phụ thuộc vào cường độ của bê tông làm bản mặt cầu. ($f'_c = 30Mpa \Rightarrow n = 8$)

Khoảng cách từ trọng tâm bản bê tông (tính cả phần vút) đến mép trên dầm thép:

$$c'' = \frac{B_e \times t_s \times \left(h_v + \frac{t_s}{2}\right) + b_c \times h_v \times \frac{h_v}{2} + 2 \times \left(\frac{1}{2} \times h_v^2 \times \frac{2}{3} \times h_v\right)}{B_e \times t_s + h_v \times (b_c + h_v)}$$

$$= \frac{1750 \times 200 \times \left(50 + \frac{200}{2}\right) + 300 \times 50 \times \frac{50}{2} + 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 50^2 \times \frac{2}{3} \times 50\right)}{1750 \times 200 + 50 \times (300 + 50)}$$

$= 144,104$ mm

Diện tích mặt cắt ngang dầm:

$$A_d = A_s + A_{ct} + A_{c-td} = 28.140 + 2.261,947 + 45.937,500 = 76.339,447 \ mm^2$$

Momen tĩnh của diện tích tiết diện liên hợp lấy đối với trục TH1:

$$K_{TH1} = A_{ct} \times \left(Y_{NC}^{s,t} + h_v + \frac{t_s}{2}\right) + A_{c-td} \times (Y_{NC}^{s,t} + c'')$$

$$= 2.261,947 \times \left(503,43 + 50 + \frac{200}{2}\right) + 45.937,500 \times (503,43 + 144)$$

$$= 31.224.267,816 \ mm^3$$

Khoảng cách từ trục TH1 đến trục TH2

$$c' = \frac{K_{TH1}}{A_d} = \frac{31.224.267,816}{76.339,447} = 409,019 \ mm$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến các mép dầm :

Mép trên dầm thép : $Y_{ST}^{s,t} = Y_{NC}^{s,t} - c' = 503,43 - 409,019 = 94,411$ mm

Mép dưới dầm thép : $Y_{ST}^{s,b} = Y_{NC}^{s,b} + c' = 297,57 + 409,019 = 708,589$mm

Mép dưới bản bê tông: $Y_{ST}^{c,b} = Y_{ST}^{s,t} = 94,414$ mm

Mép trên bản bê tông: $Y_{ST}^{c,t} = Y_{ST}^{s,t} + t_h + t_s = 94,414 + 50 + 200 = 344,414$ mm

Momen quán tính của tiết diện liên hợp : I_{ST}

$$I_{ST} = I_{NC} + c'^2 \times A_s + \frac{1}{n} \times \sum (I_{ci} + a_{ci}^2 \times A_{ci}) + A_{ct} \times a_{ct}^2$$

$$= 3.016.604.388,06 + 409,019^2 \times 28.140 + \frac{1}{8} \times \left(\frac{1750 \times 200^3}{12} + 244,414^2 \times 1750 \times 200 \right)$$

$$+ \frac{1}{8} \times \left(\frac{300 \times 50^3}{12} + 119,414^2 \times 300 \times 50 \right) + \frac{1}{8} \times 2 \times \left(\frac{50^4}{36} + \left(119,414 + \frac{2}{3} \times 50 \right)^2 \times \frac{1}{2} x 50^2 \right)$$

$$+ 2.261,947 \times 244,414^2$$

$$= 10.651.100.453,602 \text{ mm}^4$$

Momen kháng uốn của tiết diện dầm thép :

$$S_{ST}^{s,t} = \frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{s,t}} = \frac{10.651.100.453,602}{94,414} = 112.812.663,701 \text{ mm}^3$$

$$S_{ST}^{s,b} = \frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{s,b}} = \frac{10.651.100.453,602}{705,586} = 15.095.397,593 \text{ mm}^3$$

Momen kháng uốn đối với mép trên và mép dưới bản bê tông :

$$S_{ST}^{c,t} = n.\frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{c,t}} = 8 \times \frac{10.651.100.453,602}{344,414} = 247.402.228,996 \text{ mm}^3$$

$$S_{ST}^{c,b} = n.\frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{c,b}} = 8 \times \frac{10.651.100.453,602}{94,414} = 902.501.309,606 \text{ mm}^3$$

Momen tĩnh của tiết diện liên hợp ngắn hạn đối với trục trung hoà:

$$S_{st}^{c} = t_w \frac{\left(D - Y_{NC}^{S,t} + t_c + c' \right)^2}{2} + b_f t_f \left(Y_{NC}^{S,b} - \frac{t_f}{2} - t'_f + c' \right) + b'_f t'_f \left(Y_{NC}^{S,b} - \frac{t'_f}{2} + c' \right)$$

$$= 11 \times \frac{(740 - 503,43 + 20 + 409,019)^2}{2} + 320 \times 20 \times \left(296,57 - \frac{20}{2} - 20 + 409,019 \right)$$

$$+ 380 \times 20 \times \left(296,57 - \frac{20}{2} + 409,019 \right)$$

$$= 12.046.728,916 \text{ mm}^3$$

Giai đoạn liên hợp dài hạn (LT):

Diện tích cốt thép dọc bản:

$$A_{ct} = 11 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times 2 = 2.488 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bản bê tông quy đổi về thép:

$$A_{c\text{-}td} = \frac{A_c}{3 \times n} = \frac{B_e \times t_s + t_h \times (b_c + t_h)}{3 \times n} = \frac{1750 \times 200 + 50 \times (300 + 50)}{3 \times 8} = 15.312,500 \text{ mm}^2$$

Trong đó: n là hệ số quy đổi bê tông bản mặt cầu về thép, phụ thuộc vào cường độ của bê tông làm bản mặt cầu.

Diện tích mặt cắt ngang dầm liên hợp : A_d

$$A_d = A_s + A_{ct} + A_{c\text{-}cd} = 28.140,00 + 2.488 + 15.312,500 = 45.714,447 \text{ mm}^2$$

Momen tĩnh của diện tích tiết diện liên hợp lấy đối với trục TH1:

$$K_{TH1} = A_{ct} \times \left(Y_{NC}^{s,t} + h_v + \frac{t_s}{2} \right) + A_{c-td} \times (Y_{NC}^{s,t} + c'')$$

$$= 2.488 \times \left(503,43 + 50 + \frac{200}{2} \right) + 15.312,500 \times (503,43 + 144,104) =$$

$$= 11.393.442,774 \text{ mm}^3$$

Khoảng cách từ trục TH1 đến TH2:

$$c''' = \frac{K_{TH1}}{A_d} = \frac{11.393.442,774}{45.714,447} = 249,231 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến các mép dầm :

Mép trên dầm thép: $Y_{LT}^{s,t} = Y_{NC}^{s,t} - c''' = 503,43 - 249,231 = 254,199$ mm

Mép dưới dầm thép: $Y_{LT}^{s,b} = Y_{NC}^{s,b} + c''' = 296,57 + 249,231 = 545,798$ mm

Mép dưới bản bê tông: $Y_{LT}^{c,b} = Y_{LT}^{s,t} = 254,199$ mm

Mép trên bản bê tông: $Y_{LT}^{c,t} = h - Y_{LT}^{s,b} = 1175 - 590 = 545,789$ mm

Momen quán tính của tiết diện liên hợp : I_{LT}

$$I_{LT} = I_{NC} + c'''^2 \times A_s + \frac{1}{3n} \times \sum (I_{ci} + a_{ci}^2 \times A_{ci}) + A_{ct} \times a_{ct}^2$$

$$= 3.016.604.388,06 + 249,231^2 \times 2.488 + \frac{1}{3 \times 8} \times \left(\frac{1750 \times 200^3}{12} + 404,199^2 \times 1750 \times 200 \right)$$

$$+ \frac{1}{3 \times 8} \times \left(\frac{300 \times 50^3}{12} + 229,1990^2 \times 320 \times 50 \right) + 2 \times \frac{1}{3 \times 8} \left(\frac{50^4}{36} + 404,199^2 \times \frac{1}{2} \times 50^2 \right)$$

$$+ 2.488 \times 404,199^2$$

$$= 7.622.807.257,825 \text{ mm}^4$$

Momen kháng uốn đối với mép trên và mép dưới tiết diện dầm thép:

$$S_{LT}^{s,t} = \frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{s,t}} = \frac{7.622.807.257,825}{254,202} = 29.987.186,071 \text{ mm}^3$$

$$S_{LT}^{s,b} = \frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{s,b}} = \frac{7.622.807.257,825}{545,798} = 13.966.356,405 \text{ mm}^3$$

Momen kháng uốn đối với mép trên và mép dưới bản bê tông :

$$S_{LT}^{c,t} = 3.n.\frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{c,t}} = 3 \times 8 \times \frac{7.622.807.257,825}{504,202} = 362.845.285,657 \text{ mm}^3$$

$$S_{LT}^{c,b} = 3.n.\frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{c,b}} = 3 \times 8 \times \frac{7.622.807.257,825}{254,202} = 719.692.465,704 \text{ mm}^3$$

Momen tĩnh của tiết diện liên hợp dài hạn đối với trục trung hoà:

$$S_{LT}^{e} = t_w \frac{\left(D - Y_{NC}^{S,t} + t_c + c'''\right)^2}{2} + b_f t_f \left(Y_{NC}^{S,b} - \frac{t_f}{2} - t'_f + c'''\right) + b'_f t'_f \left(Y_{NC}^{S,b} - \frac{t'_f}{2} + c'''\right)$$

$$= 11 \times \frac{\left(740 - 503,43 + 20 + 249,231\right)^2}{2} + 320 \times 20 \times \left(296,57 - \frac{20}{2} - 20 + 249,231\right)$$

$$+ 380 \times 20 \times \left(296,57 - \frac{20}{2} + 249,231\right)$$

$$= 8.780.242,902 \ mm^3$$

Tính tương tự cho dầm trong ta có bảng sau :

Bảng 4.1: Bảng tổng hợp các đặc trưng hình học của dầm trong và dầm biên

DẦM GIỮA (DẦM TRONG)				
Đặc trưng	Đơn vị	Tiết diện dầm thép	Tiết diện dầm liên hợp	
		Chưa liên hợp (NC)	Ngắn hạn (ST)	Dài hạn (LT)
Diện tích tiết diện	mm^2	28.140,000	82.589,447	47.797,780
Momen kháng uốn thớ dưới dầm thép	mm^3	10.171.741,017	15.215.184,865	14.119.755,000
Momen kháng uốn thớ trên dầm thép	mm^3	5.992.069,197	145.117.884,025	33.625.583,847
Momen kháng uốn tại mép dưới bản BT	mm^3		1.160.943.072,197	807.014.012,321
Momen kháng uốn tại mép trên bản BT	mm^3		270.425.002,610	392.381.959,390
Momen quán tính của tiết diện	mm^4	3.016.604.388,060	11.017.043.198,334	7.955.289.745,538

DẦM BIÊN (DẦM NGOÀI)				
Đặc trưng	Đơn vị	Tiết diện dầm thép	Tiết diện dầm liên hợp	
		Chưa liên hợp (NC)	Ngắn hạn (ST)	Dài hạn (LT)
Diện tích tiết diện	mm^2	28.140,000	76.339,447	45.714,447
Momen kháng uốn thớ dưới dầm thép	mm^3	10.171.741,017	15.095.397,593	13.966.356,405

Momen kháng uốn thớ trên dầm thép	mm^3	5.992.069,197	112.812.663,701	29.987.186,071
Momen kháng uốn tại mép dưới bản BT	mm^3		902.501.309,606	719.692.465,704
Momen kháng uốn tại mép trên bản BT	mm^3		247.402.228,996	362.845.285,657
Momen quán tính của tiết diện	mm^4	3.016.604.388,060	10.651.100.453,602	7.622.807.257,825

4.7.TẢI TRỌNG – HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG:

4.7.1.Tải trọng tác dụng lên cầu:

4.7.1.1Tĩnh Tải:

Gồm cc tĩnh tải DC_1, DC_2, DC_3, DW.

-Trọng lượng bản thân dầm thép:

$$P_1 = A_S \times \gamma_s = 34,156x7,85x10^{-5} = 2,681 \text{ N/mm}$$

-Neo : P_2=0,5N/mm

-Mối nối (chọn trước): P_3=0,5N/mm

-Sườn tăng cường:

+Sườn tăng cường giữa:

Một dầm có: 8 x2 = 16 sườn tăng cường giữa

Khoảng cách các sườn giữa: d_o = 3000 mm

Khối lượng một sườn tăng cường:

$$g_{s1} = 120 \times 813 \times 12 \times 7,85 \times 10^{-5} = 91,9 \text{ N}$$

+ Sườn tăng cường gối

Một dầm có: 4 x 2 = 8 sườn tăng cường gối

Khoảng cách các sườn: 200 mm

Khối lượng một sườn:

$$g_{s2} = 150 \times 863 \times 12 \times 7,85 \times 10^{-5} = 121,9 \text{ N}$$

+ Sườn tăng cường tại liên kết ngang:

Một dầm có: 9 x 2 = 18 sườn tăng cường

Khoảng cách các hệ liên kết ngang: L_b = 3,000 mm

Khối lượng một sườn tăng cường:

$$g_{s3} = 120 \times 851 \times 12 \times 7,85 \times 10^{-5} = 96,2 \text{ N}$$

-Liên kết khung ngang:có 18 liên kết khung ngang trên mỗi dầm

+ Khoảng cách giữa các liên kết ngang 3.000 mm.

+ Dùng thép L 100 x 100 x 10 (cho cả thanh xiên và thanh ngang)

+ Trọng lượng mỗi mét dài: $g_{lk} = 151$ N

+Thanh ngang dài: 1.830 mm

+Thanh xiên dài: 890 mm

+ Mỗi liên kết ngang có: 2 x 1 = 2 thanh liên kết ngang, 2 x 1 = 2 thanh liên kết xiên

-Liên kết ngang ở đầu dầm:

+Dầm ngang W690x192 dài 2240 mm có khối lượng:

$$g=A.L.=24400x1.830x7,85x10^{-5}=3.505,182 \text{ N}$$

+Sườn tăng cường tại giữa dầm ngang để đặt kích trong quá trình thay gối sau này: có 4 sườn tăng cường g = 4x76,067 = 304,266 N

- Mỗi dầm chủ trong có 18 liên kết khung ngang và 4 dầm ngang:

$$P_4 = \frac{1}{2}\times\left[\frac{\left(\frac{g_{lk}}{1000}\times(1,830\times2+890\times2)\right)\times18+4g_{damngang}+4g_{STCtrendamngang}}{L_{tt}}\right]$$

$$=\frac{1}{2}\times\left[\frac{\left(\frac{151}{1000}\times(1,830\times2+890\times2)\right)\times18+4\times3.505,182+4\times76,067}{24400}\right]=0,548 \text{ N/mm}$$

-Sườn tăng cường:

$$P_5=\frac{g_{s1}\times16+g_{s2}\times8+g_{s3}\times18}{24400}=\frac{91,9\times16+121,9\times8+96,19\times18}{24400}=0,152 \text{ N/mm}$$

$$=>DC_1=P_1+P_2+P_3+P_4+P_5$$

$$=2,681+0,5+0,5+0,548+0,152$$

$$=4,382 \text{ N/mm}$$

-Trọng lượng bản thân bản mặt cầu:

+Diện tích bản mặt cầu: $A_{bmc} = B_{tc}.t_s = 11500x200 = 2300000 \text{ mm}^2$

+Diện tích bản vút: $A_{vut}=b_c\times h_v+\frac{2.h_v^2}{2}=300\times50+\frac{2\times50^2}{2}=17500\text{mm}^2$

$=>DC_2=(A_{bmc}+A_{vút}).{}_{bt}=(2.300.000+6x17.500).2,5.10^{-5}=60,125$ N/mm (toàn cầu)

-Trọng lượng lan can – lề bộ hành 1 phía đã tính ở trên.

$DC_3 = 7,814$ N/mm

-Tĩnh tải lớp phủ DW:

$DW = h_{DW}\times B\times g_{DW} = 70\times8500\times2,3\times10^{-5} = 13,685 \text{N/mm}$ (tính cho toàn cầu).

4.7.1.2.Hoạt Tải:

-Hoạt tải tác dụng lên dầm gồm có: HL93 + Tải trọng người đi

-Tải trọng xe HL93 gồm có:

+ Tải trọng xe 3 trục và tải trọng làn

+ Tải trọng xe 2 trục và tải trọng làn

-Xe 3 trục:

+ Trục trước: $P_3 = 35000$ N

+ Trục sau: $P_1 = P_2 = 145000$ N

-Xe 2 trục: $P_1 = P_2 = 110000$ N

-Tải trọng làn: $W_{làn} = 9,3$ N/mm

-Tải trọng người đi: $W_{PL} = 3,10^{-3}$ x$B_{bộ hành}$=3x10^{-3} x 1000 =3 N/mm

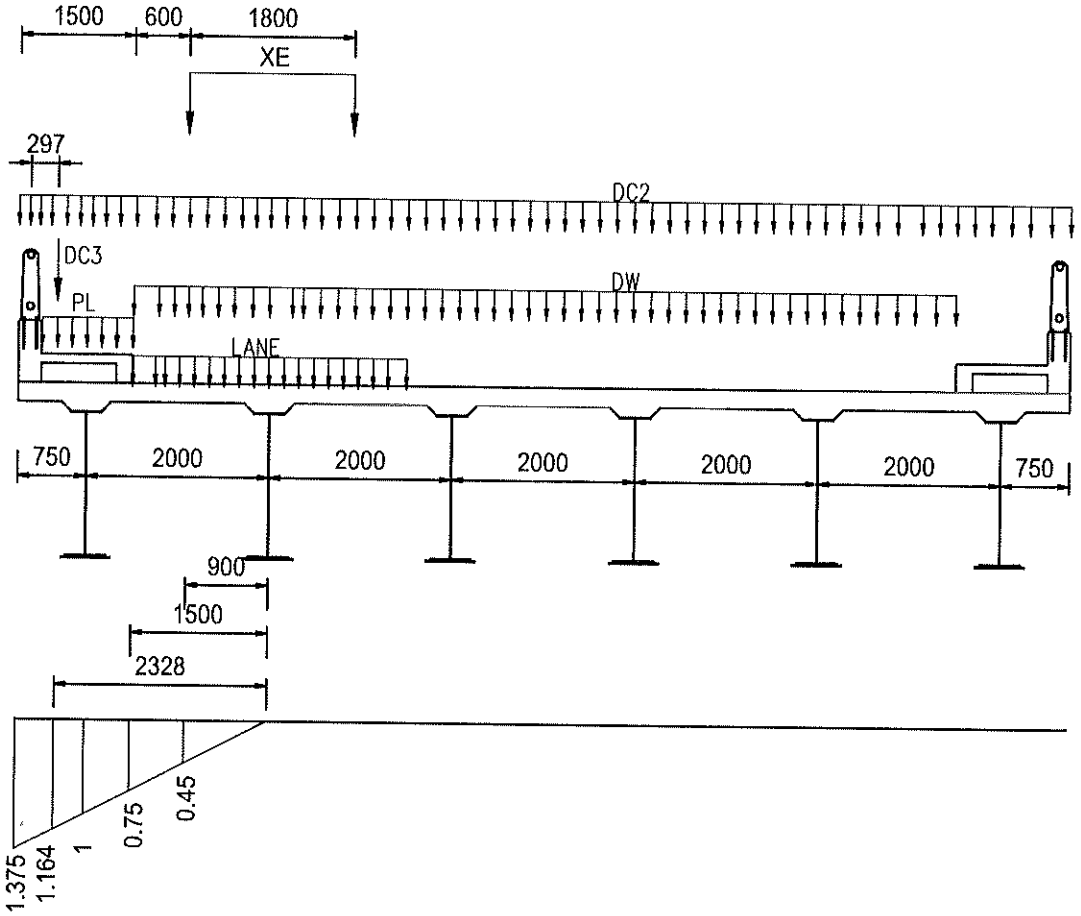
4.7.2.Xác định hệ số phân bố ngang:

Khi bê tông bản mặt cầu chưa đủ cường độ thì tĩnh tải DC2 chia đều cho các dầm chính do đó hệ số phân bố tải trọng theo phương ngang của tĩnh tải DC2 được xác định như sau:

$$g = \frac{1}{n} = \frac{1}{6} = 0,167$$

4.7.2.1.Phương pháp đòn bẩy:

Dầm Biên:



Hình 4.4 .Đah dầm biên theo phương pháp đòn bẩy

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục : $mg^{SE} = 1,2 \times \frac{0,45}{2} = 0,27$

Hoạt tải làn: $mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,2}{3000}\left(\frac{1}{2} \times 1500 \times 0,75\right) = 0,225$

Hoạt tải người đi bộ: $mg^{SE} = \frac{1}{B_{PL}} \times \sum \Omega_{PL} = \frac{1}{1.250} \times \frac{1.250 \times (1,213 + 0,75)}{2} = 0,938$

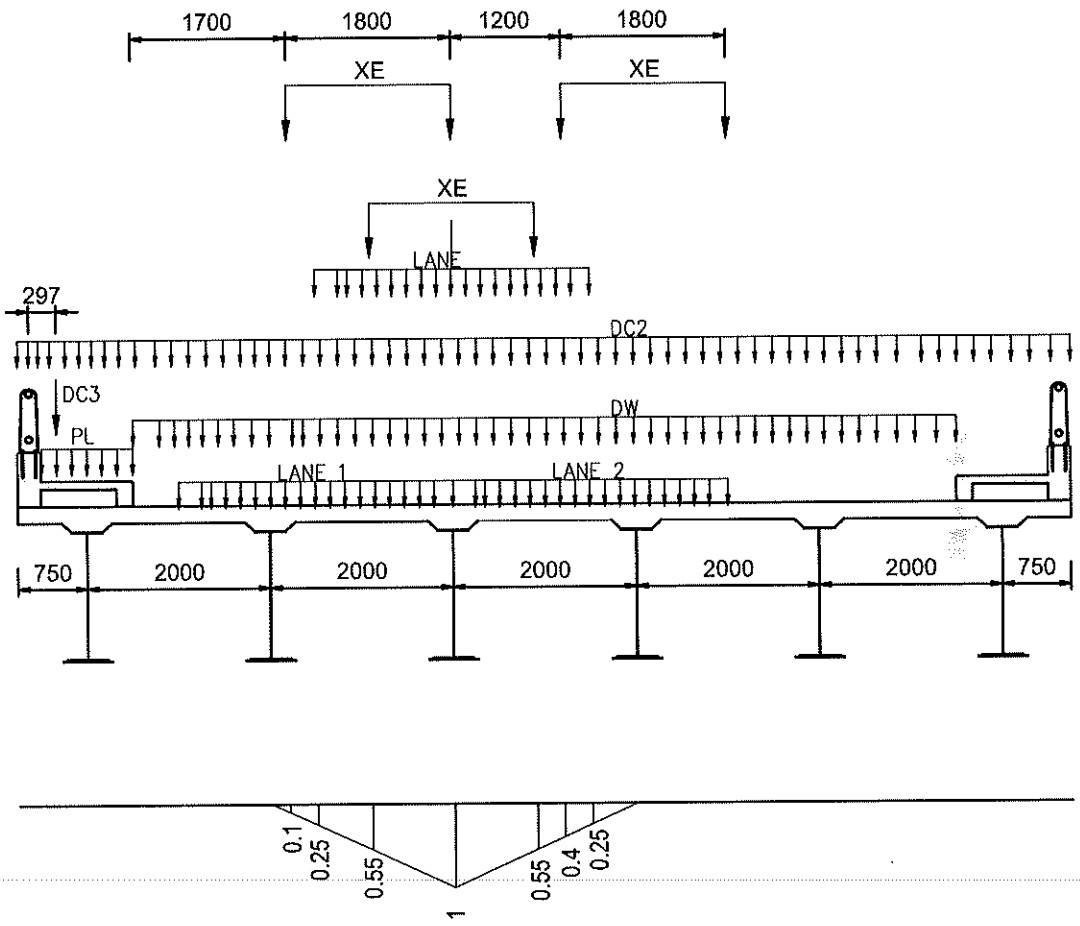
DW: $g^{SE} = \frac{1}{8500} \times \frac{1500 \times 0,75}{2} = 0,046$

DC3: $g = 1,098$

DC2: $g = \frac{1}{11.500} \times \frac{2750 \times 1,375}{2} = 0,164$

Dầm Trong:

Xét cho dầm 3:



Hình 4.5.Đah dầm 3 theo phương pháp đòn bẩy

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục :

+1 làn: $mg^{SI} = 1,2 \times \frac{0,55 \times 2}{2} = 0,66$

+2 làn: $mg^{SI} = 1 \times \frac{0,1+1+0,4}{2} = 0,75$

Hoạt tải làn:

+1 làn : $mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,2}{3000} \times \left(\frac{1}{2} \times 1500 \times (0,25+1) \right) \times 2 = 0,75$

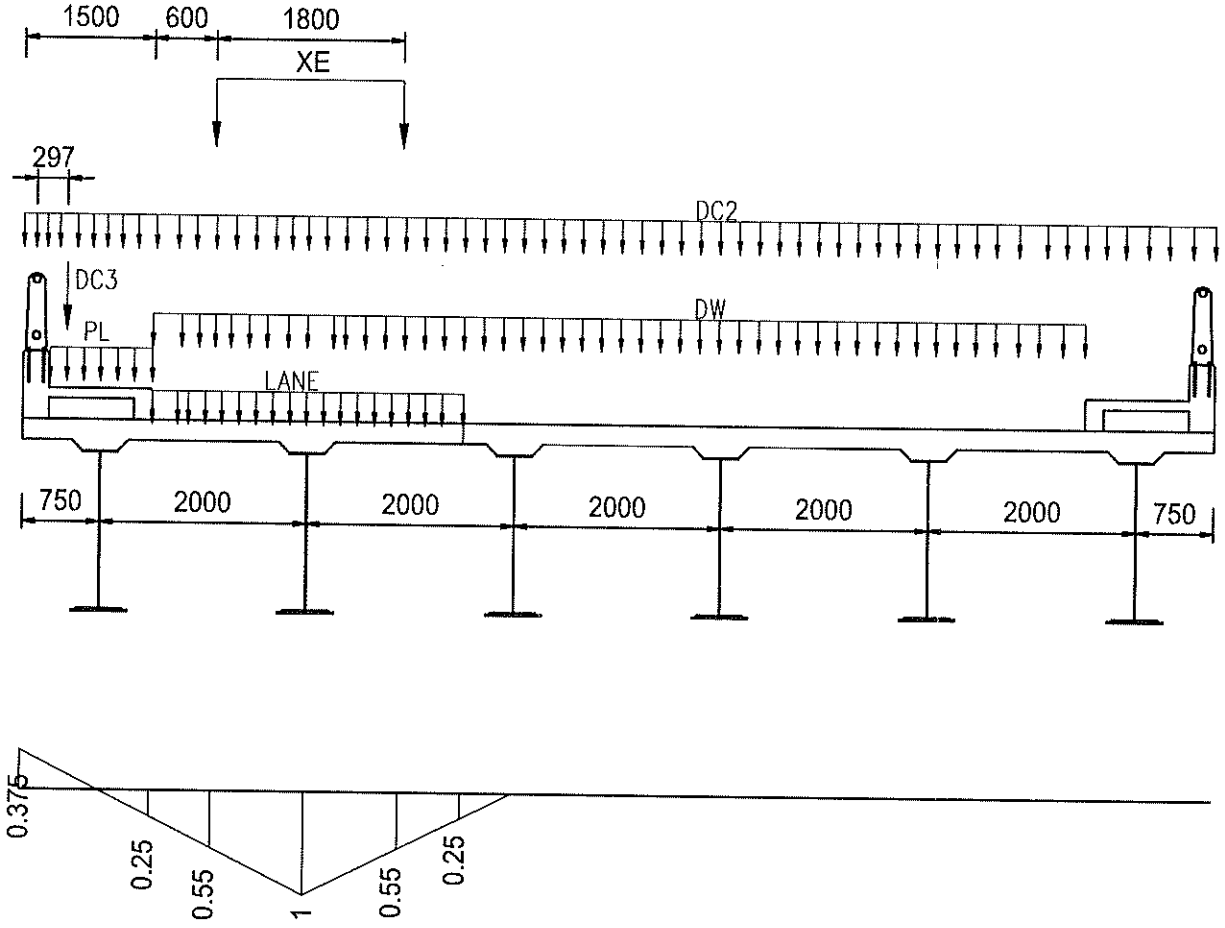
(chú ý : xếp 1 làn thì tải trọng làn xếp vào giữa đường ảnh hưởng)

+2 làn: $mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.0}{3000} \times \frac{1 \times 4000}{2} = 0,667$

DW: $g = \frac{1}{8500} \times \frac{1 \times 4000}{2} = 0,235$

DC2: $g = \frac{1}{11.500} \times \frac{1 \times 4000}{2} = 0,174$

Xét cho dầm 2:



Hình 4.6 Đah dầm trong số 2 thep phương pháp đòn bẩy

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục :

+1 làn: $mg^{SI} = 1,2 \times \frac{0,55 \times 2}{2} = 0,66$

Hoạt tải làn:

$$+1 \text{ làn: } mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.2}{3000} \times \left(\frac{1}{2} \times 1500 \times (0,25+1) \right) \times 2 = 0,75$$

Hoạt tải người đi bộ: g<0 (Không đặt hoạt tải người đi bộ vì g<0)

$$\text{DW: } g = \frac{1}{8500} \times \frac{1500 \times (0,25+1) + 2000 \times 1}{2} = 0,219$$

DC3: g<0

$$\text{DC2: } g = \frac{1}{11.500} \times \frac{4000 \times 1 - 750 \times 0,375}{2} = 0,162$$

Từ kết quả tính cho dầm 2 và dầm 3, chọn dầm số 3 là dầm đại diện cho các dầm trong vì có hệ số phân bố ngang lớn hơn, kết quả nội lực sẽ lớn hơn.

4.7.2.2.Phương pháp dầm đơn: (Chỉ tính cho hoạt tải)

Dầm Trong:

Điều kiện áp dụng phương pháp dầm đơn:

$1.100 \le S=2000 \le 4.900$

$110 \le t_s=200 \le 300$ => Thỏa mãn

$6.000 \le L=25000 \le 73.000$

$N_b=6 \ge 4$

Hệ số phân bố cho moment:

Một làn chất tải:

$$m.g^{SI}_{momen} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0,1}$$

Trong đó:

K_g : Tham số độ cứng dọc. $K_g = n \times \left(I_{NC} + A \times e_g^2 \right)$

Mô đun đàn hồi BMC xác định như sau:

$$E_D = 0,043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,043 \times 2400 \times \sqrt{30} = 27,692 \text{ MPa}$$

Dầm chủ làm bằng thép có $E_B = 200000$ MPa

$$\text{Vậy } n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{200.000}{27691,47} = 7,22$$

$$K_g = 7,22 \times (3.016.604.388,06 + 28.140,00 \times 765,441^2) = 108.565.332.658,502 \text{ mm}^4$$

$$\text{Vậy: } mg^{SI}_{moment} = 0,06 + \left(\frac{2000}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{2000}{34000} \right)^{0.3} \times \left(\frac{108.565.332.658,502}{25000 \times 200^3} \right)^{0.1} = 0,388$$

Hai hay nhiều làn chất tải:

$$mg_{moment}^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \times \left(\frac{K_g}{L \times t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$mg_{moment}^{MI} = 0,075 + \left(\frac{2000}{2.900}\right)^{0.6} \times \left(\frac{2000}{25.000}\right)^{0.2} \times \left(\frac{108.565.332.658,502}{25.000 \times 200^3}\right)^{0.1} = 0,533$$

Hệ số phân bố cho lực cắt:

Một làn chất tải:

$$mg_{luccat}^{SI} = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{2000}{7600} = 0,623$$

Hai hay nhiều làn chất tải:

$$mg_{luccat}^{MI} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0,2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^2 = 0,721$$

g_{luccat}^{MI} : Hệ số phân bố lực cắt cho dầm trong trường hợp xếp >1 làn xe trên cầu

Dầm Biên:

Một làn chất tải: (PP đòn bẩy)

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục : $mg^{SE} = 1,2 \times \frac{0,579}{2} = 0,347$

Hoạt tải làn: $mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,2}{3000}\left(\frac{1}{2} \times 1250 \times 0,625\right) = 0,156$

(Hệ số phân bố ngang cho Momen và lực cắt cùng giá trị)

Hai hay nhiều làn chất tải:

Vì $-300 \le d_e = -750 \le 600$ thỏa điều kiện áp dụng PP dầm đơn, vậy tính hệ số phân bố ngang cho tải trọng HL93

- Hệ số phân bố cho momen:

$$m.g_{momen}^{ME} = e.m.g_{momen}^{MI}$$

Trong đó:

e: Hệ số điều chỉnh ($e \ge 1$)

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} = 0,77 + \frac{-750}{2800} = 0,502$$

Ta có e = 0,502 <1. Vậy chọn e = 1

Vậy: $mg_{momen}^{ME} = e \times mg_{momen}^{MI} = 1 \times 0,533 = 0,533$

- Tính hệ số phân bố cho lực cắt:

Hệ số điều chỉnh : $e = 0,6 + \frac{d_e}{2.800} = 0,6 + \frac{-750}{2.800} = 0,332$

Vậy: $mg_{luccat}^{ME} = e \times mg_{luccat}^{MI} = 0,332 \times 0,72 = 0,252$

4.7.2.3.Phương pháp nén lệch tâm:

Hệ Số mềm :

$$\alpha = \frac{S^3}{6EI' \times \Delta_p}$$

Khi tính mặt cắt ở giữa nhịp giản đơn ta có:

$$\Delta_p = \frac{5p \times L_{tt}^4}{384EI} \Rightarrow \alpha = \frac{12.8S^3 I}{p \times L_{tt}^4 I'}$$

S=2000 mm, I =10.651.100.453,602mm^4

Cắt dải bản rộng 1.000 mm theo phương song song dầm chính.

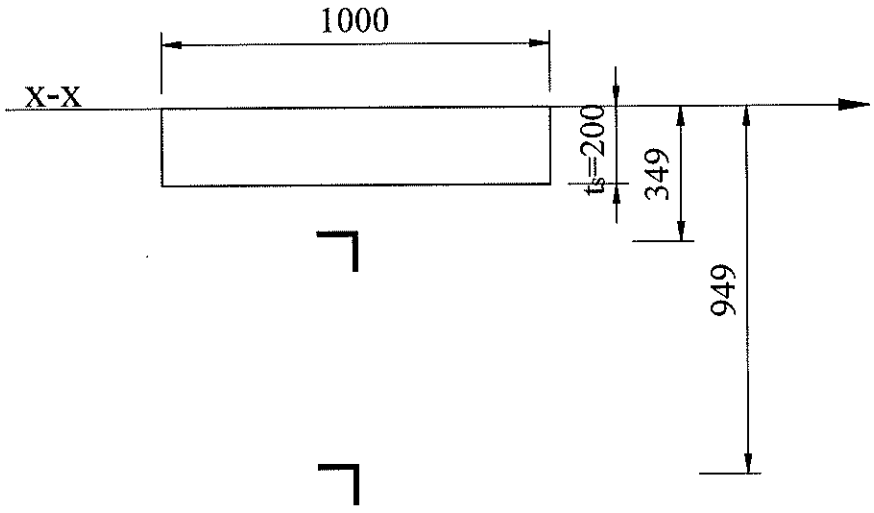
$$I' = \frac{I_n}{L_b}$$

I: momen quán tính của dầm chủ (được tính cho dầm liên hợp ngắn hạn).

I_n: momen quán tính của tiết diện đã quy đổi về thép.

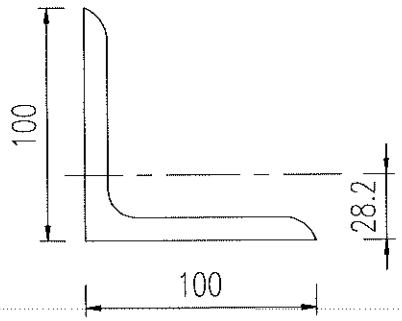
I': momen quán tính của hệ liên kết ngang trên một đơn vị chiều dài

Tính I_n:



Hình 4.7 .Mặt cắt 1m bản mặt cầu và hệ liên kết ngang

Mặt cắt bố trí thép hệ liên kết ngang



Hình ***4.8***. Mặt cắt thép liên kết ngang L100x100x10

Thép L100x100x10 có: F=2280mm^2 ; I=2.090.000mm^4

Momen tĩnh đối với trục X-X:

$$K_{X\text{-}X} = \frac{1}{8}\times 1000\times 200\times\frac{200}{2} + 2280\times 400 + 2280\times 1380$$
$$= 6.458.992,000 \ \text{mm}^3$$

Khoảng cách từ trục trung hòa (0-0) đến trục X-X:

$$a = \frac{K_{X\text{-}X}}{A} = \frac{6.458.992,000}{\frac{1}{8}\times 1000\times 200 + 2\times 2280} = 233,303 \ \text{mm}$$

Xác định moment quán tính:

$$I_{tt} = \frac{1}{8}\times\frac{1000\times 200^3}{12} + \frac{1}{8}\times 1000\times 200\times(233,303 - \frac{200}{2})^2$$
$$+ 2\times 2.090.000 + 2280\times(400 - 233,303)^2$$
$$+ 2280\times(1380 - 233,303)^2$$
$$= 3.252.681.084,195 \ \text{mm}^3$$

$$I' = \frac{I_{tt}}{L_b} = \frac{3.252.681.084,195}{3000} = 1.084.227,028 \ \text{mm}^4$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{12,8S^3I}{qL_{tt}^4I'} = \frac{12,8\times 2000^3\times 10.651.100.453,602.}{1\times 24.400^4\times 1.084.227,028.} = 0,0028 < 0,005$$

⇨ Thõa điều kiện

Tỷ số: $\frac{B}{L_{tt}} = \frac{8500}{24400} = 0,35 < 0,5$

Từ hai điều kiện cho thấy dùng phương pháp nén lệch tâm để tính hệ số phân bố ngang cho tải trọng.

4.7.2.4Phương pháp nén lệch tâm.

Ta áp dụng công thức để tính tung độ ĐAH phản lực gối thứ i:

$$\begin{cases} y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2}\times\frac{a_1.a_i}{\sum a_i^2} \\ y_{1'} = \frac{1}{n} - \frac{1}{2}\times\frac{a_1.a_i}{\sum a_i^2} \end{cases}$$

Trong đó:

- : n – số dầm chủ
- a_i – khoảng cách giữa 2 dầm đối xứng
- a1 = 10000 mm; a2 = 6000mm; a3 =2000 mm;

Bảng4.2.Tổng hợp hệ số phân bố ngang

DẦM	TẢI TRỌNG		DC2	DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
BIÊN	PP DẦM ĐƠN	MOMEN	-	-	-	**0,533**	**0,533**	-
		LỰC CẮT	-	-	-	**0,252**	**0,252**	-
	PP ĐÒN BẨY		**0.164**	**1,098**	**0,046**	0	0,156	**0,938**

	PP NÉN LỆCH TÂM		0.167	0,333	0,167	0,467	0,467	0,515
	PP GỐI TỰA ĐÀN HỒI							
TRONG	PP DẦM ĐƠN	MOMEN	-	-	-	**0,533**	**0,533**	-
		LỰC CẮT	-	-	-	**0,721**	**0,721**	-
	PP ĐÒN BẨY		**0.174**	**0,000**	**0,235**	0,660	0,75	**0,000**
	PP NÉN LỆCH TÂM		0.167	0,333	0,167	0,419	0,419	0,376
	PP GỐI TỰA ĐÀN HỒI							

Hệ số phân bố ngang khi xếp một làn, để tính toán ở TTGH Mỏi : Chỉ lấy cho tải trọng xe (vì TTGH Mỏi không xét cho tải trọng làn).

Dầm giữa : Momen : $mg^S = 0,377$.

Lực cắt : $mg^S = 0,610$.

Dầm biên : Momen : $mg^S = 0,347$.

Lực cắt : $mg^S = 0,347$.

(Những hệ số in đậm trong bảng là có sử dụng khi tính nội lực, còn các hệ số còn lại chỉ mang tính tham khảo)

Tĩnh Tải Tác Dụng Toàn Cầu:

DC_1=5,243 (N/mm)

DC_2=103,75 (N/mm)

DC_3=10,376 (N/mm)

DW=24,75 (N/mm)

Nội lực – tổ hợp nội lực theo các ttgh

Kiểm tra dầm chủ tại các mặt cắt sau:

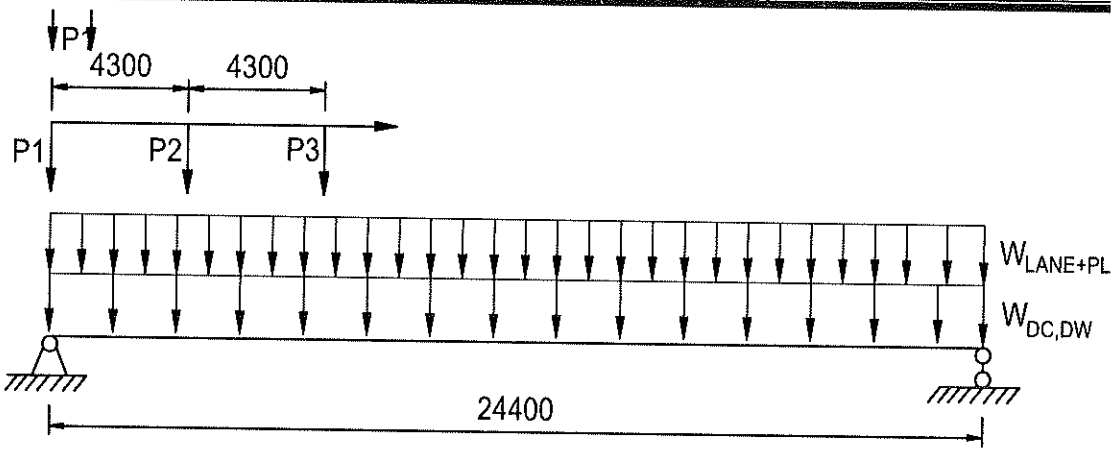
Tại mặt cắt gối (I-I): cách gối một khoảng L = 0 (V_u)

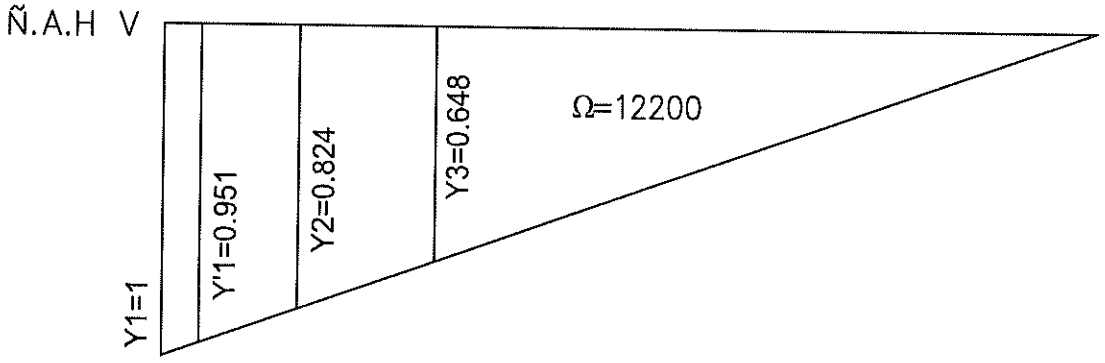
Tại mặt cắt mối nối (II-II): cách gối một khoảng L_2 = 12200 mm (M_s,V_s)

Tại mặt cắt liên kết ngang gần mặt cắt giữa dầm (III-III): cách gối một khoảng L_3 = 15750 mm (M_u)

Tại mặt cắt giữa dầm (IV-IV): cách gối một khoảng L_4 = 12200d mm (M_u,M_s,$M_{mỏi}$)

Mặt cắt I-I:





Hình 4.9 Đ.a.h lực cắt V tại MC I-I

Diện tích đường ảnh hưởng: $\begin{cases}\Omega_M = 0\\ \Omega_V^+ = 12200 \text{ mm}\\ \Omega_V^- = 0\end{cases}$

Lực cắt :

$V_{3trục} = P_1.y_1 + P_2.y_2 + P_3.y_3$

$= 72500 \times 1 + 72500 \times 0{,}824 + 17500 \times 0{,}648$

$= 143.555{,}328$ N

$V_{2trục} = P_1.y_1 + P_2.y'_1$

$= 55000 \times 1 + 55000 \times 0{,}951$

$= 107.295{,}082$ N

$V_{làn} = W_{làn.\ V(+)} = 9{,}3 \times 122\ 00 = 113.460$ N

$V_{PL} = W_{PL.\ V(+)} = 3 \times 12200 = 36.600$ N

$V_{DC1} = DC_1 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 5{,}243 \times (12200\text{-}0) = 55.043{,}447$N

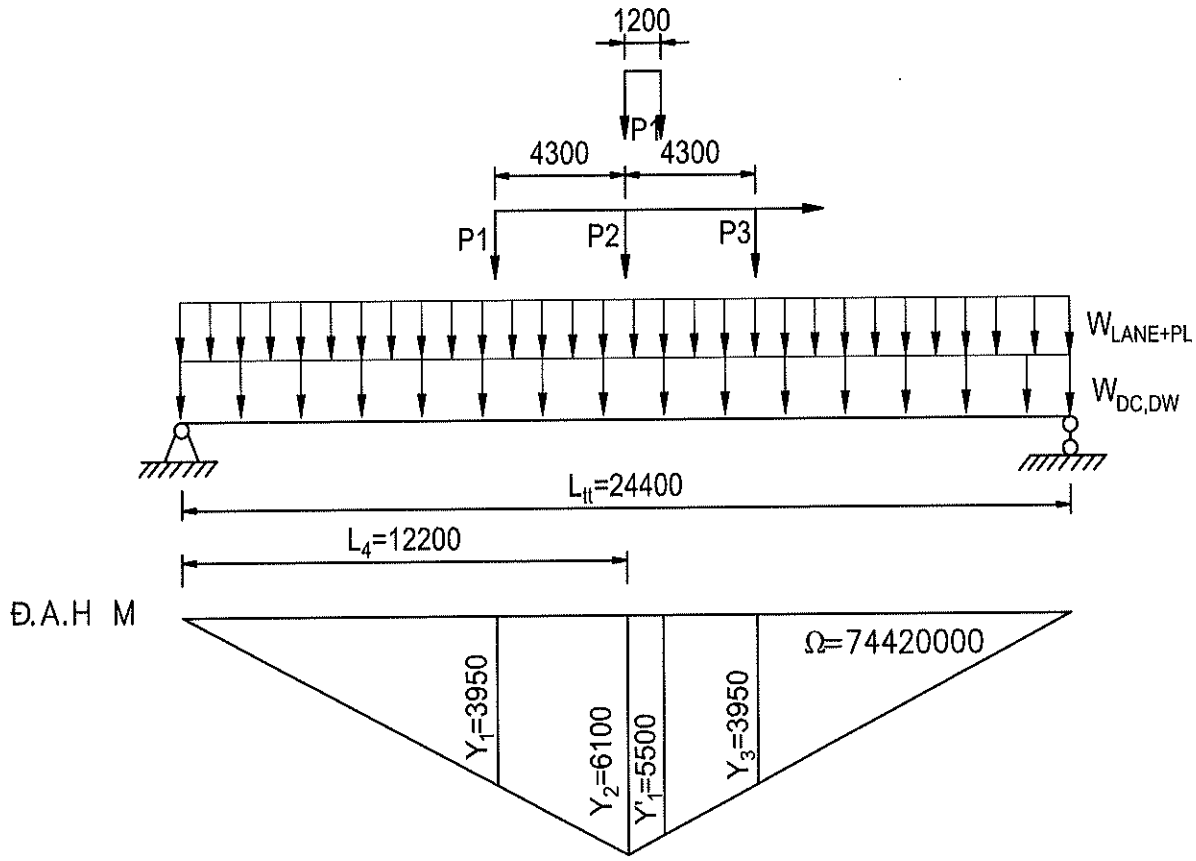
$V_{DC2} = DC_2 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 103{,}75 \times (12200\text{-}0) = 733.525{,}000$ N

$V_{DC3} = DC_3 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 10{,}376 \times (12200\text{-}0) = 102.881{,}706$N

$V_{DW} = DW \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 24{,}75 \times (12200\text{-}0) = 178.882{,}500$N

Momen: $M_{3trục} = M_{2trục} = M_{lane} = M_{PL} = M_{DC1} = M_{DC2} = M_{DC3} = M_{DW} = 0$

Mặt cắt IV-IV:



Hình ***4.10***. Đ.a.h momen M tại MC IV-IV

Diện tích đường ảnh hưởng momen: $\Omega_M = 74420000\ mm^2$

$M_{3trục} = P_1.y_1 + P_2.y_2 + P_3.y_3$

$= 72500 \times 6100 + 72500 \times 3950 + 17500 \times 3950$

$= 797.750.000,000N.mm$

$M_{2trục} = P_1.y_1 + P_2.y'_1$

$= 55000 \times 6100 + 55000 \times 5500$

$= 638.000.000,000N.mm$

$M_{làn} = W_{làn} \times \Omega_M = 9,3 \times 74.420.000 = 692.106.000\ N.mm$

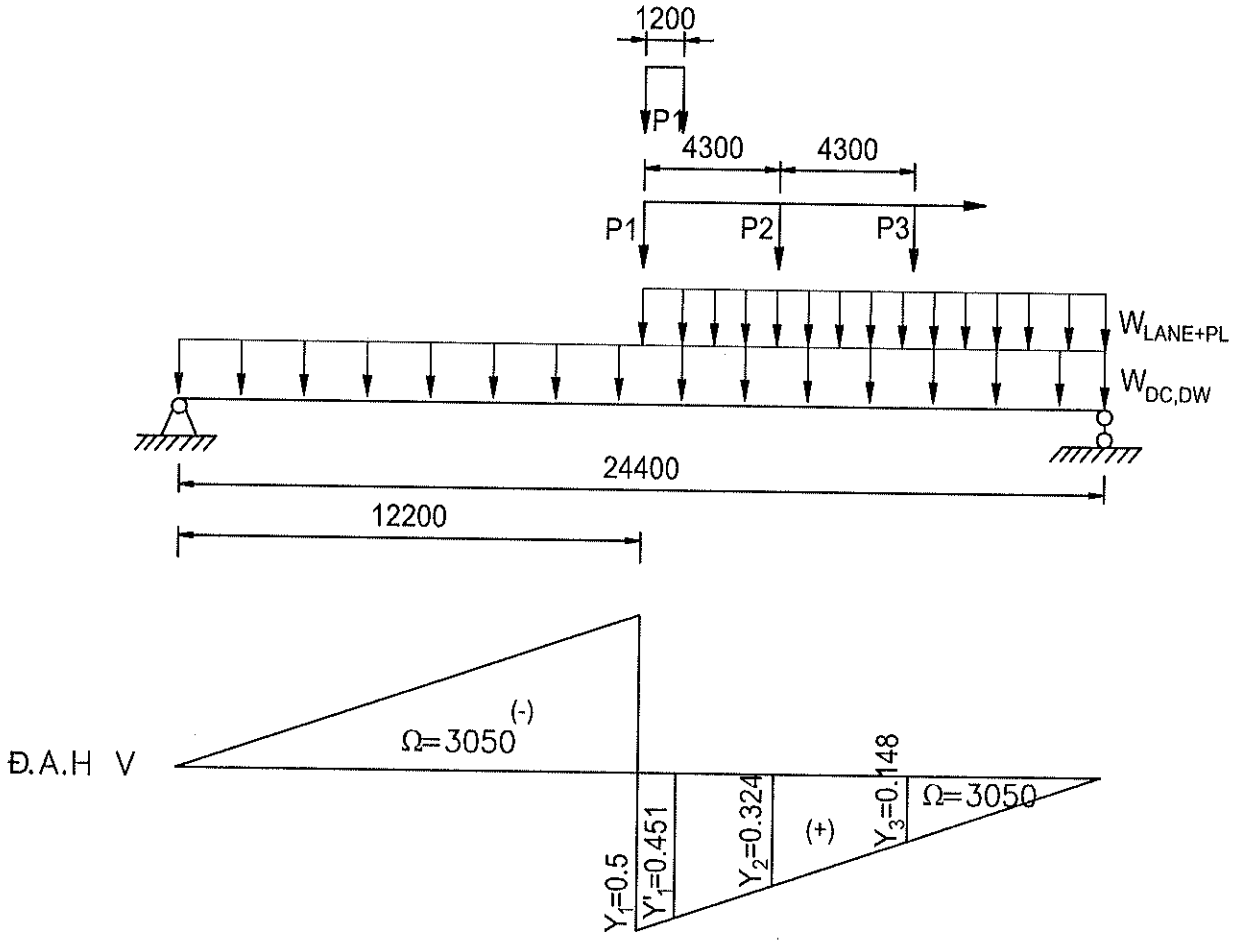
$M_{PL} = W_{PL} \times \Omega_M = 3 \times 74.420.000 = 223.260.000\ N.mm$

$M_{DC1} = DC_1 \times \Omega_M = 5,243 \times 74.420.000 = 335.765.024,406N.mm$

$M_{DC2} = DC_2 \times \Omega_M = 103,75 \times 74.420.000 = 4.474.502.500\ N.mm$

$M_{DC3} = DC_3 \times \Omega_M = 10,376 \times 74.420.000 = 627.578.404,367N.mm$

$M_{DW} = DW \times \Omega_M = 24,75 \times 74.420.000 = 1.091.183.250\ N.mm$



Hình 4.11 Đ.a.h lực cắt V tại MC IV-IV

Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt: $\begin{cases}\Omega_V^+ = 3050\\ \Omega_V^- = 3050\end{cases}$

$V_{3trục} = P_1.y_1 + P_2.y_2 + P_3.y_3$

$= 72500 \times 0.5 + 72500 \times 0{,}324 + 17500 \times 0{,}148$

$= 62.305{,}328N$

$V_{2trục} = P_1.y_1 + P_2.y'_1$

$= 55000 \times 0{,}5 + 55000 \times 0{,}451$

$= 52.295{,}082N$

$V_{làn} = W_{làn}.\ _{V(+)} = 9{,}3 \times 3050 = 28.365\ N$

$V_{PL} = W_{PL}.\ _{V(+)} = 3 \times 3{,}42 = 9150\ N$

$V_{DC1} = DC_1 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 0\ N$

$V_{DC2} = DC_2 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 0\ N$

$V_{DC3} = DC_3 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 0\ N$

$V_{DW} = DW \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 0\ N$

NỘI LỰC – TỔ HỢP NỘI LỰC THEO CÁC TTGH

Nội lực không hệ số :

Bảng 4.3: Bảng tổng hợp nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ (chưa nhân hệ số)

Mặt cắt		I-I	II-II	III-III	IV-IV
Xe 3 trục (4300)	M	-	760.125.000,000	679.410.604,508	797.750.000,000
	V	143.555,328	62.305,328	-	-
Xe 3 trục mỏi (9000)	M	-	-	-	627.375.000,000
	V	126.219,262	-	-	-
Xe 2 trục	M	-	638.000.000,000	571.582.991,803	638.000.000,000
	V	107.295,082	52.295,082	-	-
Làn	M	-	692.106.000,000	633.504.375,000	692.106.000,000
	V	113.460,000	28.365,000	-	-
Người	M	-	279.075.000,000	255.445.312,500	279.075.000,000
	V	45.750,000	11.437,500	-	-

Bảng 0-2: Bảng tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng lên toàn cầu (chưa nhân hệ số)

Mặt cắt		I-I	II-II	III-III	IV-IV
DC1	M	0	335.765.024,406	307.335.309,813	335.765.024,406
	V	55.043,447	0	0	0
DC2	M	0	4.474.502.500,000	4.095.639.843,750	4.474.502.500,000
	V	733.525,000	0	0	0
DC3	M	0	627.578.404,367	574.440.425,054	627.578.404,367
	V	102.881,706	0	0	0
DW	M	0	1.091.183.250,000	998.791.171,875	1.091.183.250,000
	V	178.882,500	0	0	0

Tổ hợp tải trọng và các hệ số :

Tổ hợp 1: Tĩnh tải + Xe tải 3 trục + tải trọng làn + tải trọng người đi bộ.

Tổ hợp 2: Tĩnh tải + Xe tải 2 trục + tải trọng làn + tải trọng người đi bộ.

Ta thấy tải trọng xe 3 trục gây bất lợi hơn xe 2 trục nên ta dùng tổ hợp 1 để tính toán nội lực cho dầm.

Trong đó:

η: Hệ số điều chỉnh tải trọng: h=1,05x1,05x0,95=1,047

IM: Hệ số xung kích.

γ_{3truc} : Hệ số tải trọng hoạt tải xe tải 3 trục

γ_{2truc} : Hệ số tải trọng hoạt tải xe tải 2 trục

$\gamma_{làn}$: Hệ số tải trọng hoạt tải làn

γ_{bohanh} : Hệ số tải trọng hoạt tải người bộ hành

m.g: Hệ số phân bố ngang

Bảng 4.4: *Hệ số γ, IM, η của các trạng thái giới hạn*

TTGH	η	$\gamma_{3\ TRUC}$	$\gamma_{2\ TRUC}$	$\gamma_{LANE}=\gamma_{PL}$	1+IM	γ_{DC}	γ_{DW}
CĐ1	**1,047**	**1,75**	**1,75**	**1,75**	**1,25**	**1,25**	**1,5**
SD	**1**	**1,3**	**1,3**	**1,3**	**1,25**	**1**	**1**
M	**1**	**0,75**	**0**	**0**	**1,15**	**0**	**0**

4.7.3.Tổng hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn:

Để kiểm toán cầu dầm thép và các bộ phận, cần phải xét các tổ hợp tải trọng sau:

4.7.3.1TTGH Cường Độ 1 :

η {1,25DC+1,5DW+1,75PL +1,75(LL+IM)}

Các kiểm toán : Khả năng chịu uốn, cắt của dầm, khả năng chịu lực của bản nối dầm, khả năng chịu lực của các mối hàn liên kết cánh dầm vào bụng dầm.

$$M_u = \eta[\, g_{DC}\gamma_{DC}.M^{DC1,2,3} + g_{DW}\gamma_{DW}.M^{DW} + (1+IM).m.g_{XE}.\gamma_{LL}.M_{TRUCK} + m.g_{LANE}.\gamma_{LL}.M_{LANE} + g_{PL}.\gamma_{PL}.M_{PL}\,]$$

$$V_u = \eta[\, g_{DC}\gamma_{DC}.V^{DC1,2,3} + g_{DW}\gamma_{DW}.V^{DW} + (1+IM).m.g_{XE}.\gamma_{LL}.V_{TRUCK} + m.g_{LANE}.\gamma_{LL}.V_{LANE} + g_{PL}.\gamma_{PL}.V_{PL}\,]$$

4.7.3.2TTGH Sử Dụng:

1.0DC+1.0DW+1.3PL +1.3(LL+IM)

Các kiểm toán : Kiểm tra ứng suất chảy bản biên dầm, kiểm tra độ võng dầm, kiểm tra trượt của mối nối bulong cường độ cao liên kết ma sát.

$$M_S = M_S^{DC1,2,3} + M_S^{DW} + (1+IM).m.g_{XE}.\gamma_{LL}.M_{TRUCK} + m.g_{LANE}.\gamma_{LL}.M_{LANE} + g_{PL}.\gamma_{PL}.M_{PL}$$

$$V_S = V_S^{DC1,2,3} + V_S^{DW} + (1+IM).m.g_{XE}.\gamma_{LL}.V_{TRUCK} + m.g_{LANE}.\gamma_{LL}.V_{lane} + g_{PL}.\gamma_{PL}.V_{PL}$$

4.8.KIỂM TOÁN CÁC ĐIỀU KIỆN CẤU TẠO DẦM THÉP

4.8.1.Kiểm tra tỉ lệ cấu tạo chung

Từ công thức:

$$0,1 \le \frac{J_{yc}}{J_y} \le 0,9$$

Trong đó:

J_{yc}: Môмen quán tính của bản cánh trên chịu nén quanh trục đứng trong mặt phẳng bản bụng

$$J_{yc} = \frac{t_c.b_c^3}{12} = \frac{20\times 300^3}{12} = 4,5\times 10^7 \text{ mm}^4$$

J_y: Mơmen qun tính của mặt cắt phần dầm thp đối với trục thẳng đứng trong mặt phẳng bản bụng

$$J_y = \frac{t_c.b_c^3}{12} + \frac{D.t_w^3}{12} + \frac{t_f.b_f^3}{12} + \frac{t_f'.b_f'^3}{12}$$

$$= \frac{20\times 300^3}{12} + \frac{740\times 11^3}{12} + \frac{20\times 320^3}{12} + \frac{20\times 380^3}{12} = 191.148.745,000 \text{ mm}^4$$

Thay số:

$$0.1 \le \frac{4,5\times 10^7}{191.148.745} = 0,235 \le 0,9 \Rightarrow \textbf{\textit{Thoả mãn}}$$

4.8.2.Kiểm tra yêu cầu bốc xếp:

Để đảm bảo chống mất ổn định của bụng dưới tác dụng của trọng lượng bản thân dầm khi gia công và lắp ráp thì khoảng cách của các sườn tăng cường phải thỏa mãn điều kiện:

$$d_0 \le \left[\frac{260}{D/t_w}\right]^2 D$$

Thay số ta được:

$$1,500\text{mm} < \left[\frac{260}{740/11}\right]^2 \times 740 = 11053 \text{ mm}$$

Thỏa mãn về điều kiện bốc xếp.

4.9.THIẾT KẾ SƯỜN TĂNG CƯỜNG

4.9.1.Sơ bộ cấu tạo và bố trí

Chỉ thiết kế cho sườn tăng cường đứng, không thiết kế sườn tăng cường dọc. Thép dùng làm sườn tăng cường có số hiệu M270 cấp 250 có:

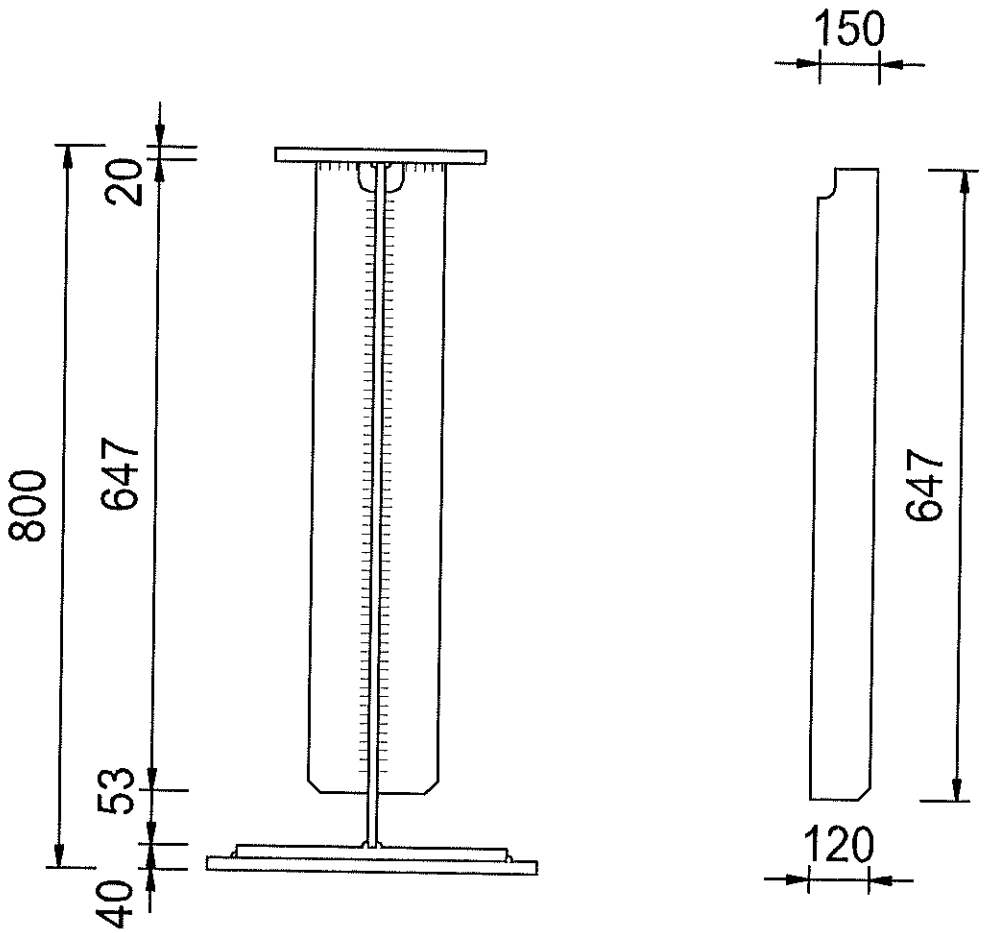
E = 200.000 MPa, F_y = 250 MPa

Sườn tăng cường trung gian:

Khoảng cách các sườn tăng cường: d_o = 3.000 mm

Số lượng sườn tăng cường trung gian trên một dầm thép: 2 x 8 = 16

Kích thước sườn:



Hình 4.12 Cấu tạo sườn tăng cường trung gian

Chiều rộng sườn tăng cường: b_t = 120 mm

Chiều dày sườn tăng cường: t_p = 11 mm

Chiều cao sườn tăng cường: D = 647 mm

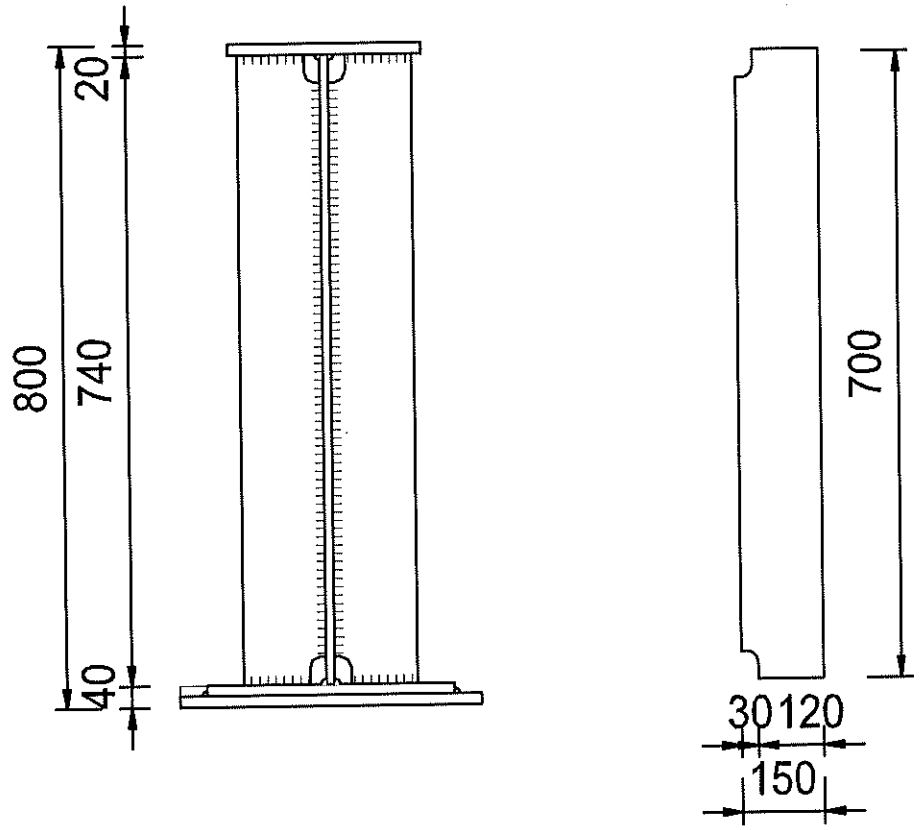
STC giữa hở so với bản cánh dưới 1 đoạn 53 mm

4.9.2.Sườn tăng cường tại gối:

Tại mỗi gối đặt 2 cặp sườn tăng cường gối

Khoảng cách giữa các sườn (tính từ tim) d_1 = 200 mm. Mỗi dầm có 8 sườn tăng cường gối

Kích thước sườn:



Hình 4.13 Cấu tạo sườn tăng cường gối

Chiều rộng sườn tăng cường tại gối: b_t = 150 mm

Chiều dày sườn tăng cường tại gối: t_p = 11 mm

Chiều cao sườn tăng cường tại gối: D = 700 mm

Hai đầu sườn tăng cường được hàn vào hai bản cánh trên và cánh dưới dầm

Mối nối dầm chính:

Mối nối sử dụng bulong cường độ cao.

Số lượng mối nối là 2, đặt đối xứng nhau qua tim cầu,
vị trí đặt mối nối là 1/3 chiều dài dầm, cách đầu dầm 12 m.

4.10.CẤU TẠO LAN CAN, LỀ BỘ HÀNH, BẢN MẶT CẦU,KHE CO GIÃN

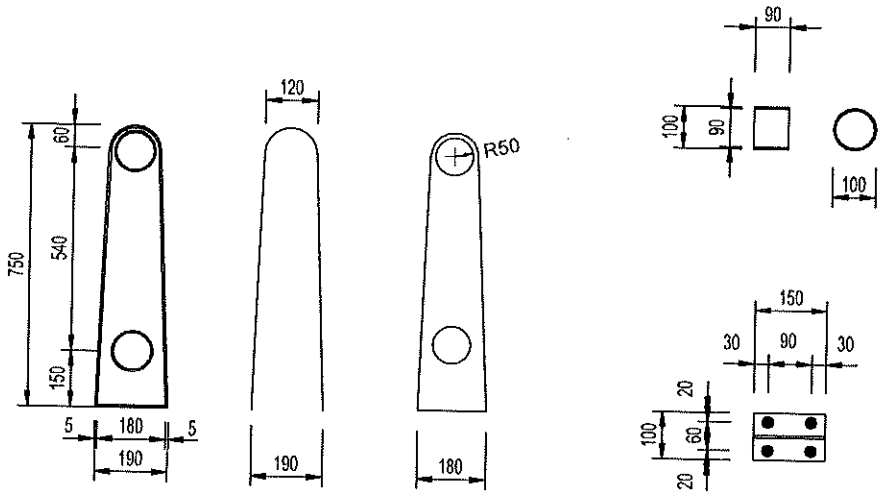
4.10.1Cấu tạo lan can:

Lan can gồm 3 phần :

Thanh lan can bằng thép CT3 : f_y=200Mpa , dày 5mm , đường kính ngoài D_1=100mm.

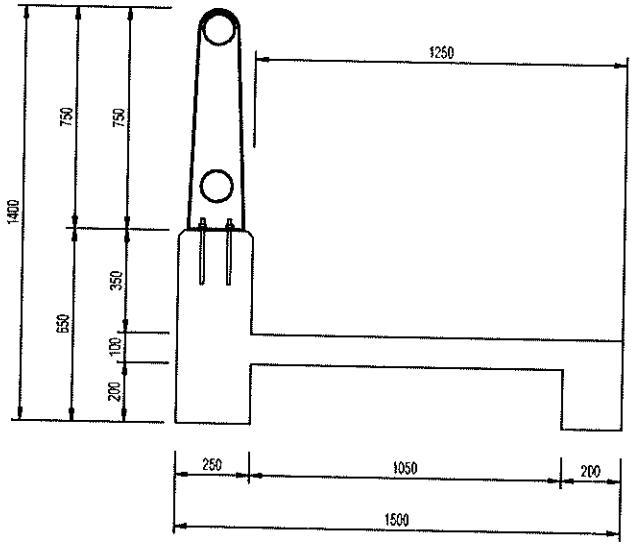
Cột lan can làm bằng thép như hình được gắn vào tường BT bởi bu lông. Khoảng cách giữa các cột :2.0m

Gờ chắn bánh bằng BTCT: Bêtông cấp 30MPa: f'_c =30 MPa. Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa.



Hình 4.14 Cấu tạo thanh và cột lan can

4.10.2Cấu tạo lề bộ hành:



4.10.3.Cấu tạo bản mặt cầu:

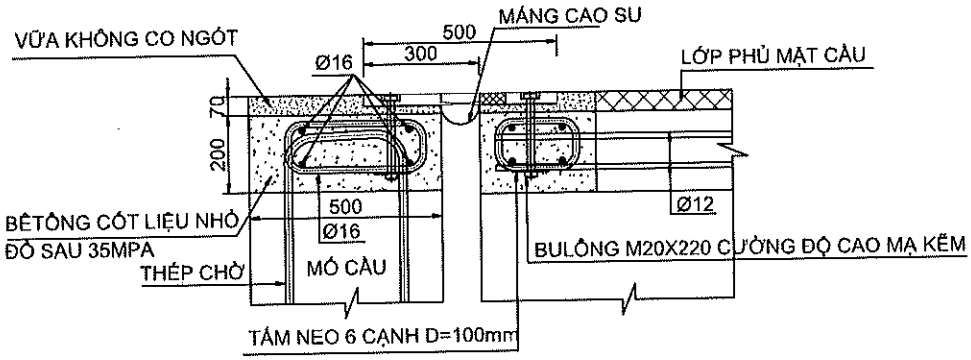
Bêtông cấp 30MPa: $f`_c$ =30 MPa

Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa

Bề dày t_s = 200mm

CHI TIẾT KHE CO GIÃN TAI MỐ

TỈ LỆ: 1/15



Hình 4.15 Cấu tạo khe co giãn phương án 2

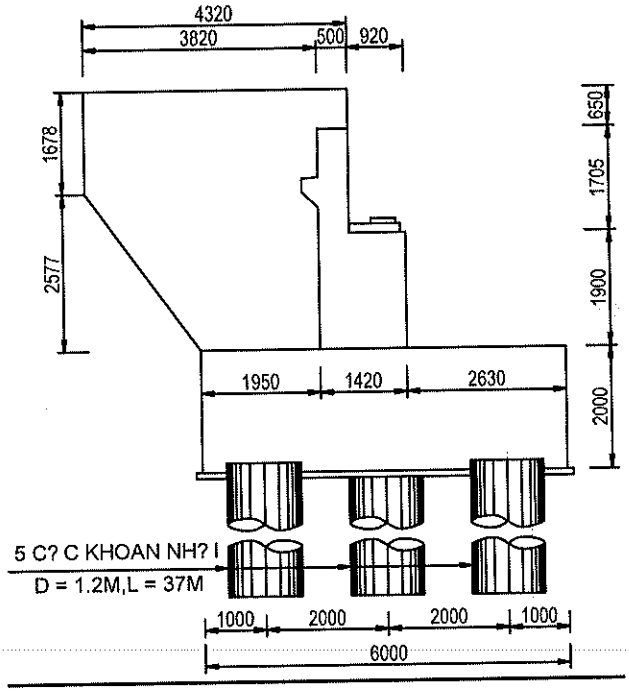
4.11.CẤU TẠO MỐ,TRỤ,MÓNG

4.11.1Cấu tạo mố:

- Loại mố:mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Số lượng cọc khoan nhồi: 4
- Bêtông cấp 30MPa: $f`_c$ =35 MPa. Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa

MẶT BÊN MỐ

TỶ LỆ: 1/100

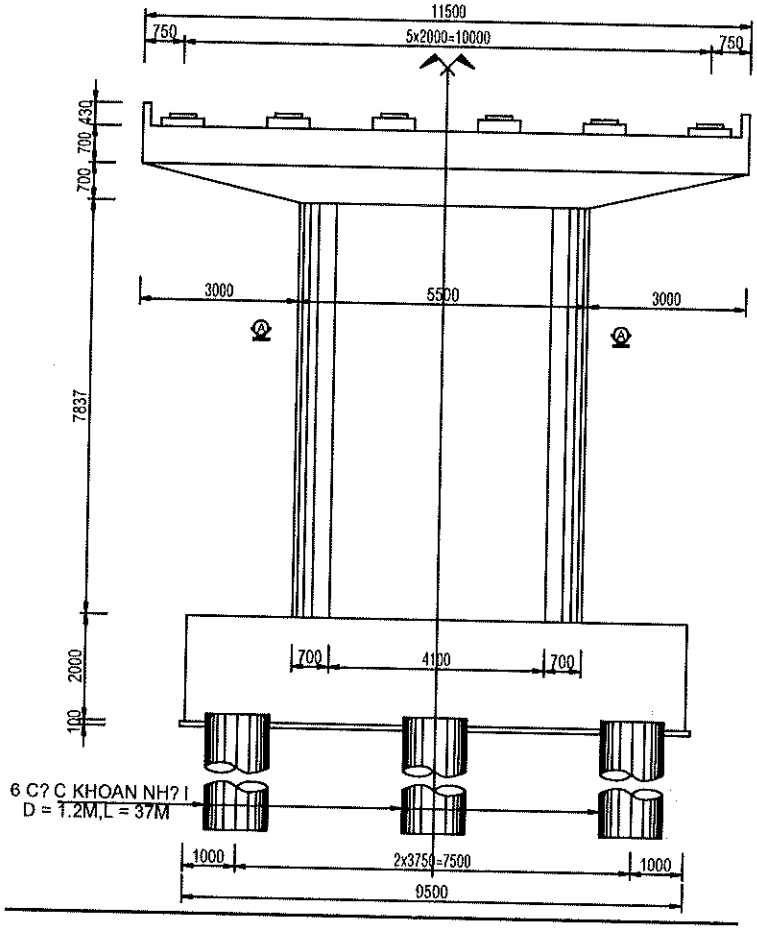


Hình 4.16 Cấu tạo mố cầu phương án 2

4.11.2Cấu tạo trụ:

- Loại trụ: Trụ thân đặc bê tông cốt thép

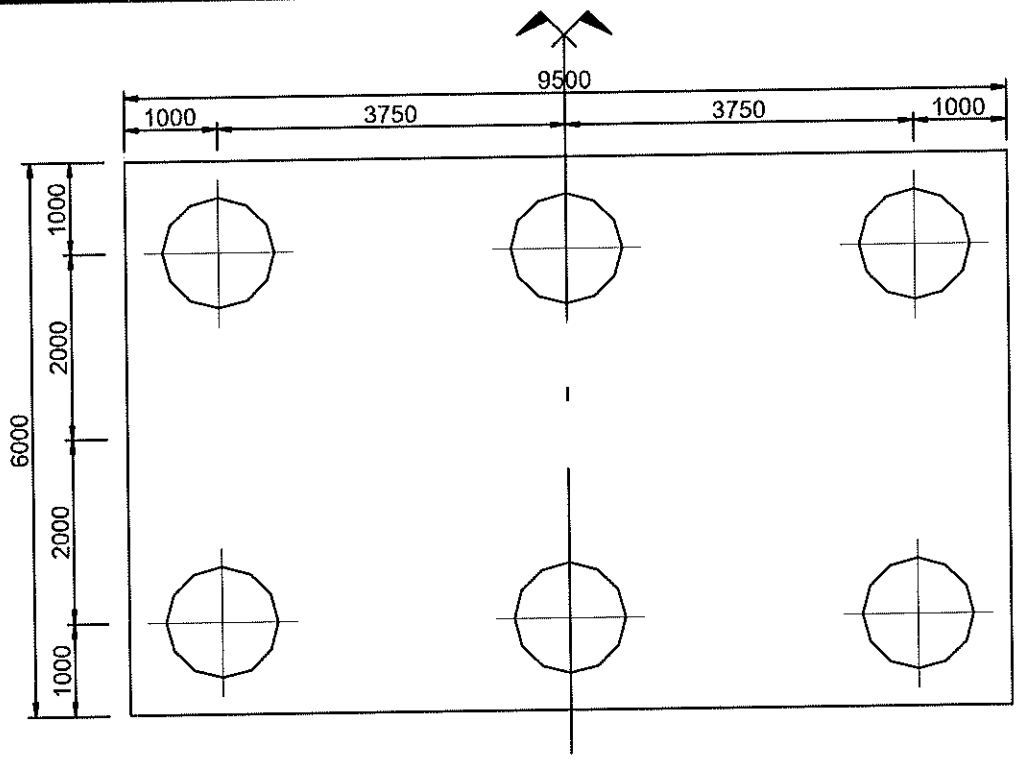
- Số lượng cọc khoan nhồi: 5
- Bêtông cấp 30MPa: f'_c =35 MPa. Cốt thép AII , f_y = 280 Mpa



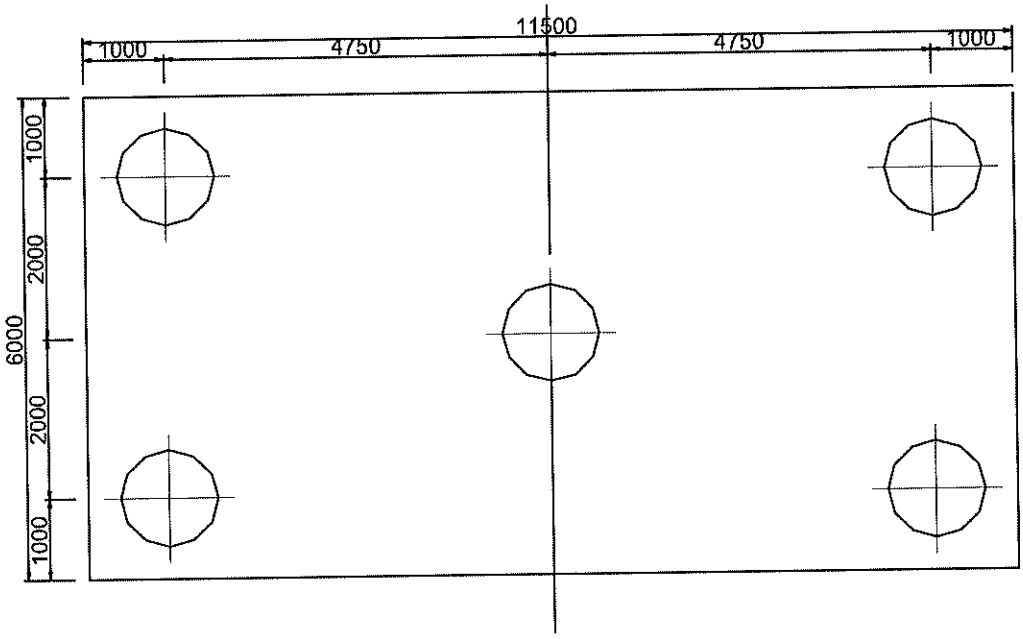
Hình 4.17 Cấu tạo trụ cầu phương án 2

4.11.3.Cấu tạo móng:

- Để các cọc không ảnh hưởng lẫn nhau, các cọc được bố trí trong mặt bằng sao cho khoảng cách giữa các tim cọc 3d - 6d



Hình 4.18 Cấu tạo móng tại trụ



Hình 4.19 Cấu tạo móng tại mố

TT	SHĐM	HẠNG MỤC CÔNG VIỆC	ĐƠN VỊ	KL TỔNG HỢP	ĐƠN GIÁ			THÀNH TIỀN (1000VNĐ)		
					Vật liệu	Nhân công	MTC	Vật liệu	Nhân công	MTC
I		**KẾT CẤU PHẦN TRÊN**						**11,611,648**	**2,501,690**	**1,506,511**
I.1		**DẦM THÉP LIÊN HỢP BÊ TÔNG**	**30 dầm**					**16011537.974**	**10048397.444**	**8059392.863**
1	AI.22111	Sản xuất dầm chủ thép đặc	tấn / ton	25,2	17,458,854	4,681,724	2,769,466	439,963	117,979	69,791
2	AG.13421	Cốt thép neo hình nấm	tấn / ton	0,68	17,193,399	862,907	258,422	11,692	587	176
3	XS.5221	Lắp ráp cấu kiện sắt thép bằng bulông cường độ cao	con	678	6,699	1,164	0	4,542	789	0
I.2		**DẦM NGANG**						**747,774**	**47,869**	**11,109**
4	AG.13421	Cốt thép dầm ngang	tấn / ton	3,51	17,193,399	862,907	258,422	60,349	3,029	907
5	AF.61531	Cốt thép liên kết ngang	tấn / ton	9,42	17451269	920,106	296,804	164,391	8,667	2,796
6	XS.5221	Lắp ráp cấu kiện sắt thép bằng bulông cường độ cao	con	3660	6,699	1,164	0	24,518	4,260	0
I.3		**LAO LẮP DẦM**						**10,148**	**18,743**	**120,993**
7	AG.52132	Lắp dựng dầm I-35m bằng phương pháp giá ba chân	dầm	30	563,787	1,041,277	6,721,856	60,148	70,743	210,993
I.4		**GỐI CẦU**						**113,614**	**13,728**	**0**
8	AL.25112	Lắp đặt gối cao su dầm	bộ / set	36	3,155,948	381,335		113,614	13,728	0
I.5		**KHE CO GIÃN**						**609,583**	**5,377**	**1,161**
9	AL.25122	Cung cấp và lắp đặt khe co giãn dầm đúc sẵn 8cm	m	52	11,506,499	76,267		598,338	3,966	0
10	AF.61721	Cốt thép D>10 (bản mặt cầu, khe co giãn…)	tấn / ton	0,64	17,437,509	1,103,117	265,358	11,160	706	170
11	XA.1724	Cắt mặt đường BTN dày 7cm	100m	0,52	163,200	1,198,482	1,906,593	85	623	991

	12	AA.21441	Bóc lớp BTN	m3	0,36		227,499		0	82	0
I.6			**LAN CAN LỀ BỘ HÀNH**						**247,490**	**63,382**	**16,649**
	13	AF.32310	Bê tông f'c=30MPa lan can - lề bộ hành	m3	82,56	841,931	258,843	119,288	69,510	21,370	9,848
	14	AG.13212	Cốt thép lan can lề bộ hành	tấn / ton	8,25	17,437,554	1,328,593	443,909	143,860	10,961	3,662
	15	AI.21152vd	Thép hình lan can + thép ống lan can	tấn / ton	1,56	18,761,950	2,536,273	1,252,085	29,269	3,957	1,953
	16	AG.32211	Ván khuôn	100m2	7,83	619,633	3,460,345	151,320	4,852	27,095	1,185
I.7			**THOÁT NƯỚC, GIẢI PHÂN CÁCH, CHIẾU SÁNG**						**40,215**	**7,387**	**104**
			CHIẾU SÁNG						1,674	476	104
	17	Tạm tính	Cung cấp bu lông M24	bộ / set	12	5,000			60	0	0
	18	AI.13111	Sản xuất thép bản, thép hình (<10kg/ck)	tấn / ton	0,08	19,451,060	4,125,315	980,027	1,556	330	78
	19	AI.64211	Lắp đặt thép bản, thép hình (<10kg/ck)	tấn / ton	0,08	719,741	1,819,514	323,046	58	146	26
			THOÁT NƯỚC						38,541	6,911	0
	20	BB.29110	Lắp đặt khâu rút D220-168	cái / each	42	206,394	9,606		8,669	403	0
	21	BB.19413	Lắp đặt ống PVC D100	100m	1,68	11,896,938	3,873,547		19,987	6,508	0
	22	Tạm tính	Cung cấp lưới chắn rác bằng gang (11.78kg/bộ)	bộ / set	42	235,378			9,886	0	0
I.8			**LỚP PHÒNG NƯỚC**						**248,808**	**0**	**0**
	23	Báo giá	Lớp phòng nước	m2	1344	185,125			248,808	0	0
I.9			**BẢN MẶT CẦU/ LỚP PHỦ MẶT CẦU**						**1,382,477**	**196,806**	**97,101**

	24	AF.32310	Bê tông f'c=50MPa	m3	614,4	1,063,324	258,843	119,288	653,306	159,033	73,291
	25	AF.61721	Cốt thép thường bản mặt cầu	tấn / ton	30,2	17,437,509	1,103,117	265,358	526,613	33,314	8,014
	26	AD.23233	Thảm BTN nóng hạt mịn dày 7cm	100m2	13,44	11,593,560	201,563	346,784	155,817	2,709	4,661
	27	AD.26223	Sản xuất BTN nóng hạt mịn	100tấn / 100ton	2,12	17,131,191	624,116	3,512,896	36,318	1,323	7,447
	28	AD.24211	Tưới nhựa t/c thấm bám 0.5kg/m2	100m2	13,44	775,491	31,749	274,453	10,423	427	3,689
II.			**KẾT CẤU PHẦN DƯỚI**						**8,404,643**	**1,053,295**	**685,946**
II.1			**MỐ CẦU**						**2,288,456**	**287,948**	**205,830**
	29	AF.33110	Bê tông f'c=35 mố cầu	m3	650	1,065,429	208,288	183,262	692,529	135,387	119,120
	30	AF.65130	Cốt thép thường mố cầu	tấn / ton	89,6	17,472,204	1,062,291	489,247	1,565,509	95,181	43,837
	31	AF.87211	Ván khuôn kim loại mố	100m2	15,19	1,601,085	3,649,923	2,715,288	24,320	55,442	41,245
	32	AF.11120	Bê tông đá 1x2 lót móng	m3	9,75	625,358	110,054	29,067	6,097	1,073	283
	33	AB.25111	Đào đất	100m3	1,95		443,013	689,430	0	864	1,344
II.2			**TRỤ CẦU**						**1,898,707**	**218,448**	**158,356**
	34	AF.33110	Bê tông f'c=35MPa trụ cầu	m3	602,3	1,065,429	208,288	183,262	641,708	125,452	110,379
	35	AF.65130	Cốt thép thường trụ cầu	tấn / ton	71,2	17,472,204	1,062,291	489,247	1,244,021	75,635	34,834
	36	AF.87211	Ván khuôn kim loại trụ	100m2	4,2	1,601,085	3,649,923	2,715,288	6,725	15,330	11,404
	37	AF.11120	Bê tông đá 1x2 lót móng	m3	10	625,358	110,054	29,067	6,254	1,101	291
	38	AB.25111	Đào đất	100m3	2,1		443,013	689,430	0	930	1,448
II.3			**ĐÁ KÊ GỐI**						**37,354**	**4,492**	**1,780**

	39	AF.14210	Bê tông f'c=35MPa đá kê gối	m3	3,78	1,084,432	402,036	110,353	4,099	1,520	417
	40	AF.65120	Cốt thép	tấn / ton	1,89	17,465,754	1,276,928	501,125	33,010	2,413	947
	41	AF.87211	Ván khuôn kim loại (mố/ trụ ...)	100m2	0,153	1,601,085	3,649,923	2,715,288	245	558	415
II.4			**CỌC**						**3,767,338**	**505,837**	**305,605**
	42	AC.34522	Lắp đặt ống vách cọc khoan nhồi trên cạn, đường kính cọc <= 1500mm	m	1200	553,676	162,396	179,691	664,411	194,875	215,629
	43	AA.22320	Đập đầu cọc khoan nhồi dưới nước	m3	18,84		44,638	347,008	0	841	6,538
	44	AG.11110	Bê tông C30 cọc khoan nhồi	m3	1362,2	965,684	170,677	44,128	1,315,455	232,496	60,111
	45	AG.13131	Cốt thép cọc D>18	tấn / ton	102,5	17,438,754	757,318	227,580	1,787,472	77,625	23,327
II.5			**ĐÁ KÊ GỐI**						**73,434**	**14,467**	**4,665**
	46	AF.14210	Bê tông C35 xà mũ, đá kê gối	m3	26,22	1,084,432	402,036	110,353	28,434	10,541	2,893
	47	AF.65120	Cốt thép D<=18 (mố/ trụ cầu)	tấn / ton	2,56	17,465,754	1,276,928	501,125	44,712	3,269	1,283
	48	AF.87211	Ván khuôn kim loại (mố/ trụ ...)	100m2	0,18	1,601,085	3,649,923	2,715,288	288	657	489
II.6			**BẢN QUÁ ĐỘ**						**339,353**	**22,104**	**9,711**
	49	AF.31320	Bê tông bản quá độ	m3	44,2	841,931	152,956	108,396	37,213	6,761	4,791
	50	AF.61230	Cốt thép	tấn / ton	16,6	17,447,754	791,696	261,334	289,633	13,142	4,338
	51	AF.11120	Bê tông đá 1x2 lót móng	m3	20	625,358	110,054	29,067	12,507	2,201	581
								Chi phí riêng phần	**20016290,80**	**3554985,01**	**2192456,45**
Tổng chi phí : Vật liệu + Xây lắp + Ca máy									**32763732,27**		

	Tổng dự toán xây dựng của phương án cầu thép liên hợp			
Stt	**Hạng mục chính**	**Ký hiệu**	**Cách tính**	**Thành tiền (1000đồng)**
1	**Chi phí trực tiếp**	T	VL+NC+M+K	**26150188,25**
2	Chi phí vật liệu	VL		20016290,80
3	Chi phí nhân công	NC		3554985,01
4	Chi phí xe máy	M		2192456,45
5	Chi phí trực tiếp khác	K	(VL+NC+M)*1,5%	386455,98
6	Chi phí chung	C	T*5,3%	1385959,98
7	Thu nhập chịu thuế tính trước	TL	(T+C)*6%	1652168,89
8	Giá trị DT trước thuế	Z	T+C+TL	29188317,12
9	Thuế GTGT đầu ra	VAT	Z*10%	2918831,71
10	Chi phí xây dựng nhà tạm	F	Z*2%	583766,34
11	Giá trị DT sau thuế	A	Z+VAT+F	32690915,18
12	**Chi phí khác**	CK	CB+TH+KT	**2402350,44**
13	Chuẩn bị đầu tư	CB	K1+K2	178492,40
14	Chi phí khảo sát lập DA	K1	A*0,5%	163454,58
15	Lập báo cáo ngiên cứu khả thi	K2	A*0,046%	15037,82
16	Thực hiện dầu tư	TH	K3+...+K10	2203858,05
17	Lập thiết kế	K3	A*1,1%	359600,07
18	Thẩm định dự toán	K4	A*0,06%	19614,55
19	Thẩm định Thiết kế KTTC	K5	A*0,06%	19614,55
20	Lập hồ sơ mời thầu	K6	A*0,385%	12586,00
21	Lựa chọn nhà thầu	K7	A*0,08%	2615,27
22	Giám sát kỹ thuật	K8	A*1%	326909,15
23	Quản lí công trình	K9	A*4%	1307636,61
24	Bảo hiểm công trình	K10	A*0,475%	155281,85
25	Kết thúc xây dựng	KT	K11+K12	20000,00
26	Lập hồ sơ hoàn công	K11		15000,00
27	Thẩm tra phê duyệt QT	K12		5000,00
28	**Chi phí dự phòng**	DP	(A+CK)*10%	**3509326,56**
29	**Tổng dự toán**	G	A+CK+DP	**38061865,26**
Ba mươi tám tỷ không trăm sáu mốt triệu tám trăm sáu mươi lăm ngàn.				

CHƯƠNG 5: SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

SO SÁNH HAI PHƯƠNG ÁN VÀ LỰA CHỌN 1 PHƯƠNG ÁN LÀM PHƯƠNG ÁN KĨ THUẬT

Giải pháp kết cấu cầu dựa trên những nguyên tắc chủ yếu sau:

- Thiết kế cầu phải phù hợp với qui hoạch tổng thể.
- Mặt cắt ngang cầu phù hợp với mặt cắt ngang đường và phải dựa trên kết quả điều tra lưu lượng xe và tính tóan dự báo nhu cầu vận tải trong khu vực.
- Bảo đảm khổ thông thuyền và tĩnh không xe chạy và tĩnh không dưới cầu.
- Kết cấu cầu phù hợp với khả năng thi công của các nhà thầu Việt Nam.
- Thời gian thi công ngắn, thi công thuận tiện.
- Hạn chế tối đa các tác động đến môi trường.
- Thuận tiện cho các công tác duy tu bảo dưỡng.
- Kiểu dáng kiến trúc phù hợp với cảnh quan khu vực xây dựng.

5.1 So sánh các phương án kỹ thuật – kinh tế:

Phương án 1

Giảm chi phí xây dựng đối với kết cấu nhịp lớn, tải trọng lớn . Với khẩu độ trên 7.5m, kết cấu dự ứng lực có chi phí xây dựng trực tiếp thấp hơn kết cấu Beton cốt thép truyền thống.

Giảm số giờ công nhân , thi công trực tiếp do mặt bằng đơn giản, ít dầm, ít cốt thép, thi công hiện trường đúc dầm …

Thuận lợi cho việc thi công đường ống cơ-điện-nước

Giảm chi phí hoàn thiện kiến trúc, do giảm chiều cao công trình

Hạn chế xuất hiện vết nứt do beton được nén trước khi kéo căng (thường quan sát thấy bê tông bị nứt sau khi đổ bê tông và trước thời điểm kéo căng, nguyên nhân chủ yếu do bảo dưỡng không đúng qui trình).

Khai toán chi phi ban đầu của phương án 1 là: **42.208.037,21** " Bốn mươi hai tỷ không trăm tám mươi triệu không trăm ba mươi bảy ngàn"

Phương án 2

Phương án thi công cầu thép liên hợp là phương án thi công hiệu quả đối với cầu có nhịp trung bình và lớn. Dầm cầu được chế tạo trong nhà máy nên kiểm soát chặc chẽ được chất lượng. Điều kiện thi công rất an toàn.

Thi công kết cấu nhịp bằng giá ba chân: thi công an toàn.

Khái toán chi phí ban đầu của cầu thép liên hợp là: **38.061.865,26** "Ba mươi tám tỷ không trăm sáu mốt triệu tám trăm sáu mươi lăm ngàn".

5.2 So sánh các phương án về mỹ quan

Phương án 1:

Bê tông dự ứng lực ít bị nứt và có khả năng phục hồi đóng vết nứt khi tải trọng đi qua. Độ võng do tĩnh tải nhỏ nhờ độ vồng được tạo ra bởi dự ứng lực. Độ võng do hoạt tải cũng nhỏ do mặt cắt có hiệu không nứt có độ cứng lớn hơn hai đến ba lần mặt cắt đã nứt. Kết cấu bê tông dự ứng lực thích hợp hơn với kết cấu lắp ghép do có trọng lượng nhỏ hơn.

Phương án 2:

Tính công nghiệp hoá cao. Do sự sản xuất vật liệu hoàn toàn trong nhà máy, và sự chế tạo cấu kiện trong nhà máy chuyên nghiệp hoặc dùng các loại máy móc thiết bị chuyên dùng, thích hợp nhất để cơ giới hoá triệt để .

Chi phí xây dựng thấp .

Nhẹ cho nên cấu tạo trụ mố đơn giản hơn.

Thời gian thi công nhanh gọn.

Tiết kiệm nhân công máy móc.

5.3. So sánh các phương án về duy tu bảo dưỡng

Phương án 1 :

Trong quá trình khai thác hiện tượng hư hỏng cáp DUL làm giảm khả năng chịu lực của cầu và thậm chí có thể gây nên sự cố.

Các phương pháp kiểm tra chất lượng cáp DUL, khuyết tật trong bê tông như dùng phương pháp siêu âm tốn thời gian và chi phí bão dưỡng cao.

Phương án 2 :

Hiện tượng gỉ do tác động của môi trường: gỉ làm ăn mòn kim loại, làm giản tiết diện chịu lực, phá hoại các liên kết làm giảm tuổi thọ của công trình.

Việc sơn mạ chống gỉ có tác dụng trong một thời gian nhất định .

Chi phí tu duy bảo dưỡng cao so với các cầu vật liệu khác.

5.4. Kết luận so sánh hai phương án:

Vậy sau khi so sánh hai phương án dựa trên các tiêu chí về kinh tế, kỹ thuật, thẩm mỹ, duy tu bảo dưỡng và lập khái toán chi phí xây dựng.Nên so sánh những điểm mạnh ,điểm yếu của 2 phương án.

Trong phạm vi đồ án tốt nghiệp và số liệu đề bài giao ban đầu, em cũng muốn tìm hiểu chuyên sâu về loại ''cầu dầm BTCT DUL tiết diện I căng trước''.

Được sự đồng ý của giảng viên hướng dẫn em chọn phương án 1 là "cầu dầm BTCT DUL tiết diện I căng trước" làm phương án thiết kế kỹ thuật

PHẦN 2

THIẾT KẾ KỸ THUẬT

CHƯƠNG 1 THIẾT KẾ LAN CAN – LỀ BỘ HÀNH

1.1.LAN CAN:

1.1.1. Thanh lan can:

- Chọn thanh lan can thép ống đường kính ngoài D = 100mm và đường kính trong

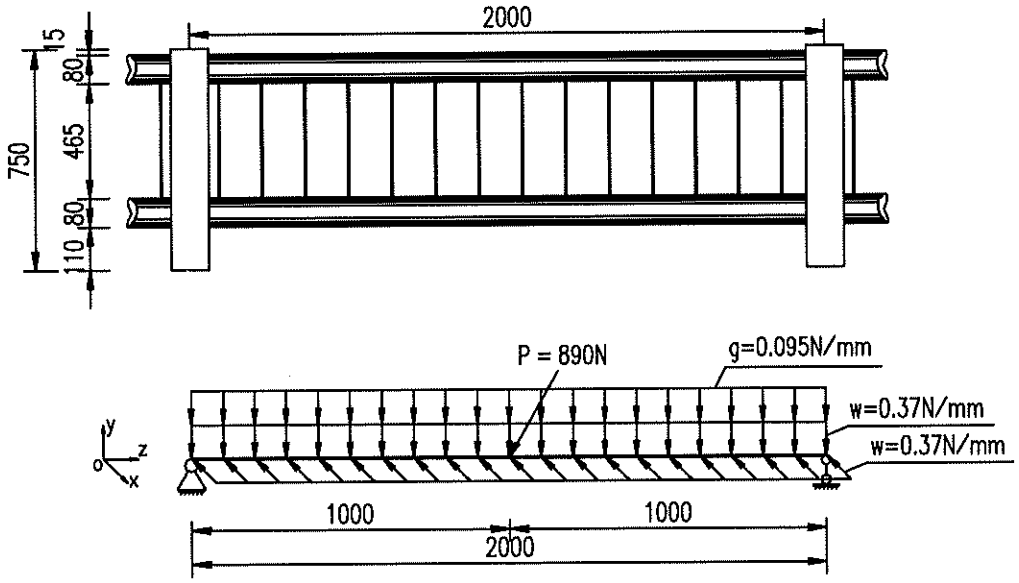
d = 92mm

- Khoảng cách 2 cột lan can là: L = 2000 mm

- Khối lượng riêng thép lan can: $\gamma_s = 7,85\times10^{-5}\ N/mm^3$

- Thép M270 cấp 250: $f_y = 250\ MPa$

Tải trọng tác dụng lên thanh lan can:



Hình 1.1 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

$$g = \gamma\frac{D^2 - d^2}{4}\pi = 7,85\times10^{-5}\times3,14\times\frac{100^2 - 92^2}{4} = 0,095\ N/mm$$

+ Hoạt tải:

Tải phân bố: w = 0,37 N/mm

- Theo phương ngang (x):

+ Hoạt tải:

Tải phân bố: w = 0,37 N/mm

- Tải trọng tập trung P hợp với các lực theo phương x và phương y gây ngu hiểm nhất, P = 890 N.

b) Nội lực của thanh lan can:

× Theo phương y:

- Mômen do tĩnh tải tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_g^y = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{0,095 \times 2000^2}{8} = 47.500 \text{ N.mm}$$

- Mômen do hoạt tải tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Tải phân bố:

$$M_w^y = \frac{w \times L^2}{8} = \frac{0,37 \times 2000^2}{8} = 185.000 \text{ N.mm}$$

× Theo phương x:

- Mômen do hoạt tải tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Tải phân bố:

$$M_w^x = \frac{w \times L^2}{8} = \frac{0,37 \times 2000^2}{8} = 185.000 \text{ N.mm}$$

× Tải tập trung:

$$M_P = \frac{P \times L}{4} = \frac{890 \times 2000}{4} = 445.000 \text{ N.mm}$$

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

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

Trong đó:

+ η: là hệ số điều chỉnh tải trọng:

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

Với:

$\eta_D = 0,95$: hệ số dẻo.

$\eta_R = 0,95$: hệ số dư thừa.

$\eta_I = 1,05$: hệ số quan trọng.

$$\Rightarrow \eta = 0,95 \times 0,95 \times 1,05 = 0,95$$

+ $\gamma_{DC} = 1,25$: hệ số tải trọng cho tĩnh tải

+ $\gamma_{LL} = 1,75$: hệ số tải trọng cho hoạt tải

Thay số:

$$\Rightarrow M_u = 0,95 \times \left[\sqrt{(1,25 \times 47.500 + 1,75 \times 185.000)^2 + (1,75 \times 185.000)^2} + 1,75 \times 445.000 \right]$$

$$= 1.216.329 \text{ N.mm}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh lan can:

$$\phi.M_n \geq M_u$$

Trong đó:

+ ϕ: là hệ số sức kháng: $\phi = 1$

+ M: là mômen lớn nhất do tĩnh và hoạt tải

+ M_n: sức kháng của tiết diện

$$M_n = f_y \times S$$

S là mômen kháng uốn của tiết diện:

$$S = \frac{\pi}{32}.D^3\left[1-\left(\frac{d}{D}\right)^4\right] = \frac{3,14}{32} \times 100^3\left[1-\left(\frac{92}{100}\right)^4\right] = 27.843,1 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow M_n = 250 \times 27.843,1 = 6.960.765 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 1 \times 6.960.765 = 6.960.765 \text{ N.mm} \geq M_u = 1.216.329 \text{ N.mm}$$

Vậy thanh lan can đảm bảo khả năng chịu lực.

1.1.2. Cột lan can:

a) Tải trọng tác dụng lên cột lan can:

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

w = 0,37 N/mm, lực phân bố tác dụng trên thanh tay vịn theo cả 2 phương.

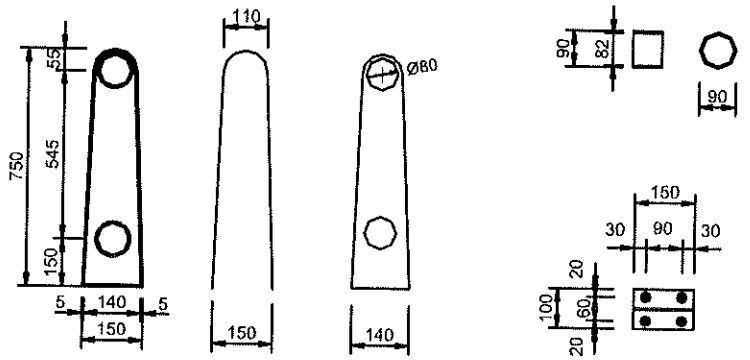
Để đơn giản tính toán ta chỉ kiểm tra khả năng chịu lực lực xô ngang vào cột và kiểm tra độ mảnh, bỏ qua lực thẳng đứng và trọng lượng bản thân.

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

- Có đường kính ngoài: $D_1 = 110$ mm.
- Có đường kính trong: $d_1 = 102$ mm.

× Tải trọng tác dụng lên trụ lan can:

- Tĩnh tải:



Hình 1.2 Cấu tạo thanh lan can

+ Trọng lượng bản thân trụ:

$$P_{tr} = \gamma_s \times V_{tlc} + P_{lk} = 7,85 \times 10^{-5} \times (V_1 + V_2 + V_3) + P_{lk}$$

Trong đó:

V_1: Thể tích tấm thép T1

$$V_1 = 100 \times 5 \times 1.740 = 870.000 \text{ mm}^3$$

V_2: Thể tích tấm thép T2

$$V_2 = 140 \times 5 \times 740 = 518.000 \text{ mm}^3$$

V_3: Thể tích tấm thép T3

$$V_3 = 100 \times 5 \times 150 = 75.000 \text{ mm}^3$$

P_{lk}: Trọng lượng ống liên kết.

$$P_{lk} = 2 \times \gamma_s \times \pi \times \frac{D_1^2 - d_1^2}{4} \times 100 = 2 \times 7,85 \times 10^{-5} \times 3,14 \times \frac{90^2 - 82^2}{4} \times 100$$

$$= 16,95\text{N}$$

Thay số:

$$\Rightarrow P_{tr} = \gamma_s \times V_{tlc} + P_{lk} = 7,85 \times 10^{-5} \times (870.000 + 518.000 + 75.000) + 16,95$$

$$= 131,79\,\text{N}$$

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

$$P_{lc} = 2 \times \gamma_s \times \frac{\pi}{4} \times \left(D^2 - d^2\right) \times 1$$

$$= 2 \times 7,85 \times 10^{-5} \times \frac{3,14}{4}\left(80^2 - 70^2\right) \times 2000 = 369,73\text{N}$$

- Hoạt tải:

+ P = 890 N

+ $P_w = 0,37 \times 2000 = 740$ N

b) Nội lực của cột lan can:

- Lực nén dọc trục:

$$P_u = \eta \times \left[\gamma_{LL} \times \left(P + 2P_w\right) + \gamma_{DC} \times \left(P_{tr} + P_{lc}\right)\right]$$
$$= 0,95 \times \left[1,75 \times \left(890 + 2 \times 740\right) + 1,25 \times \left(131,79 + 369,73\right)\right]$$
$$= 4.535,68\ \text{N}$$

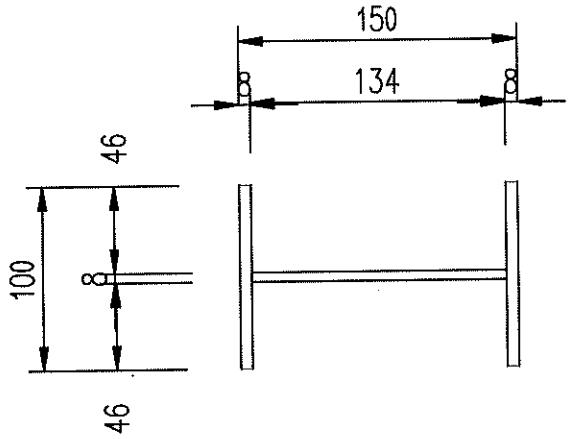
- Lực cắt:

$$V_u = \eta \times \left[\gamma_{LL} \times \left(2P_w + P\right)\right] = 0,95 \times \left[1,75 \times \left(2 \times 740 + 890\right)\right]$$
$$= 3.940,12\,\text{N}$$

- Momen uốn:

$$M_{ux} = \eta \times \left[\gamma_{LL} \times h \times \left(P_w + P\right) + \gamma_{LL} \times h_1 \times P_w\right]$$
$$= 0,95 \times \left[1,75 \times 750 \times \left(740 + 890\right) + 1,75 \times 200 \times 740\right]$$
$$= 2.278.456,25\,\text{N.mm}$$

c) Kiểm tra khả năng chịu lực của cột lan can:



- Các đặc trưng tiết diện:

+ Diện tích:

$$A_s = 2 \times 100 \times 8 + 134 \times 8 = 2672\,\text{mm}^2$$

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

$$I_x = 2 \times \frac{100 \times 8^3}{12} + 2 \times \left(\frac{134 + 8}{2}\right)^2 \times 100 \times 8 + \frac{8 \times 134^3}{12}$$
$$= 9.678.202,66\ \text{mm}^4$$

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

$$I_y = 2 \times \frac{8 \times 100^3}{12} + \frac{134 \times 8^3}{12} = 1.339.050,66\,\text{mm}^4$$

+ Mômen kháng uốn đối với trục x-x:

$$S_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{2 \times 9.678.202,66}{150} = 129.042,7\ \text{mm}^3$$

+ Mômen kháng uốn đối với trục y-y:

$$S_y = \frac{2I_y}{h} = \frac{2 \times 1.339.050,66}{100} = 26.781\ \text{mm}^3$$

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

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = \sqrt{\frac{9.678.202,66}{2.672}} = 60,18 \text{ mm}$$

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

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = \sqrt{\frac{1.339.050,66}{2.672}} = 22,38 \text{ mm}$$

- 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 [22TCN 272-05;4.6.2.5].

l: chiều dài không liên kết l = 750 mm.

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

$r_s = 29,08$ mm

Vậy $\lambda = \left(\frac{0,875 \times 750}{22,38 \times 3,14}\right)^2 \times \frac{250}{200.000} = 0,109$

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

$$P_n = 0,66^{\lambda} f_y A_s = 0,66^{0.109} \times 250 \times 2672 = 638.420,39 \text{ N}$$

Sức kháng nén có hệ số:

$$P_r = \varphi_c P_n = 0,9 \times 638.420,39 = 574.578,35 \text{ N} > P_u = 4.535,68 \text{ N} \quad \text{(Đạt)}$$

$$\varphi_c = 0,9 \left[22TCN\ 272-05;6.5.4.2\right]$$

- Kiểm tra sức kháng uốn:

Sức kháng uốn được tính theo công thức: với:

$$\varphi_f = 1 \left[22TCN\ 272-05;6.5.4.2\right].$$

$$M_{rx} = \varphi_f \times f_y \times S_{xx} = 1 \times 250 \times 129.042,7$$

$$= 32.260.675 \text{ N.mm} > M_{ux} = 2.278.456,25 \text{ N.mm} \quad \text{(Đạt)}$$

- Kiểm tra nén uốn kết hợp:

Ta có: $\frac{P_u}{P_r} = \frac{4.535,68}{574.578,35} = 0,0079 < 0,2$

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

$$M_{rx} = \varphi_f \times f_y \times S_x = 1 \times 250 \times 129.042,7 = 32.260.675 \text{N.mm}$$

$$M_{ry} = \varphi_f \times f_y \times S_y = 1 \times 250 \times 26.781 = 6.695.250 \text{ N.mm}$$

$$M_{ux} = 2.278.456,25 \text{ N.mm}$$

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

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{4.535,68}{2 \times 574.578,35} + (\frac{2.278.456,25}{32.260.675} + 0) = 0,07 < 1 \text{ Đạt}$$

× Kiểm tra độ mảnh của cột lan can [6.3.9]:

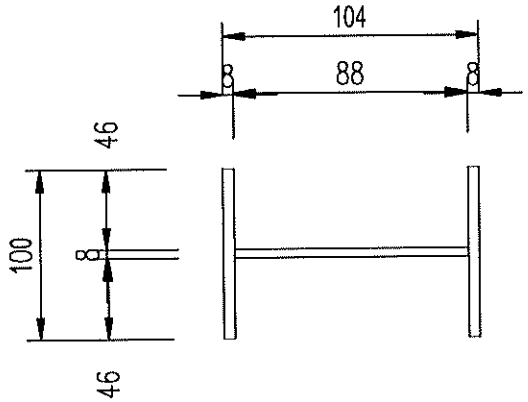
$$\frac{Kl}{r} \leq 140$$

Trong đó:

+ K = 0,875: hệ số chiều dài hữu hiệu [22TCN 272-05;4.6.2.5].

+ l = 750 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).



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

$$I_x = 2 \times \frac{100 \times 8^3}{12} + 2 \times \left(\frac{88+8}{2} \right)^2 \times 100 \times 8 + \frac{8 \times 88^3}{12}$$

$$= 4.149.248 \text{ mm}^4$$

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

$$I_y = 2 \times \frac{8 \times 100^3}{12} + \frac{88 \times 8^3}{12} = 1.337.088 \text{ mm}^4$$

° Diện tích tiết diện:

$$A_s = 100 \times 8 \times 2 + 88 \times 8 = 2304 \text{ mm}^2$$

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

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_s}} = \sqrt{\frac{4.149.248}{2304}} = 42,43 \text{ mm}$$

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

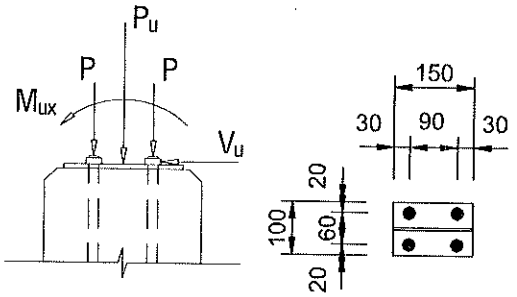
$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_s}} = \sqrt{\frac{1.337.088}{2304}} = 24,09 \text{mm}$$

$$\Rightarrow r = \min(r_x; r_y) = 24,09 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \frac{Kl}{r} = \frac{0,875 \times 750}{24,09} = 27,24 \le 140$$. Vậy thỏa mãn điều kiện độ mảnh

d) Bố trí bulong cho cột lan can:

- Chọn bulông có đường kính d = 20 mm loại A307 để liên kết trụ lan ca với tường bê tông.



Hình 1.3 Sơ đồ tính sức chịu nhổ của bulông

□ Kiểm tra khả năng chịu cắt:

□ Sức kháng cắt của 1 bulông: $R_{nl} = 0,38A_bF_{ub}N_s$

Trong đó:

A_b : Diện tích bulông theo đường kính danh định.

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \times 20^2}{4} = 314,16 \text{ mm}^2$$

F_{ub} : Cường độ chịu kéo nhỏ nhất của bulông A307

$F_{ub} = 420\text{MPa}$ *[22TCN 272-05; 6.4.3.1].*

N_s : Số mặt phẳng cắt cho bulông

$N_S = 1$

Thay số: $R_{nl} = 0,38A_bF_{ub}N_s = 0,38 \times 314,16 \times 420 \times 1 = 50.139,9$ N

□ Sức kháng ép mặt của thép tấm: $R_{n2} = 2,4dtF_u$

Trong đó:

d = 20mm : đường kính danh định của bulông

t = 8mm : bề dày nhỏ nhất của tấm thép chịu cắt

F_u = 400Mpa : cường độ chịu kéo đứt của thép tấm

Thay số: R_{n2} = 2,4x20x8x400 = 153.600N

Vậy sức kháng cắt của bulông là:

R_n =min(R_{n1} ; R_{n2}) =min(50.139,9N ; 153.600N) =50.139,9N

Lực cắt tác động lên 1 bulông:

$P_u = V_u/4 = 3.940,12/4 = 985,03N < 50.139,9N = R_n$ (Thỏa)

- Kiểm tra khả năng chịu kéo và cắt kết hợp:
  - Lực kéo do tác động nhổ:

$$Q_u = \left(\frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328.000}\right)P_u$$

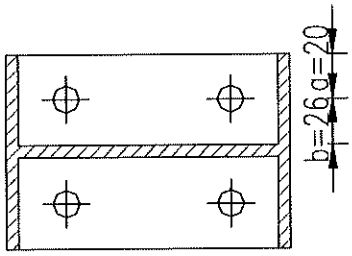
Trong đó:

+)Lực kéo trực tiếptrên 1 bulông do tải trọng tính toán P

Cân bằng mômen quanh hàng bulông bên trái ta có:

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

$$\Rightarrow P = \frac{M_{ux} - 55 \times P_u}{2 \times 110} = \frac{2.278.456,25 - 55 \times 4.535,68}{2 \times 110} = 9.222N$$



+)a = 20mm

+)b = 26mm

Thay số:

$$Q_u = \left(\frac{3 \times 26}{8 \times 20} - \frac{8^3}{328.000}\right) \times 9.222 = 4.481,33N$$

- Sức kháng cắt kéo và cắt đồng thời của 1 bulông :

$$T_n = 0.76 \times A_b \times F_{ub} \times \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{\Phi_s R_n}\right)^2}$$

Trong đó :

$A_b = 314,16mm^2$

F_{ub} = 420MPa

P_u = 985,03N : lực cắt tác động lên 1 bulông:

Φ_s = 0,65 : hệ số sức khng của bulơng chịu c

[A6.4.5.2]

R_n = 50.139,9N: sức kháng cắt danh định của bulông

Thay số:

$$T_n = 0,76 \times 314,16 \times 420 \times \sqrt{1 - \left(\frac{985,03}{0,65 \times 50.139,9}\right)^2}$$

$$= 100.234N > 4481,33N = Q_u$$

=>Thỏa

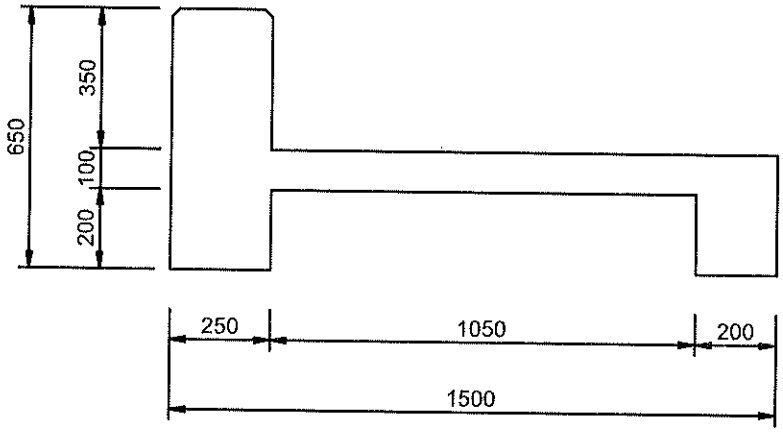
Kết luận: 4θ20 bulông A307 bố trí như hình vẽ thỏa điều kiện chịu lực.

1.2.LỀ BỘ HÀNH:

1.2.1 Tải trọng tác dụng lan lề bộ hành:

× Xét trên 1000 mm dài

- Hoạt tải người: PL = 0,003 x 1250 = 3 N/mm
- Tĩnh tải: DC = 1000 x 100 x 0,25 x 10^{-4} = 2,5 N/mm



Hình 1.4 Cấu tạo lề bộ hành

1.2.2 Tính nội lực:

× Giả sử bản dầm làm việc dạng dầm giản đơn.

- Mômen tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Do tĩnh tải: $M_{DC} = \frac{DC \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 1250^2}{8} = 488.281$ N.m

+ Do hoạt tải: $M_{PL} = \frac{PL \times L^2}{8} = \frac{3 \times 1250^2}{8} = 585.937$ N.m

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u = \eta \times \left(\gamma_{DC} \times M_{DC} + \gamma_{PL} \times M_{PL}\right)$$

Trong đó:

+ η: là hệ số điều chỉnh tải trọng:

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

Với:

$\eta_D = 0,95$: hệ số dẻo.

$\eta_R = 0,95$: hệ số dư thừa.

$\eta_I = 1,05$: hệ số quan trọng.

$\Rightarrow \eta = 0,95 \times 0,95 \times 1,05 = 0,95$

=> Mu=0,95×(1,25×488.281+1,75×585.937)=1.553.953,95 N.mm

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = M_{DC} + M_{PL} = 488.281+585.937=1.074.212 \text{ N.m}$$

× Chuyển về dạng dầm siêu tĩnh hai đầu ngàm.

- Tại gối:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^g = 0,7 \times M_u = 0,7 \times 1.553.953,95 = 1.087.767,7 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^g = 0,7 \times M_s = 0,7 \times 1.074.212 = 751.948,4 \text{ N.mm}$$

- Giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{\frac{1}{2}} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 1.553.953,95 = 776.976 \text{N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{\frac{1}{2}} = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 1.074.212 = 537.106 \text{ N.mm}$$

1.2.3. Tính toán cốt thép:

a) Tính toán cốt thép cho moment (tại gối):

- Tiết diện chịu lực b x h = 1250 mm x 100 mm
- Lớp bê tông bảo vệ: 35 mm.
- Giả thiết dùng D.12(fy=280), $A_b = 113mm^2$, $f_y = 280$ Mpa.
- $d_s = 100 - 35 - \frac{12}{2} = 59mm$
- Xác định chiều cao vùng nén a:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u^g}{\phi \times 0,85 \times f_c' \times b}} = 0,64mm$$

- Bản lề bộ hành có 28 MPa < f'_c = 30 Mpa < 56 Mpa

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7}.(f_c' - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times (30-28) = 0,836$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,64}{0,836} = 0,77mm$$

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

$$\frac{c}{d_s} = \frac{0,77}{59} = 0,0131 < 0,42 \Rightarrow$$ thỏa điều kiện hàm lượng cốt thép lớ nhất.

- Xác định diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0,85 \times f_c^{'} \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 30 \times 1250}{280} \times 0,64 = 73,5mm^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\,min} = 0,03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \times 1000 \times 100 \times \frac{30}{280} = 321,43\ mm^2$$

$$A_s = 73,5mm^2 < A_{smin} = 321,43\ mm^2.$$

- Chọn D12a150 $\Rightarrow$ 1000 mm có 7 thanh thép, diện tích cốt thép:

$$A_s = 113 \times 7 = 791,7\ mm^2 > 321,43\ mm^2 \ (\text{thỏa mãn})$$

Vậy theo phương ngang cầu ta bố trí D12a150 chịu momen âm.

b) Tính toán cốt thép cho moment dương(giữa nhịp)

- Tiết diện chịu lực b x h = 1250 mm x 100 mm
- Lớp bê tông bảo vệ: 35 mm.
- Giả thiết dùng D.12(fy=280), $A_b = 113mm^2$, $f_y = 280$ Mpa.
- $d_s = 100 - 35 - \frac{12}{2} = 59mm$
- Xác định chiều cao vùng nén a:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u^{\frac{1}{2}}}{\phi \times 0,85 \times f_c^{'} \times b}} = 0,46\ mm$$

- Bản lề bộ hành có 28 MPa < f'_c = 30 Mpa < 56 Mpa

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7}.(f_c^{'} - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times (30 - 28) = 0,836$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 0,55\ mm$$

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

$\frac{c}{d_s}=\frac{0,55}{59}=0,009<0,42 \Rightarrow$ thỏa điều kiện hàm lượng cốt thép lớn nhất.

- Xác định diện tích cốt thép:

$$A_S=\frac{0,85\times f_c^{'}\times a\times b}{f_y}=\frac{0,85\times 30\times 1250}{280}\times 0,46=52,46\ mm^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min}=0,03\times b\times h\times\frac{f'_c}{f_y}=0,03\times 1000\times 100\times\frac{30}{280}=321,43\ mm^2$$

$A_s=52,46\ mm^2 < A_{smin}=321,43\ mm^2$.

- Chọn D12a150 $\Rightarrow$ 1000 mm có 7 thanh thép, diện tích cốt thép:

$$A_s=113\times 7=791,7\ mm^2>321,43\ mm^2\ (\text{thỏa mãn})$$

Vậy theo phương ngang cầu ta bố trí 12a150 chịu momen dương.

Ta bố trí thép chịu lực cho lề bộ hành theo phương ngang cầu như hình vẽ:

1.2.4.. Kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng (kiểm tra nứt):

a) Kiểm toán tại gối:

- Tiết diện kiểm toán:

Tiết diện chữ nhật có b x h = 1250 mm x 100 mm

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

$$d_c=35+\frac{12}{2}=41\ mm\ <50\ mm$$

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

$$A_c=2\times d_c\times b=2\times 41\times 1250=102.500\ mm^2$$

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

$$A=\frac{A_c}{n}=\frac{102.500}{7}=14.642,9\ mm^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s^g=751.948\ N.mm$$

- Khối lượng riêng của bêtông: $\gamma_c=2500\ Kg/m^3$

- Môđun đàn hồi của bêtông:

$$E_c=0,043\times\gamma^{1.5}{}_c\times\sqrt{f'_c}$$

$$=0,043\times 2500^{1.5}\times\sqrt{30}=29.440,09\ MPa$$

- Môđun đàn hồi của thép: $E_s=200.000\ MPa$

- Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440,09} = 6,79$

- Chiều cao vùng nén của bêtông khi tiết diện nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 6,79 \times \frac{792}{1250} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 59 \times 1250}{6,79 \times 792}} - 1 \right) = 18,63 \text{ mm}$$

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

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

$$= \frac{1250 \times 18,63^3}{3} + 6,79 \times 792 \times (59 - 18,63)^2 = 11.459.321,4 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{(d_s - x) \times n}{I_{cr}} \times M_s^g = \frac{(59 - 18,63) \times 6,79}{11.459.321} \times 751.948 = 18 \text{ Mpa}$$

- Khí hậu khắc nghiệt: z = 23000 N / mm

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23.000}{\sqrt[3]{41 \times 8857}} = 322,38 \text{ MPa}$$

- So sánh: f_{sa} = 322,38 Mpa > 0,6 x f_y = 0,6 x 280 = 168 Mpa chọn f_y = 168 Mpa để kiểm tra:

f_s = 18 Mpa< f_y =168 Mpa.

Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.

b) Kiểm toán tại giữa nhịp:

Tiết diện kiểm toán:

Tiết diện chữ nhật có b x h = 1250 mm x 100 mm

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

$$d_c = 35 + \frac{12}{2} = 41 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

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

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 41 \times 1250 = 102.500 \text{ mm}^2$$

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

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{102.500}{7} = 14.642,9 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s^{\frac{1}{2}} = 537.106 \text{N.mm}$$

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

- Môđun đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29.440,09 \text{ MPa}$$

- Môđun đàn hồi của thép: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

- Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440,09} = 6,79$

- Chiều cao vùng nén của bêtông khi tiết diện nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 6,79 \times \frac{792}{1250} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 59 \times 1250}{6,79 \times 792}} - 1 \right) = 18,63 \text{ mm}$$

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

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

$$= \frac{1250 \times 18,63^3}{3} + 6,79 \times 792 \times (59 - 18,63)^2 = 11.459.321,4 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{(d_s - x) \times n}{I_{cr}} \times M_s^g = \frac{(59 - 18,63) \times 6,79}{11.459.321} \times 537.106 = 12,85 \text{ Mpa}$$

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

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23.000}{\sqrt[3]{41 \times 8857}} = 322,38 \text{ MPa}$$

- So sánh: $f_{sa} = 322,38$ Mpa > 0,6 x f_y = 0,6 x 280 = 168 Mpa chọn f_y = 168 Mpa để kiểm tra:

$$f_s = 12,85 \text{ N.mm} < f_y = 168 \text{ Mpa}$$

Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.

1.3.BÓ VỈA:

- Giả thiết ta bố trí cốt thép cho bó vỉa như: hình 2.9 và hình 2.10.

- Ta tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của bó vỉa dạng tường như sau:

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

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

Bảng 1.1 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:

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

Khi xe va vào đầu tường:

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

Trong đó:

R_w : sức kháng của bó vỉa.

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.

1.3.1.Xác định Mc : (Tính trên 1 mm dài)

- Tính toán với bài toán cốt đơn, tính cốt thép cho1 bên rồi bên còn lại bố trí tương tự.

- Ta tính M_c trên 1mm. Nên xét tiết diện bxh = 1x200.

- Giả thiết dùng d14 có $A_b = 199\ mm^2$, $f_y = 280$ Mpa. Bố trí d14a150 mm, 1000 mm dài có 7 thanh.

- Diện tích cốt thép A_s trên 1mm:

$$A_s = \frac{7\times199}{1000} = 0,995\ mm^2/mm$$

- Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min} = 0,03\times b\times h\times\frac{f'_c}{f_y} = 0,03\times1\times200\times\frac{30}{280} = 0,643\ mm^2/mm$$

$A_s = 0,995\ mm^2/mm > A_{smin} = 0,643\ mm^2/mm$

Vậy thoả mản điều kiện hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

- Lớp bê tông bảo vệ: 40 mm.

- $d_s = 200 - 40 - \frac{14}{2} = 153\,mm$

- Xác định chiều cao vùng nén a:

$$a = \frac{A_s\times f_y}{0,85\times f'_c\times b} = \frac{0,995\times280}{0,85\times30\times1} = 10,93\ mm$$

- Bó vỉa có 28 MPa < f'_c = 30 Mpa < 56 Mpa

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7}.(f'_c - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7}\times(30-28) = 0,836$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10,93}{0,836} = 13,07\ mm$$

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

$$\frac{c}{d_s} = \frac{13,07}{142,05} = 0,09 \le 0,42$$

$$\Rightarrow M_n = A_s\times f_y\times(d_s - \frac{a}{2}) = 0,995\times280\times\left(142,05 - \frac{10,93}{2}\right)$$

$$= 38.053,21\ N.mm/mm$$

- Sức kháng uốn cốt thép đứng trên 1 mm:

$$M_c = \phi M_n = 1\times38.053,21 = 38.053,21\ N.mm/mm$$

1.3.2.Xác định M_wH

- M_wH : Là sức kháng mômen trên toàn chiều cao tường đối với trục đứng:

- Tiết diện tính toán b x h = 300 mm x 200 mm và bố trí cốt thép như sau:

- Tính toán với bài toán cốt đơn, tính cốt thép cho1 bên rồi bên còn lại bố trí tương tự.

- Giả thiết dùng No.13 G40(280) có $d_b = 12,7$ mm, $A_b = 129$ mm^2.
- Diện tích cốt thép A_s:

$$A_s = 2 \times 129 = 258 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min} = 0,03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \times 300 \times 200 \times \frac{30}{280} = 192,86 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 258 \text{ mm}^2 > A_{smin} = 192,86 \text{ mm}^2$$

Vậy thoả mản điều kiện hàm lượng cốt thép nhỏ nhất.

- Lớp bê tông bảo vệ: $a_{bv} = 50 + 15,9 = 65,9$ mm.

- $d_s = 200 - 65,9 - \frac{12,7}{2} = 127,75$ mm

- Xác định chiều cao vùng nén:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{258 \times 280}{0,85 \times 30 \times 300} = 9,44 \text{ mm}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9,44}{0,836} = 11,30 \text{ mm}$$

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

$$\frac{c}{d_s} = \frac{11,29}{127,75} = 0,09 \le 0,42$$

$$\Rightarrow M_n = A_S \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 258 \times 280 \times \left(127,75 - \frac{9,44}{2}\right)$$

$$= 8.887.573,9 \text{ N.mm}$$

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

$$M_w H = \phi M_n = 1 \times 8.887.573,9 = 8.887.573,9 \text{ N.mm}$$

1.3.3.Chiều dài đường chảy (L_c)

Chiều cao bó vỉa: H=300 mm, vì không bố trí dầm đỉnh nên $M_b = 0$

+ Với trường hợp xe va vào giữa tường:

- Chiều dài đường chảy:

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

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 300 \times \left(0 + 8.887.573,9\right)}{38.052,58}} = 1.455,2 \text{ mm}$$

- Sức kháng của tường:

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

$$R_w = \frac{2}{2\times 1455,2 - 1070}\times\left(8\times 0 + 8\times 8.887.573,9 + \frac{38.053,21\times 1.455,2^2}{300}\right)$$

$$= 369.165,8 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_t = 240.000 \text{ N} < R_w = 369.165,8 \text{ N (thoả mãn)}$$

+ Với trường hợp xe va vào đầu tường:

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

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{300\times\left(0 + 8.887.573,9\right)}{38.053,21}} = 1.131,9 \text{ mm}$$

- Sức kháng của tường:

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

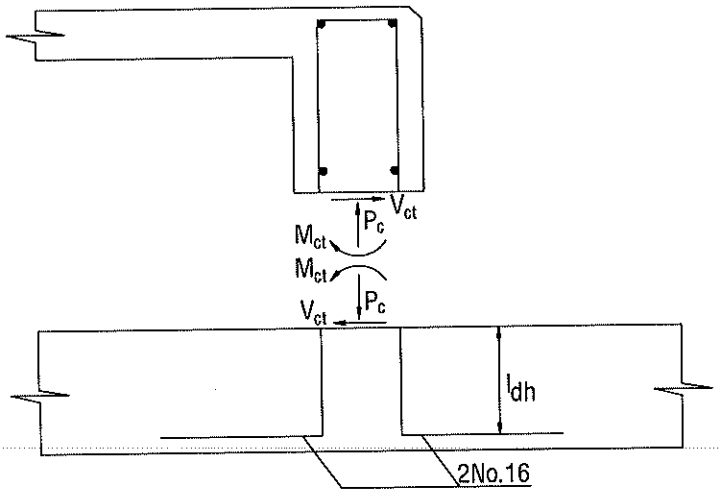
$$R_w = \frac{2}{2\times 1.131,9 - 1070}\times\left(0 + 8.887.573,9 + \frac{38.053,21\times 1.131,9^2}{300}\right)$$

$$= 287.150,0 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_t = 240.000 \text{ N} < R_w = 287.150,0 \text{ N (thoả)}$$

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

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



Hình 1.5 Biểu đồ phân tích lực truyền từ lan can xuống bản mặt cầu

- Sức kháng cắt danh định R_w phải truyền qua mối 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 cầ :

$$T = V_{ct} = \frac{R_w}{(L_c + 2H)} = \frac{287.150,0}{(1.455,20 + 2\times 300)} = 139,72\ N/mm$$

- Sức kháng cắt danh định V_n của mặt tiếp xúc [22TCN 272-05:5.8.4.1-1]:

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \text{ không vượt quá : } \begin{bmatrix} 0,2f_c'A_{cv} \\ 5,5A_{cv} \end{bmatrix}$$

Trong đó :

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

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

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

$$A_{vf} = 0,995\ mm^2/mm \left[\text{tính ở mục } 2.3.1\right]$$

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

+ P_c : lực nén do tĩnh tải (bó vỉa + ½ lề bộ hành)

$$P_c = 2,5\times 10^{-5}\times\left(300\times 200 + 100\times\frac{1250}{2}\right) = 3,06\ N/mm$$

+ $f_c' = 30Mpa = 30N/mm^2$

+ $c = 0,52$ *[22TCN272-05:5.8.4.2]*

+ $\mu = 0,6$ *[22TCN272-05:5.8.4.2]*

- Hai hệ số c, μ dùng cho bê tông đổ trên lớp bêtông 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 :

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c)$$
$$= 0,52\times 200 + 0,6\times(0,995\times 280 + 3,06)$$
$$= 273\ N/mm$$

Không lớn hơn : $\begin{bmatrix} 0,2f_c'A_{cv} = 0,2\times 30\times 200 = 1200\ N/mm \\ 5,5A_{cv} = 5,5\times 200 = 1100N/mm \end{bmatrix}$

Vậy $V_n = 273$ N

- Sức kháng cắt tính toán:

$$V_r = \varphi V_n = 0,9\times 273 = 245,7\ N/mm > T = 139,72\ N/mm\ (\text{thỏa})$$

$$\varphi = 0,9\left[22TCN\,272-05;5.5.4.2\right]$$

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

$$A_{vf}^{min} = 0,35 \times \frac{b_v}{f_y} = 0,35 \times \frac{200}{280}$$

$$= 0,25\,mm^2 / mm < A_{vf} = 0,995\ mm^2 / mm \left(\text{thỏa}\right)$$

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

- Tính chiều dài đoạn móc *[22TCN 272-05; 5.11.2.4].*

+ Đường kính thanh: d_b = 15,9 mm.

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

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

$$l_{hb} = \frac{100 \times 15,9}{\sqrt{50}} = 224,86 \text{ mm}$$ (f'_c = 50 Mpa vì thanh thép neo vào bản mặt cầu)

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

$$l_{dh} = l_{hb} = 224,86 \text{ mm}$$

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

$$\left(A_s \text{ yêu cầu}\right) = \left(A_s \text{ cung cấp}\right)\left(\frac{175}{224,86}\right) = 0,995 \times \frac{175}{224,86}$$

$$= 0,774\ mm^2 / mm$$

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

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{0,774 \times 280}{0,85 \times 30 \times 1} = 8,5 \text{ mm}$$

$$M_c = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 1 \times 0,774 \times 280 \times \left(142,05 - \frac{8,5}{2}\right) = 29.864,02 \text{ N.mm / mm}$$

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

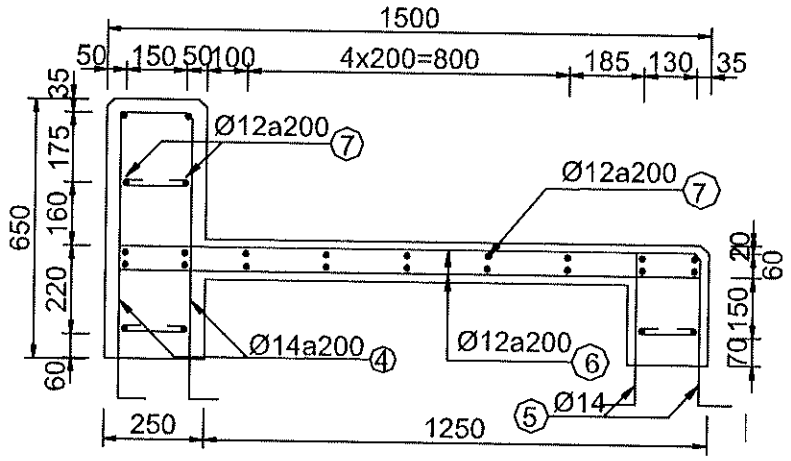
$$= \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 300 \times \left(0 + 8.887.687,2\right)}{29.864,02}} = 1.535,24 \text{ mm}$$

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

$$R_w = \frac{2}{2\times 1.535,24 - 1070}\times\left(8\times 0 + 8\times 8.887.687,2 + \frac{29.864,02\times 1.535,24^2}{300}\right)$$

$$= 305.655,99\ \text{N} > F_t = 240.000\ \text{N}\ (\text{thỏa mãn})$$

+ Định hình đoạn móc câu uốn 90^0 kéo dài $12d_b$ = 12x15,6= 190,8 mm Chọn đoạn móc câu dài 195 mm.



Hình 1.6 Bố trí cốt thép cho lề bộ hành

CHƯƠNG 2:THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU

2.1.SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

- Khoảng cách giữa 2 dầm chính là: $L_2 = 2000$ mm

- Khoảng cách giữa 2 dầm ngang là: $L_1 = 6100$ mm

- Xét tỷ số: $\frac{L_1}{L_2} = \frac{6100}{2000} = 3{,}05 > 1.5$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 (22 TCN 272_05)* 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: $h_f = 200$ mm.

- Chọn lớp phủ mặt cầu gồm các lớp sau:

+ Lớp nhựa phòng nước dạng phun

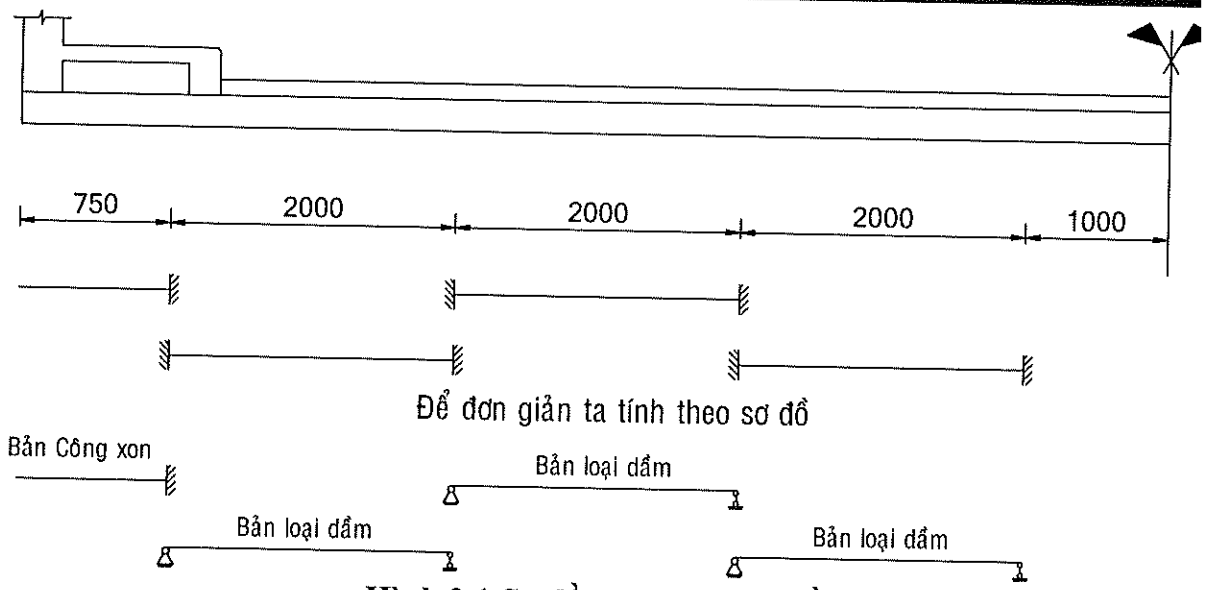
+ Lớp nhựa dính bám tiêu chuẩn 1Kg/m2

+ Lớp bêtông asphalt tương lai dày 70 mm.

- Độ dốc ngang cầu: 2 % được tạo bằng thay đổi bằng đá kê gối.

2.2.SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN 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 2.1 Sơ đồ tính bản mặt cầu

2.3.TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN CONGXON

2.3.1.Tải trọng tác dụng lên bản côngxon:

a) Tĩnh tải

- Tính toán bản mặt cầu theo dải bản ngang rộng 1m.
- Trọng lượng bản thân bản mặt cầu:

$$DC_2 = \gamma_c.t_s.b = 2,5x10^{-5}x200x1000 = 5 \text{ N/mm}$$

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Lớp bê tông atphan:

$$q_1 = \gamma_{at}.\ h.b = 2,3x10^{-5}\ x70x1000 = 1,61 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước:

$$q_2 = \gamma_{pn}.\ H,\ b = 1,8x10^{-5}\ x5x1000 = 0,09 \text{ N/mm}$$

- Trọng lượng lớp phủ:

$$DW = q_1 + q_2 = 1,61 + 0,09 = 1,70 \text{ N/ mm}$$

- Trọng lượng của lan can trên toàn dầm:
- Trọng lượng của trụ lan can: P_{tr}= 107,78 N
- Trọng lượng của một cặp thanh liên kết: P_{Lk}= 16,97 N
- Trọng lượng của một cặp tay vịn: P_{tv}= 369,9 N

Chiều dài của dầm L=25 m, khoảng cách giữa hai trụ lan can là 2m, vậy 1 dầm có 13 trụ lan can, 12 cặp thanh liên kết và 12 cặp tay vịn.

$$P_{Lc} = P_{Tr} \times 13 + P_{Lk} \times 12 + P_{Tv} \times 12 = 107,78 \times 13 + 16,97 \times 12 + 369,9 \times 12$$
$$= 6043,58 \text{ N}$$

Tính tải trọng phân bố đều theo phương dọc cầu của lan can:

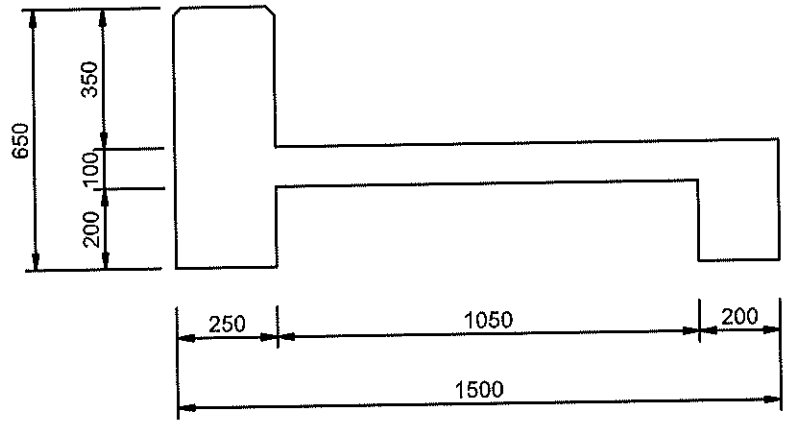
$$q_{Lc} = \frac{P_{Lc}}{L} = \frac{6043,58}{25000} = 0,242 \text{ (N / mm)}$$

Trọng lượng của lề bộ hành (trên 1m dài):

$$P_1 = \gamma_c \times V_1 = 2,5\times10^{-5}\times250\times650\times1000 = 4062,5 \text{ N}$$

$$P_2 = \gamma_c \times V_2 = 2,5\times10^{-5}\times100\times1050\times1000 = 2625 \text{ N}$$

$$P_3 = \gamma_c \times V_3 = 2,5\times10^{-5}\times200\times300\times1000 = 1500 \text{ N}$$



***Hình 2-2**. Kích thước lề bộ hành*

Trọng lượng lan can và lề bộ hành trên 1m dài:

$$DC_3 = q_{Lc}\times1000 + P_1 + P_2 + P_3$$

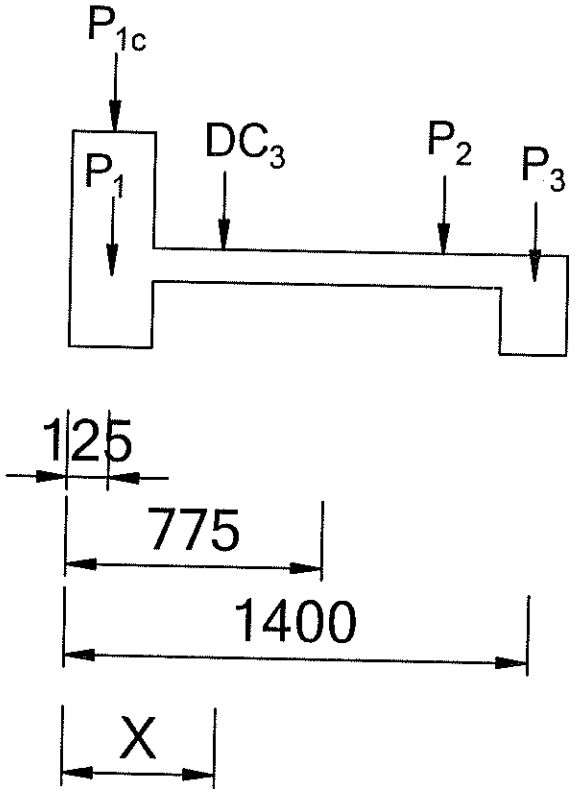
$$= 0,242\times1000 + 4062,5 + 2625 + 1500 = 8429,5 \text{ N}$$

Khoảng cách từ mép ngoài lan can đến trọng tâm cả phần lề bộ hành và lan can là:

$$x^{`} = \frac{q_{Lc}\times1000\times x_{Lc} + P_1\times x_1 + P_2\times x_2 + P_3\times x_3}{DC_3}$$

$$= \frac{0,242\times1000\times125 + 4062,5\times125 + 2625\times775 + 1500\times1400}{8429,5}$$

$$= 554,3 \text{ mm}$$



Hình 2-3 *Vị trí trọng tâm DC3 đối với mép ngoài lan can*

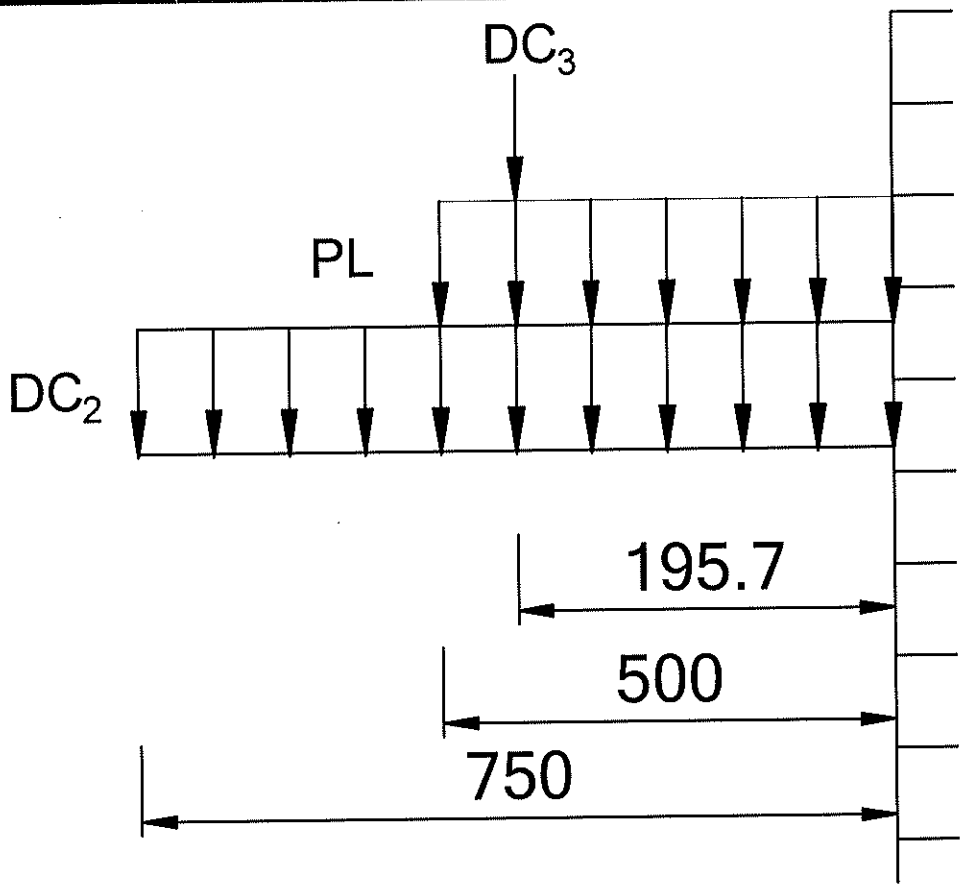
b)Hoạt tải:

Hoạt tải tác dụng cho dải bản rộng 1000 mm trong trường hợp này chỉ có tải của người đi bộ truyền xuống (hoạt tải này được chia đôi bó vỉa nhận một nửa và lan can phần bê tông chịu một nửa, là lực tập trung tại đầu bản congxon)

$$P_{PL} = \frac{PL \times 1000 \times b}{2} = \frac{3 \times 10^{-3} \times 1000 \times 1250}{2} = 1875 \text{ N}$$

(b = 1250 mm: bề rộng phần lề bộ hành)

2.3.2.Nội lực tại mặt cắt ngàm:



Hình 2.4. *Sơ đồ tính bản hẫng*

- Do trọng lượng bản thân:

$$M_{DC2} = \frac{DC_2 \times L_c^2}{2} = \frac{5 \times 750^2}{2} = 1.406.250 \text{ (N.mm)}$$

- Do lan can lề bộ hành:

$$M_{DC3} = DC_3 \times L_{DC3} = 8429,5 \times 195,7 = 1.649.653,15 \text{ (N.mm)}$$

- Do hoạt tải người:

$$M_{PL} = \frac{PL \times L_{PL}^2}{2} = \frac{3 \times 500^2}{2} = 375.000 \text{ (N.mm)}$$

Với η là hệ số điều chỉnh tải trọng; hệ số liên quan tới tính dẻo, tính dư và tầm quan

trọng trong khai thác.

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_i \geq 0,95$$

Hệ số liên quan tới tính dẻo: $\eta_D = 1,0$ cho các cấu kiện thông thường.

Hệ số liên quan tới tính dư: $\eta_R = 0,95$ do bản mặt cầu có tính dư

Hệ số liên quan tới tấm quan trọng trong khai thác: $\eta_I = 1.0$ cho các cầu thông thường

$$=> \eta = 1.05$$

+ Momen ở trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_u = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times (M_{DC2} + M_{DC3}) + \gamma_{PL} \times M_{PL}\right]$$
$$= 1,05 \times \left[1,25 \times (1.406.250 + 1.649.653,15) + 1,75 \times 375.000\right]$$
$$= 4.699.935,384 \text{ (N.mm)}$$

+ Momen ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s = \eta \times \left[\gamma_{DC} \times (M_{DC2} + M_{DC3}) + \gamma_{PL} \times M_{PL}\right]$$
$$= 1 \times \left[1 \times (1.406.250 + 1.649.653,15) + 1 \times 375.000\right]$$
$$= 3.430.903,15 \text{ (N.mm)}$$

2.4.TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN DẦM BIÊN:

Bản đặt trên hai gối là hai dầm chủ, nhịp của bản là khoảng cách giữa ha dầm S =2000 mm, cách tính ta sẽ tính như dầm đơn giản đặt trên hai gối, xé cho dải bản rộng 1000 mm.

2.4.1.Nội lực do tĩnh tải tác dụng lên bản dầm biên:

a) Tĩnh tải:

× Trọng lượng bản thân:

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

× Trọng lượng bó vỉa và lề bộ hành:

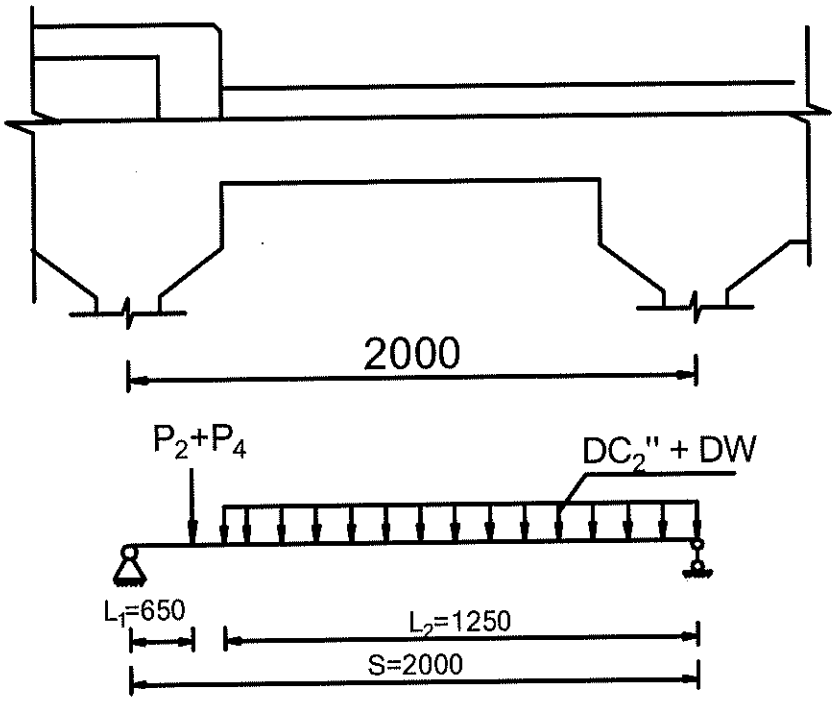
$$P_2 + P_4 = 1312,5 + 1500 = 2.812,5 \text{ N}$$

Trong đó:

$$P_2 = \frac{b_2 \times h_2 \times \gamma_c \times 1000}{2} = \frac{100 \times 1050 \times 2,5 \times 10^{-5} \times 1000}{2} = 1.312,5 \text{ N}$$ (1/2 trọng lượng lề bộ hành)

$$P_4 = 200 \times 300 \times 1000 \times 2,5 \times 10^{-5} = 1500\text{N}$$

b) Nội lực:



Hình 2.5 Sơ đồ tính bản dầm

- Giá trị mômen dương tại giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{DC+DW} = \eta\left\{\gamma_{DC}\times\frac{DC_2''\times S^2}{8}+\gamma_{DC}\times\frac{(P_2+P_4)L_1}{2}+\gamma_{DW}\times\frac{DW}{8}\times\left[4(S-L_2)L_2+2L_2^2-S^2\right]\right\}$$

$$=1,05\left\{1,25\times\frac{5\times2000^2}{8}+1,25\frac{2812,5\times650}{2}+1,5\frac{1,7}{8}\times\left[4(2000-1250)1250+2\times1250^2-2000^2\right]\right\}$$

=5.443.183,594 N.mm

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_S^{DC+DW} = \frac{DC_2''\times S^2}{8}+\frac{(P_2+P_4)L_1}{2}+\frac{DW}{8}\times\left[4(S-L_2)L_2+2L_2^2-S^2\right]$$

$$=\left\{\frac{5\times2000^2}{8}+\frac{2.812,5\times650}{2}+\frac{1,7}{8}\times\left[4(2000-1250)1250+2\times1250^2-2000^2\right]\right\}$$

=4.025.000 N.mm

2.4.2.Nội lực do hoạt tải tác dụng lên bản dầm biên

a) Hoạt tải:

- Tải trọng người đi bộ (1/2 tải trọng người đi bộtruyền vào bó vỉa):

$$\frac{1}{2}P_{PL}=\frac{PL\times1000\times b}{2}=\frac{3\times10^{-3}\times1000}{2}\times1250=1875\text{ N}$$

- Tải trọng xe thiết kế: (A3.6.1.3.3)

+ Bề rộng bánh xe tiếp xúc với bản mặt cầu 510 mm

+ Diện truyền tải của bánh xe xuống bản mặt cầu:

$$b_1 = 510 + 2 \times h_{DW} = 510 + 2 \times (0+0+70) = 650 \text{ mm}$$

+ Chiều dài: (A3.6.1.2.5-1)

$$L = 2,28 \times 10^{-3} \times \gamma \times (1 + IM) \times P = 2,28 \times 10^{-3} \times 1,75 \times (1 + 0,25) \times 72.500 = 361,6 \text{ mm}$$

Trong đó: – hệ số tải trọng;

IM – hệ số xung kích lay theo phần trăm (25%)

P =0,65x72.500N khi thiết kế xe tải trục 0,65x145.000N

+ Giá trị tải p:

$$p = \frac{P}{2 \times b_1} = \frac{0,5 \times 145.000}{2 \times 650} = 55,77 \text{N/mm}$$

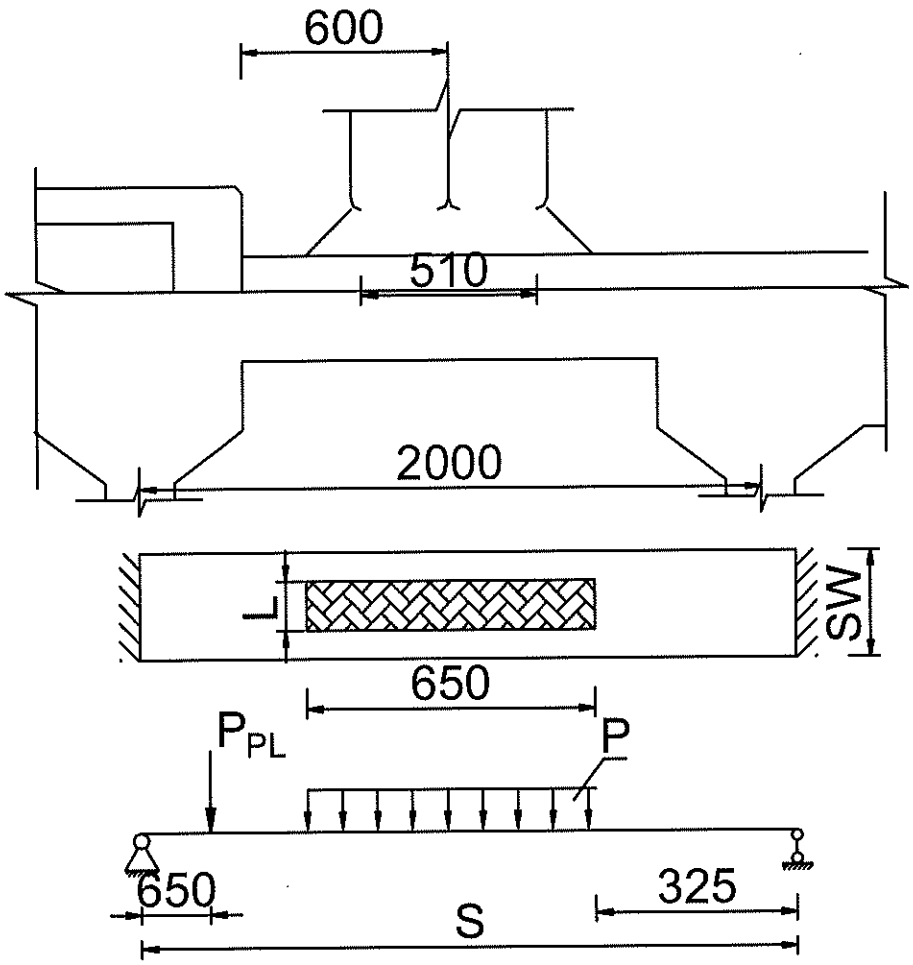
- Chiều rộng làm việc của dải bản (A.4.6.2.1.3):

+ Khi tính mômen âm tại gối:

$$SW^- = 1220 + 0,25 \times S = 1220 + 0,25 \times 2000 = 1720 \text{ mm}$$

+ Khi tính mômen dương tại giữa nhịp:

$$SW^+ = 660 + 0,55 \times S = 660 + 0,55 \times 2000 = 1760 \text{mm}$$



Hình 2.6 Tải trọng động tác dụng lên bản dầm

b) Nội lực:

- Giá trị mômen tại giữa nhịp giản đơn:

□ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{LL} = \eta \times \left[\gamma_{LL} \times \frac{P_{PL} L_1}{2} + \gamma_{LL} \times (1+IM) \times m \times \frac{p}{8} \times \left[b_1 \times (2S - b_1) - (S - 2L_2 - b_1)^2 \right] \right]$$

$$= 1,05 \times \left[1,75 \times \frac{1875 \times 650}{2} + 1,75 \times 1,25 \times 1,2 \times \frac{55,77}{8} \times \left[650 \times (2 \times 2000 - 650) - (2000 - 2 \times 325 - 650)^2 \right] \right]$$

=33.544.208,5 N.mm

□ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_u^{LL} = \frac{P_{PL} L_1}{2} + (1+IM) \times m \times \frac{p}{8} \times \left[b_1 \times (2S - b_1) - (S - 2L_2 - b_1)^2 \right]$$

$$= \left[\frac{1875 \times 650}{2} + 1,25 \times 1,2 \times \frac{55,77}{8} \times \left[650 \times (2 \times 2000 - 650) - (2000 - 2 \times 325 - 650)^2 \right] \right]$$

=18.255.351,56 N.mm

2.4.3.Nội lực tác dụng lên bản dầm biên

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 :

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

$$= 0.7\times\left(5443183.594 + \frac{33544208.5\times 1000}{1720}\right)$$

=17.461.941,28 N.mm

+ Tai giữa nhịp:

$$M_u^{\frac{1}{2}} = 0,5\times\left(M_u{}^{DC+DW} + \frac{M_u{}^{LL}\times 1000}{SW^+}\right)$$

$$= 0,5\times\left(5.443.183,594 + \frac{33.544.208,5\times 1000}{1760}\right)$$

=12.251.196,48 N.mm

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

+ Tại gối:

$$M_s^g = 0,7\times\left(M_s{}^{DC+DW} + \frac{M_s{}^{LL}\times 1000}{SW^-}\right)$$

$$= 0,7\times\left(4.025.000 + \frac{18.255.351,56\times 1000}{1720}\right)$$

=10.247.003,54 N.mm

+ Tai giữa nhịp:

$$M_s^{\frac{1}{2}} = 0,5\times\left(M_s{}^{DC+DW} + \frac{M_s{}^{LL}\times 1000}{SW^+} + M_s{}^{PL}\right)$$

$$= 0,5\times\left(4.025.000 + \frac{18.255.351,56\times 1000}{1760}\right)$$

=7.198.679,42 N.mm

2.5.TÍNH NỘI LỰC CHO BẢN DẦM GIỮA:

2.5.1.Nội lực do tĩnh tải tác dụng lên bản dầm giữa:

a) Tĩnh tải

Tương tự như bản dầm biên, ta có:

× Trọng lượng bản thân:

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

× Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

$$DW = 1,7 \text{ N/m}$$

b) Nội lực

Tương tự, ta cũng có:

- Giá trị mômen dương tại giữa nhịp:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{DC+DW} = \eta\left\{\gamma_{DC} \times \frac{DC_2'' \times S^2}{8} + \gamma_{DW} \times \frac{DW \times S^2}{8}\right\}$$

$$= 1,05\left\{1,25 \times \frac{5 \times 2000^2}{8} + 1,5 \times \frac{1,7 \times 2000^2}{8}\right\}$$

=4.620.000 N.mm

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_S^{DC+DW} = \frac{DC_2'' \times S^2}{8} + \frac{DW \times S^2}{8}$$

$$= \left\{\frac{5 \times 2000^2}{8} + \frac{1,7 \times 2000^2}{8}\right\}$$

=3.350.000 N.mm

2.5.2.Nội lực do hoạt tải tác dụng lên bản dầm giữa:

Chỉ có xe 3 trục, ta không xét tải trọng làn vì nhịp bản L_2 =2000mm < 4600mm theo quy định không cần xét tải trọng làn *(A3.6.1.3.3)*

-Tương tự như trên ta cũng có các tính chất của tải trọng xe 3 trục:

+ Bề rộng bánh xe tiếp xúc với bản mặt cầu 510 mm

+ Diện truyền tải của bánh xe xuống bản mặt cầu:

$$b_1 = 510 + 2 \times h_{DW} = 510 + 2 \times (0+0+70) = 650 \text{ mm}$$

+ Chiều dài: (A3.6.1.2.5-1)

$$L = 2,28 \times 10^{-3} \times \gamma \times (1 + IM) \times P = 2,28 \times 10^{-3} \times 1,75 \times (1 + 0,25) \times 72.500$$

$$= 361,6 \text{ mm}$$

Trong đó: – hệ số tải trọng;

IM – hệ số xung kích lay theo phần trăm (25%)

P =0,5x72.500N khi thiết kế xe tải trục 0,5x145.000N

+ Giá trị tải p:

$$p = \frac{P}{2 \times b_1} = \frac{0,5 \times 14.5000}{2 \times 650} = 55,77 \text{ N/mm}$$

- Chiều rộng làm việc của dải bản (A.4.6.2.1.3):

+ Khi tính mômen âm tại gối:

$$SW^- = 1220 + 0,25 \times S = 1220 + 0,25 \times 2000 = 1720 \text{ mm}$$

+ Khi tính mômen dương tại giữa nhịp:

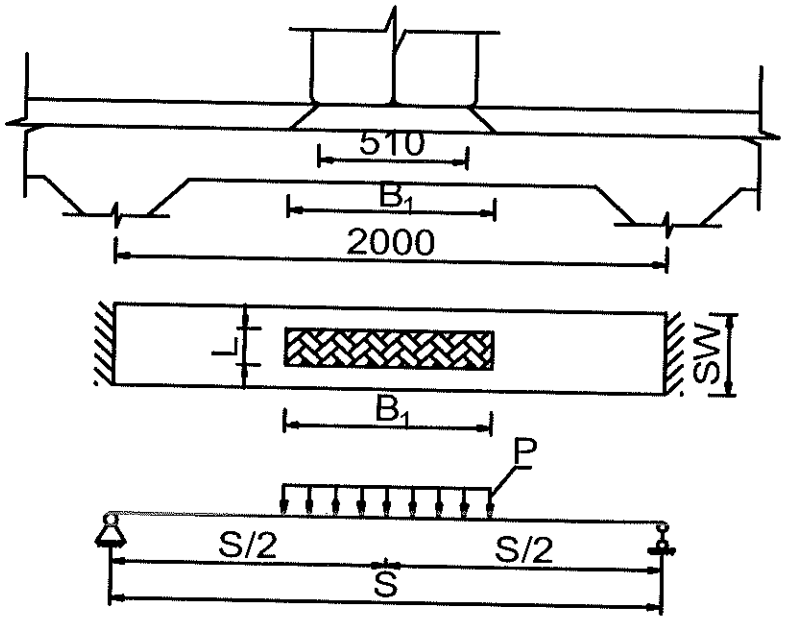
$$SW^+ = 660 + 0,55 \times S = 660 + 0,55 \times 2000 = 1760 \text{ mm}$$

- Ở đây ta 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.

×) *Xét trường hợp 1 chỉ có 1 bánh xe:*



Hình 2.7 Sơ đồ tính hoạt tải tác dụng dầm giữa trường hợp 1

- Giá trị mômen tại giữa nhịp giản đơn:

° Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{LL} = \eta \times \left[\gamma_{LL} \times (1 + IM) \times m \times p \times b_1 \times \left(\frac{S}{4} - \frac{b_1}{8} \right) \right]$$

$$= 1,05 \times \left[1,75 \times (1 + 0,25) \times 1,2 \times 55,77 \times 650 \times \left(\frac{2000}{4} - \frac{650}{8} \right) \right]$$

=41.839.590,76 N.mm

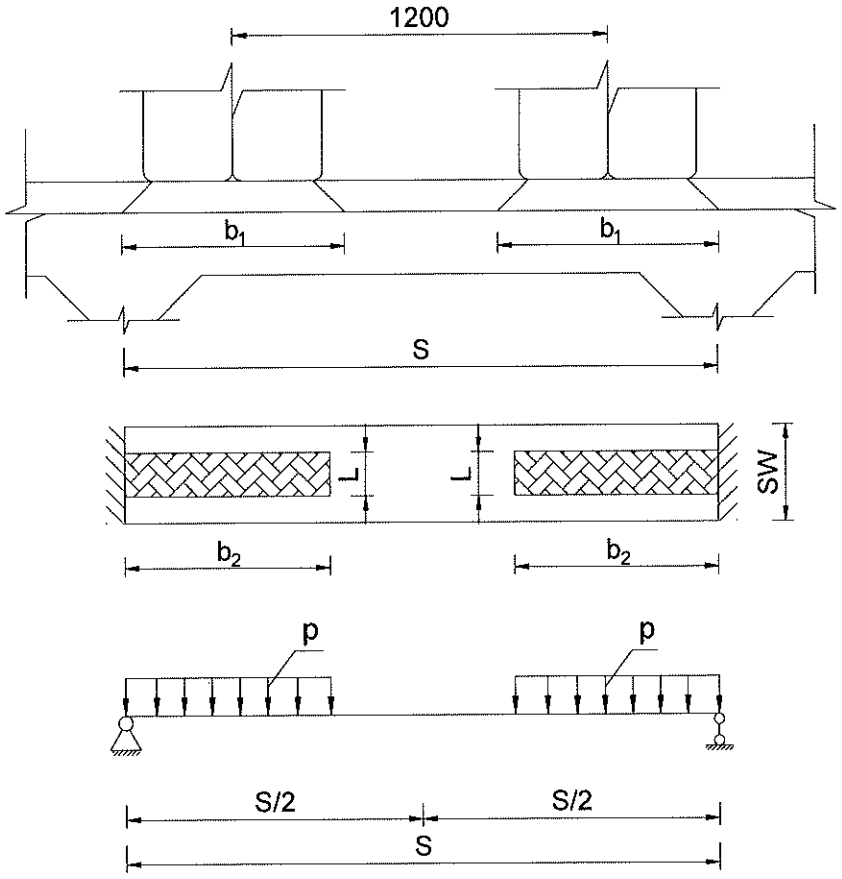
° Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_S^{LL} = (1+IM)\times m\times p\times b_1\times\left(\frac{S}{4}-\frac{b_1}{8}\right)$$

$$=\left[(1+0,25)\times 1,2\times 55,77\times 650\times\left(\frac{2000}{4}-\frac{650}{8}\right)\right]$$

=22.769.845,31 N.mm

×) *Xét trường hợp 2: có 2 bánh xe cách nhau 1200mm*



Hình 2.8 Sơ đồ tính hoạt tải tác dụng dầm giữa trường hợp 2

- Giá trị mômen tại giữa nhịp giản đơn:

° Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{LL} = \eta\times\left[\gamma_{LL}\times(1+IM)\times m\times p\times b_2\times\left(\frac{S}{2}-x\right)\right]$$

$$=1,05\times\left[1,75\times 1,25\times 55,77\times 650\times\left(\frac{2000}{2}-350\right)\right]$$

= 54.120.863,67 N.mm

° Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_S^{LL} = (1+IM)\times m\times p\times b_2\times\left(\frac{S}{2}-x\right)$$

$$=\left[1,25\times 55,77\times 650\times\left(\frac{2000}{2}-350\right)\right]$$

=29.453.531,25 N.mm

Trong 2 trường hợp ta thấy, trường hợp xếp 2 bánh xe gây bất lợi cho bản dầm giữa, nên ta lấy moment ở giữa nhịp của trường hợp 2 để tính nội lực tính toán cho bản dầm giữa, tức 2:

° Trạng thái giới hạn cường độ:

$$\max M_u^{LL} = 54.120.863,67 \text{ N.mm}$$

° Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\max M_s^{LL} = 29.453.531,25 \text{ N.mm}$$

2.5.3.Nội lực tác dụng lên bản dầm giữa

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:

$$M_u^g = 0,7\times\left(M_u{}^{DC+DW} + \frac{M_u{}^{LL}\times 1000}{SW^-}\right)$$

$$=0,7\times\left(4.620.000+\frac{54.120.863,67\times 1000}{1720}\right)$$

=25.259.932,89 N.mm

+ Tai giữa nhịp:

$$M_u^{\frac{1}{2}} = 0,5\times\left(M_u{}^{DC+DW} + \frac{M_u{}^{LL}\times 1000}{SW^+}\right)$$

$$=0,5\times\left(4.620.000+\frac{54.120.863,67\times 1000}{1760}\right)$$

=17.685.245,36 N.mm

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

+ Tại gối:

$$M_s^g = 0,7 \times \left(M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^-} \right)$$

$$= 0,7 \times \left(3.350.000 + \frac{29.453.531,25 \times 1000}{1720} \right)$$

=14.331.902,25 N.mm

+ Tai giữa nhịp:

$$M_s^{\frac{1}{2}} = 0,5 \times \left(M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^+} \right)$$

$$= 0,5 \times \left(3.350.000 + \frac{29.453.531,25 \times 1000}{1760} \right)$$

=10.042.480,47 N.mm

2.6.NỘI LỰC TÍNH TOÁN CHO BẢN MẶT CẦU

Bảng 2.1 Tổng hợp nội lực tác dụng lên bản mặt cầu

	BẢN HẪNG	BẢN DẦM BIÊN	BẢN DẦM GIỮA	TÍNH TOÁN
Mu_gối	4.699.935,384	17.461.941,28	25.259.932,89	25.259.932,89
Mu_nhịp	-	12.251.196,48	17.685.245,36	17.685.245,36
Ms_gối	3.430.903,15	10.247.003,54	14.331.902,25	14.331.902,25
Ms_nhịp	-	7.198.679,42	10.042.480,47	10.042.480,47

Vậy:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

+ Mômen âm: $M_u^- = M_u^g$ =25.259.932,89N.mm

+ Mômen dương: $M_u^+ = M_u^{\frac{1}{2}}$ = 17.685.245,36N.mm

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

+ Mômen âm: $M_s^- = M_s^g$ = 14.331.902,25N.mm

+ Mômen dương: $M_s^+ = M_s^{\frac{1}{2}}$ = 10.042.480,47N.mm

2.7.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:

2.7.1Thiết kế cốt thp cho phần bản chịu mơment m (tại gối):

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 âm: $M_u^- = 25.259.932,89 N.mm$

- Chiều rộng tiết diện tính toán: $b = 1000$ mm

- Chiều cao tiết diện tính toán: $h = 200$ mm

- Cường độ chảy cốt thép: $f_y = 420$ MPa

- Cấp bêtông: $f'_c = 30$ MPa

- Lớp bê tông bảo vệ: 25 mm.

- Giả thiết dùng D14 có $A_b = 154\ mm^2$.

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu kéo gần nhất là: $d_c = 25 + \frac{14}{2} = 32mm$

- Chiều cao làm việc của tiết diện: $d_s = h - d_c = 200 - 32 = 168$ mm

- Chiều cao vùng bêtông chịu nén:

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

$$= 168 - \sqrt{168^2 - \frac{2}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 1000} \times 25.259.932,89}$$

$$= 6,68$$

- Xác định β_1: do $f'_c = 30$ (MPa) nên:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} = 0,84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 6,68/0,84 = 7,96$$

- Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_s} = 7,96/168 = 0,05 < 0,42$ (Thỏa)

- Diện tích cốt thép cho bởi công thức:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times b}{f_y} \times a = \frac{0,85 \times 30 \times 1000}{420} \times 6,68 = 405,571 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min} = 0,03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \times 1000 \times 200 \times \frac{30}{420} = 428,57 \text{ mm}^2$$

- Chọn ϕ14a250 $\Rightarrow$ 1000 mm 4 thanh thép (diện tích $A_s = 615,75 \text{ mm}^2$)

2.7.2.Thiết kế cốt thép cho phần bản chịu mômen dương (giữa nhịp):

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: $M_u^+ = 17.685.245,36 \text{N.mm}$

- Chiều rộng tiết diện tính toán: b = 1000 mm

- Chiều cao tiết diện tính toán: h = 200 mm

- Cường độ cốt thép: $f_y = 420$ Mpa

- Cấp bêtông: $f'_c = 30$ MPa

- Lớp bê tông bảo vệ: 25 mm.

- Giả thiết dùng D14 có $A_b = 154 \text{ mm}^2$.

- 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 bêtông chịu nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b} \times M_u}$$

$$= 168 - \sqrt{168^2 - \frac{2}{0,9 \times 0,85 \times 30 \times 1000} \times 17.685.245,36}$$

$$= 4,65 \text{ mm}$$

- Xác định β_1: do $f'_c = 30 \text{ (MPa)}$ nên:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{30 - 28}{7} = 0,84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 4,65/0,84 = 5,54 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện: $\frac{c}{d_s}=\frac{5,54}{168}=0,033<0,42$ (Thỏa)

- Diện tích cốt thép cho bởi công thức:

$$A_s=\frac{0,85\times f'_c\times b}{f_y}\times a=\frac{0,85\times 30\times 1000}{420}\times 4,65=282,32\ mm^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min}=0,03\times b\times h\times\frac{f'_c}{f_y}=0,03\times 1000\times 200\times\frac{30}{420}=428,571\ mm^2$$

Chọn ϕ14a250 $\Rightarrow$ 1000 mm 4 thanh thép (diện tích $A_s=615,75\ mm^2$)

2.7.3.Cốt thép phân bố:

- Cốt thép phụ theo chiều dọc được đặt dưới đáy bản để phân bố tải trọng bánh xe dọc cầu đến cốt thép chịu lực theo phương ngang, trong đó diện tích cốt thép chính đặt vuông góc với hướng xe chạy *[22TCN 272-05; A9.7.3.2]* nên:

$$\text{Số phần trăm}=\frac{3840}{\sqrt{S_e}}\le 67\%$$

+ Trong đó S_e là chiều dài có hiệu của nhịp. Đối với dầm T toàn khối, S_e là khoảng cách giữa hai mặt vách (ta tính tại gối dầm chính),

$S_e=2000-200=1800$ mm.

$$\text{Số phần trăm}=\frac{3840}{\sqrt{S_e}}=\frac{3840}{\sqrt{1800}}=90\%>67\%$$

+ Bố trí:

$$A_s=0,67\times(A_s\text{dương})=0,67\times 615,75=412,55\ mm^2$$

Dùng: d12a200,trong 1000mm có 5 thanh d12, có:

$$A_s=5\times 113=565mm^2>412,55\ mm2$$

- Đối với cốt thép song song với hướng xe chạy được đặt ở phía trên, tương tự dùng d12a200, trong 1000mm có 5d12

2.8.KIỂM TRA NÚT CHO BẢN MẶT CẦU:

+ Mômen âm: $M_s^- = M_s^g = 14.331.902,25N.mm$

+ Mômen dương: $M_s^+ = M_s^{\frac{1}{2}} = 10.042.480,47N.mm$

2.8.1.Kiểm tra nứt cho moment m (tại gối):

- 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 bêtông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 32 \times 1000 = 64.000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{1c} = \frac{A_c}{n} = \frac{64.000}{7} = 9.143 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s = 14.331.902,25 \text{N.mm}$$

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

- Môdun đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29.440,087 \text{ MPa}$$

- Môdun đàn hồi của thép: $E_s = 200.000$ MPa

- Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440,087} = 6,79$

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

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 6,79 \times \frac{1077}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 168 \times 1000}{6,79 \times 1077}} - 1 \right) = 42,79 \text{ mm}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bêtông khi bị nứt:

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

$$= \frac{1000 \times 42,79^3}{3} + 6,79 \times 1077 \times (168 - 42,79)^2$$

$$= 140.763.151,4 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{14.331.902,25}{140.763.151,4} \times (168 - 42,79) \times 6,79 = 86,52$$

MPa

- Khí hậu khắc nghiệt: $Z = 23000$ N / mm

□ Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{32 \times 9143}} = 346 \text{ MPa}$$

So sánh: f_{sa} = 346Mpa > 0,6xf_y = 0,6x420 = 252Mpa, chọn 252Mpa để kiểm tra:

$f_s = 86,52 < 252\text{MPa} = f_{sa}$. ***Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.***

2.8.2.Kiểm tra nứt cho moment dương (giữa nhịp):

- 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:

$d_c = 32$ mm < 50 mm

- Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 32 \times 1000 = 64.000 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{lc} = \frac{A_c}{n} = \frac{64.000}{7} = 9.143 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$M_s = 10.037.480,47$ N.mm

- Khối lượng riêng của bêtông: $\gamma_c = 2500$ Kg / m^3

- Môdun đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1,5}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} = 29.440,0 \text{ MPa}$$

- Môdun đàn hồi của thép: $E_s = 200.000$ MPa

- Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440,0} = 6,79$

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

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 6,79 \times \frac{1077}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 168 \times 1000}{6,79 \times 1077}} - 1 \right) = 42,79 \text{ mm}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bêtông khi bị nứt:

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

$$= \frac{1000 \times 42,79^3}{3} + 6,79 \times 1077 \times (168 - 42,79)^2$$

$$= 140.763.151,4 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{10.042.480,47}{140.763.151,4} \times (168 - 42,79) \times 6,79 = 60.62$$

MPa

- Khí hậu khắc nghiệt: Z = 23000 N / mm

□ Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{32 \times 9143}} = 346 \text{ MPa}$$

So sánh: f_{sa} = 346Mpa > 0,6xf_y = 0,6x420 = 252Mpa, chọn 252Mpa để kiểm tra:

$$f_s = 60,62 \text{ MPa} < 252\text{MPa} = f_{sa}.$$

Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ DẦM NGANG

3.1.SỐ LIỆU DẦM NGANG:

- Nhịp tính toán L_{tt} = 24.400 mm.

- Kết cấu nhịp có5 dầm ngang, khoảng cách giữa hai dầm ngang là L_1 = 6100mm.

- Khoảng cách giữa các dầm chủ: L_2 = 2000mm.

- Kích thước dầm ngang như sau: h = 1000mm; b = 200mm

- Cốt thép AII giới hạn chảy: f_y = 420Mpa

- Bê tông có cường độ chịu nén: f'_c = 30Mpa

- 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.

- Hoạt tải: 0,5 HL93

3.2.XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TÁC DỤNG LÊN DẦM NGANG:

3.2.1.Xác định nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:

- Tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang bao gồm:

+ Bản mặt cầu:

$$DC_2'' = t_s \times \gamma_c \times L_1 = 200 \times 2{,}5 \times 10^{-5} \times 6100 = 30{,}5 \text{ N/mm}$$

+ Dầm ngang:

$$DC'_2 = A_{dn} \times \gamma_c = b \times \gamma_c \times \left(h - t_s\right) = 200 \times (1000\text{-}200) \times 0{,}000025 = 4 \text{ N/mm}$$

Nên: $DC_2 = DC_2'' + DC_2' = 30{,}5 + 4 = 34{,}5$ N/mm

+ Lớp phủ:

$$DW = \left(h_{as} \times \gamma_{as} + h_{pn} \times \gamma_{pn} + h_{tp} \times \gamma_{tp}\right) \times L_1$$

$$= (0 \times 0{,}000025 + 0 \times 0{,}000018 + 70 \times 0{,}000024) \times 6100 = 10{,}248 \text{ N/mm}$$

- Mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Do DC_2:

$$M_{DC_2} = \frac{DC_2 \times L_2^2}{8} = \frac{34{,}5 \times 2000^2}{8} = 17.250.000 \text{ N.mm}$$

+ Do DW:

$$M_{DW} = \frac{DW \times L_2^2}{8} = \frac{10,248 \times 2000^2}{8} = 5.124.000 \text{ N.mm}$$

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{DC+DW} = \eta \times \left[\gamma_{DC} \left(\frac{DC_2 \times L_2^2}{8} \right) + \gamma_{DW} \frac{DW \times L_2^2}{8} \right] =$$

$$1,05 \times \left[1,25 \left(\frac{34,5 \times 2000^2}{8} \right) + 1,5 \left(\frac{10,248 \times 2000^2}{8} \right) \right]$$

=30.710.925 N.mm

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{DC+DW} = \left[\left(\frac{DC_2 \times L_2^2}{8} \right) + \frac{DW \times L_2^2}{8} \right] = 17.250.000 + 5.124.000$$

=22.374.000N.mm

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

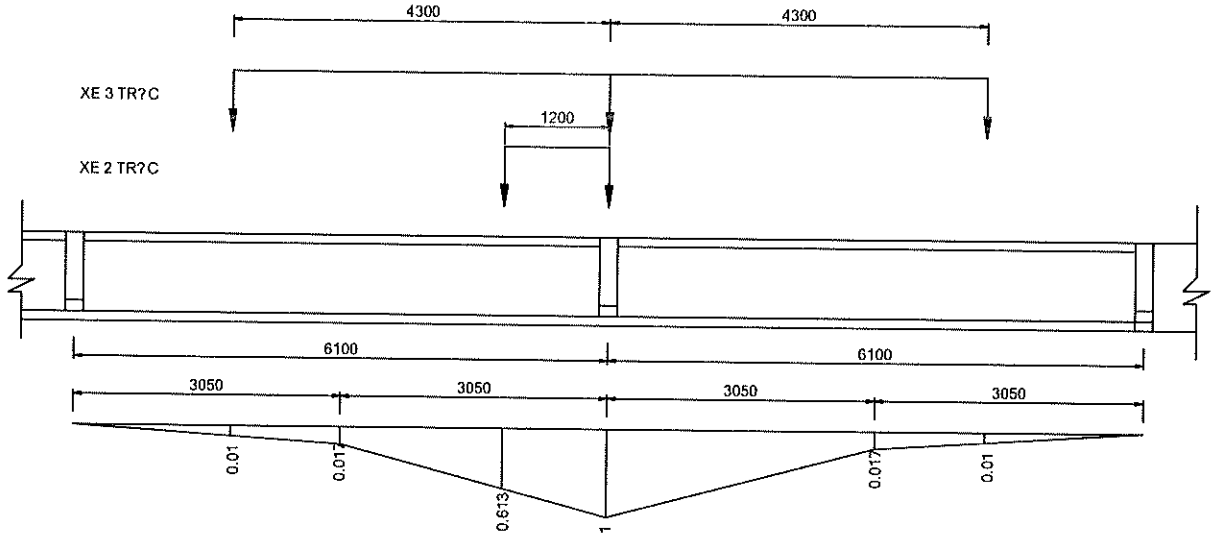
- Hoạt tải tác dụng lên dầm ngang gồm 0.5HL93 và tải trọng người.

3.2.2.1. Xác định hệ số phn bố tải trọng (ξ)

$$\xi = 0,5 \times \frac{L_2^3}{L_1^3 + L_2^3} = 0,5 \times \frac{2000^3}{6100^3 + 2000^3} = 0,017$$

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

- Xếp xe lên đường ảnh theo phương dọc cầu để tìm nội lực lớn nhất tác dụng lên dầm ngang.



Hình 3.1 ĐAH theo phương dọc cầu

+ Xếp xe 2 trục theo phương dọc

$$p'_{2trục} = 0,5\times\left(P1\times y_1 + P2\times y_2\right)=0,5\times(55000\times0,613+55000\times1)=44.357,5\ N$$

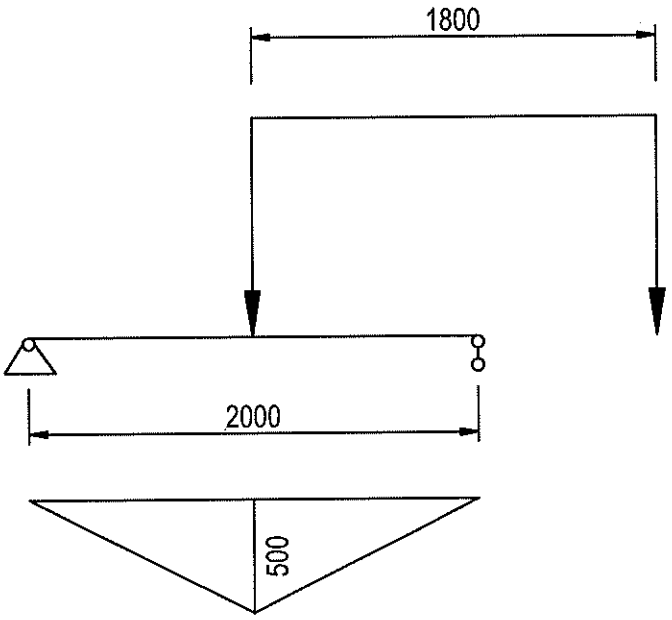
+ Xếp xe 3 trục theo phương dọc

$$p'_{3trục} = 0,5\times\left(P1\times y_1 + P2\times y_2 + P3\times y_3\right)$$
$$=0,5\times(17.500\times0,01+72.500\times1+72.500\times0,01)=36.700\ N$$

Vì $p'_{2trục} = 44.357,5\ N > p'_{3trục} = 36.700\ N$ nên ta chọn $p'_{2trục} = 44.357,5\ N$ để xếp lên đ.a.h theo phương ngang cầu để tìm nội lực lớn nhất.

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

+ Xếp 1 xe:

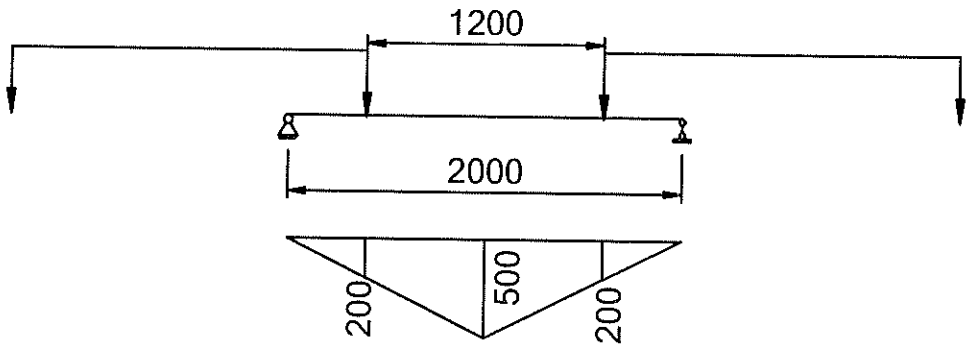


Hình 3.2 Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang(1 xe)

Mômen lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M^S_{xe} = p'_{2trục}\times y = 44.357,5\times500=22.178.750\ N.mm$$

+ Xếp 2 xe:



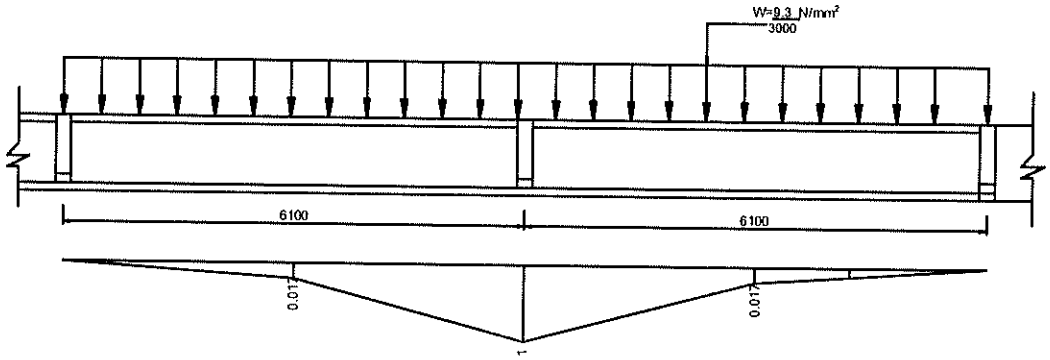
Hình 3.3 Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang(2 xe)

Mômen lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_{xe}^{m} = p'_{2truc} \times (y_1 + y_2) = 44.375,5 \times (200+200) = 17.750.200 \text{ N.mm}$$

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

-Tải trọng làn tác dụng lên dầm ngang: $w = \frac{9,3}{3000} \times \omega \ (N/mm)$



Hình 3.4 Tải trọng làn và ĐAH theo phương dọc cầu

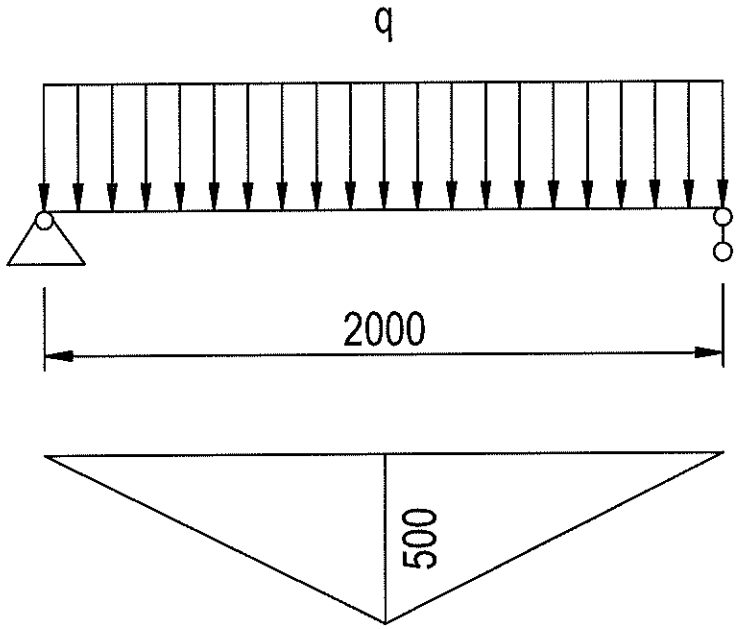
- Với ω là diện tích đường ảnh hưởng áp lực lên dầm ngang:

$$\omega = 2 \times \left[\frac{1}{2} \times \xi \times \frac{L_1}{2} + \frac{1}{2} \times (\xi + 1) \times \frac{L_1}{2} \right] =$$

$$= 2 \times \left[\frac{1}{2} \times 0,017 \times \frac{6.100}{2} + \frac{1}{2} \times (0,017 + 1) \times \frac{6.100}{2} \right] = 3.153,7$$

$$\Rightarrow q' = \frac{q}{3000} \times \omega = \frac{9,3}{3000} \times 3.153,7 = 9,776 \text{ N/mm}$$

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



Hình 3.5 Tải trọng làn và ĐAH của dầm ngang

Mômen lớn nhất tại mặt cắt giữa nhịp:

+ 1 làn:

$$M_{làn}^{S} = q' \times \frac{1}{2} \times \frac{S}{4} \times L_2 = 9{,}776 \times 1/2 \times 2000/4 \times 2000 = 4.888.000 \text{N.mm}$$

+ 2 làn:

$$M_{làn}^{m} = q' \times \frac{1}{2} \times \frac{S}{4} \times L_2 = 9{,}776 \times 1/2 \times 2000/4 \times 2000 = 4.888.000 \text{ N.mm}$$

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

Tổ hợp của xe với tải trọng làn:

□ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{xe+làn} = \eta \times \gamma_{LL} \times \left[(1+IM) \times m \times M_{xe} + m \times M_{làn}\right]$$

+ Xếp 1 làn xe chất tải:

$$M_u^{xe+làn} = 1{,}05 \times 1{,}75 \times ((1+0{,}25) \times 1{,}2 \times 22.178.750 + 1.2 \times 4.888.000) = 71.908.219 \text{ N.mm}$$

+ Xếp 2 hay nhiều làn chất tải:

$M_u^{xe+làn}$ =

1,05x1,75x((1+0,25)×1×17.750.200+1×4.888.000)=49.751.690,63 N.mm

□ Trạng thái giới hạn sử dụng:

+ Xếp 1 làn xe chất tải:

$M_u^{xe+làn}$ =((1+0,25)×1,2×22.178.750+1,2×4.888.000)

=39.133.725 N.mm

+ Xếp 2 hay nhiều làn chất tải:

$M_u^{xe+làn}$ =(1+0,25)×1×17.750.200+1×4.888.000

=27.075.750 N.mm

Bảng 3.1 Tổng hợp mômen do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang

Loại tải	Số xe	THGHCĐ	TGHSD
xe 2 trục+làn	1	71.908.219	39.133.725
xe 2 trục+ làn	2	49.751.690,63	27.075.750

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

M_u^{LL} =71.908.219 N.mm

M_S^{LL} =39.133.725 N.mm

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

- Chưa xét tính liên tục:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$M_u = M_u^{DC+DW} + M_u^{LL}$ =30.710.925+71.908.219

=102.619.144 N.mm

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$M_s = M_s^{DC+DW} + M_s^{LL}$ =223.740.00+39.133.725

=61.507.725 N.mm

- Xét tính liên tục của dầm ngang:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

Tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_u^{\frac{l}{2}} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 102.619.144 = 51.309.572 \text{ N.mm}$$

Tại mặt cắt gối:

$$M_u^g = 0,7 \times M_u = 0,7 \times 102.619.144 = 71.833.400,8 \text{ N.mm}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

Tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_s^{\frac{l}{2}} = 0,5 \times M_s = 0,5 \times 61.507.725 = 30.753.862,5 \text{ N.mm}$$

Tại mặt cắt gối:

$$M_s^g = 0,7 \times M_s = 0,7 \times 61.507.725 = 43.055.407,5 \text{ N.mm}$$

3.3.THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO DẦM NGANG:

3.3.1.Tại mặt cắt gối:

$$M_u^g = 71.833.400,8 \text{ N.mm}$$

- Lớp bê tông bảo vệ: $a_{bv} = 50$

- Giả thiết dùng 4No.14 có mm, $A_b = 154 \text{ mm}^2$

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

$$d_c = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

- Vậy $d_s = h - d_c = 1000\text{-}100 = 900\text{mm}$

- Xác định chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c' \times b}} = 900 - \sqrt{900^2 - \frac{2 \times 71.833.400,8}{0,95 \times 0,85 \times 30 \times 200}} = 16,63\text{mm}$$

- Dầm ngang có 28 MPa < f_c' = 30 MPa < 56 MPa

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times (f_c' - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times (30 - 28) = 0,71$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 16,63/0,71=23,52 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} = 23,52/900=0,026<0,42 \text{ (thỏa)}$$

- Xác định diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 30 \times 200}{420} \times 16,63=201,94 \text{ mm}^2$$

-Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\,min} = 0,03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \times 200 \times \frac{30}{420} \times 1000=428,57 \text{ mm}^2$$

$A_s = 201,94 \text{ mm}^2 < A_{min} = 428,57 \text{ mm}^2$, chọn Asmin để tính toán

- Chọn 4No.16 có A_s = 4 x 200,96 = 803,84 mm^2 > A_{smin} = 428,57 mm^2 (ĐẠT)

3.3.2.Tại mặt cắt giữa nhịp:

$$M_u^{\frac{1}{2}} = 51.309.572 \text{N.mm}$$

- Lớp bê tông bảo vệ a_{bv} = 35 mm.

- Giả thiết dùng 2d25, $A_b = 491 \text{ mm}^2$

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

$$d_c = 35 + \frac{25}{2} = 47,5 \text{ mm}$$

- Vậy: $d_s = h - d_c$ = 1000-47,5=952,5 mm

- Xác định chều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0,85 \times f'_c \times b}} = 952,5 - \sqrt{952,5^2 - \frac{2 \times 51.309.572}{0,95 \times 0,85 \times 30 \times 200}} =11.2 \text{ mm}$$

- Dầm ngang có 28 MPa < f'_c = 30 MPa < 56 MPa

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times (f_c^{'} - 28) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times (30 - 28) = 0,71$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 11,2/0,71 = 15,77 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{c}{d_s} = 15,77/952,5 = 0,017 < 0,42 \text{ (Thỏa)}$$

- Xác định diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0,85 \times f_c^{'} \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 30 \times 200}{420} \times 11,2 = 136 \text{ mm}^2$$

-Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min} = 0,03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \times 200 \times \frac{30}{420} \times 1000 = 428,57 \text{ mm}^2$$

Chọn Asmin để tính toán

- Chọn 2D25 có $A_s = 2x491 = 982 mm^2 > A_{smin} = 428,57 mm^2$ ***(ĐẠT)***

3.4.KIỂM TOÁN NỨT CHO DẦM NGANG:

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

+ Mômen âm: $M_s^- = M_s^g = 43.055.407,5$ N.mm

+ Mômen dương: $M_s^+ = M_s^{\frac{1}{2}} = 30.753.862,5$N.mm

3.4.1.Kiểm tra nứt với mô men 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:

$$d_c = 100 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

- Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times 50 \times b = 2 \times 50 \times 200 = 20.000 \text{ mm}^2$$

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

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{20.000}{4} = 5000 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$$M_s = 43.055.407,5 \text{ N.mm}$$

- Khối lượng riêng của bêtông: $\gamma_c = 2500 \text{ kG/m}^3$

- Môđun đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29.440,087 \text{ MPa}$$

- Môđun đàn hồi của thép: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

- Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440,087} = 6,79$

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

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 6,79 \times \frac{803,84}{200} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 200 \times 900}{6,79 \times 803,84}} - 1 \right) = 183,97 \text{ mm}$$

- Mômen quán tính của tiết diện bêtông khi bị nứt:

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

$$= \frac{200 \times 183,97^3}{3} + 6,79 \times 803,84 \times (900 - 183,97)^2$$

$$= 2.838.409.408 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{43.055.407,5}{2.838.409.408} \times (900 - 183,97) \times 6,79 = 63,86$$

- 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:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{50 \times 5000}} = 365 \text{ MPa}$$

-So sánh: $f_{sa} = 365\text{Mpa} > 0.6xf_y = 0{,}6x420 = 252$ Mpa chọn 252 Mpa để kiểm tra:

$f_s = 63{,}86 < 252$. ***Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.***

3.4.2.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:

$$d_c = 62{,}5\text{mm} > 50\text{mm}$$

- Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép:

$$A_c = 2 \times 50 \times b = 2 \times 50 \times 200 = 20.000 \text{ mm}^2$$

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

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{20.000}{2} = 10.000 \text{ mm}^2$$

- Mômen do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

$M_s = 30.753.862{,}5\text{N.mm}$

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

- Môđun đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0{,}043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0{,}043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29.440{,}087 \text{ MPa}$$

- Môđun đàn hồi của thép: $E_s = 200.000$ MPa

- Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440{,}087} = 6{,}79$

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

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= 6{,}79 \times \frac{982}{200} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 952{,}5 \times 200}{6{,}79 \times 982}} - 1 \right)$$

=220,87 mm

- Mômen quán tính của tiết diện bêtông khi bị nứt:

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times \left(d_s - x\right)^2$$

$$= \frac{200 \times 220,87^3}{3} + 6,79 \times 982 \times \left(952,5 - 220,87\right)^2$$

$$= 4.287.467.275 \text{ mm}^4$$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times \left(d_s - x\right) \times n = \frac{30.753.862,5}{4.287.467.275} \times \left(952,5 - 220,87\right) \times 6,79 = 35.63 \text{ Mpa}$$

- Dựa vào điều kiện môi trường tra ra bề rộng vết nứt:

Khí hậu khắc nghiệt: z = 23000 N / mm

- Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{50 \times 10000}} = 290 \text{ MPa}$$

-So sánh: f_{sa} = 290 Mpa > 0,6xf_y = 0,6x420 = 252Mpa chọn 252 Mpa để kiểm tra: f_s =35,63 Mpa<252 Mpa (Thỏa)

Vậy thoả mãn điều kiện về nứt.

3.5.TÍNH CỐT ĐAI CHO DẦM NGANG:

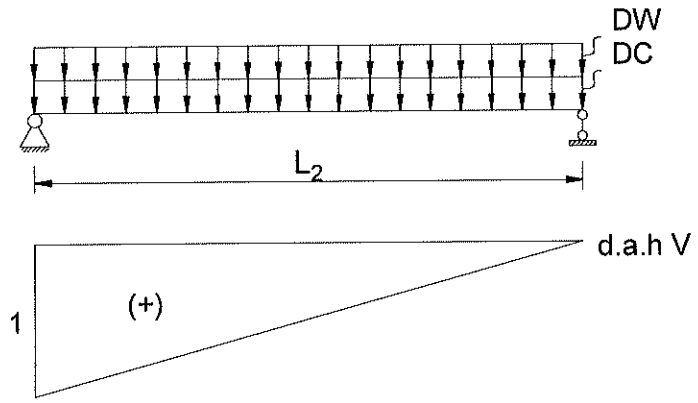
3.5.1.Lực cắt do tĩnh tải tc dụng ln dầm ngang:

Tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:

DC_2 = 34,5 N/mm

DW = 10,248 N/mm

+ Xếp tĩnh tải:



Hình 3.6. *Chất tĩnh tải lên ĐAH lực cắt của dầm ngang*

+ Diện tích đường ảnh hưởng: $\omega = \frac{1}{2} \times 1 \times 2000 = 1000$

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^{DC+DW} = \eta \times \left(\gamma_{DC}.DC_2 + \gamma_{DW}.DW\right) \times \omega$$

$$= 1{,}05 \times (1{,}25 \times 34{,}5 + 1{,}5 \times 10{,}248) \times 1000 = 61.421{,}85 \text{ N}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^{DC+DW} = \left(DC + DW\right) \times \omega$$

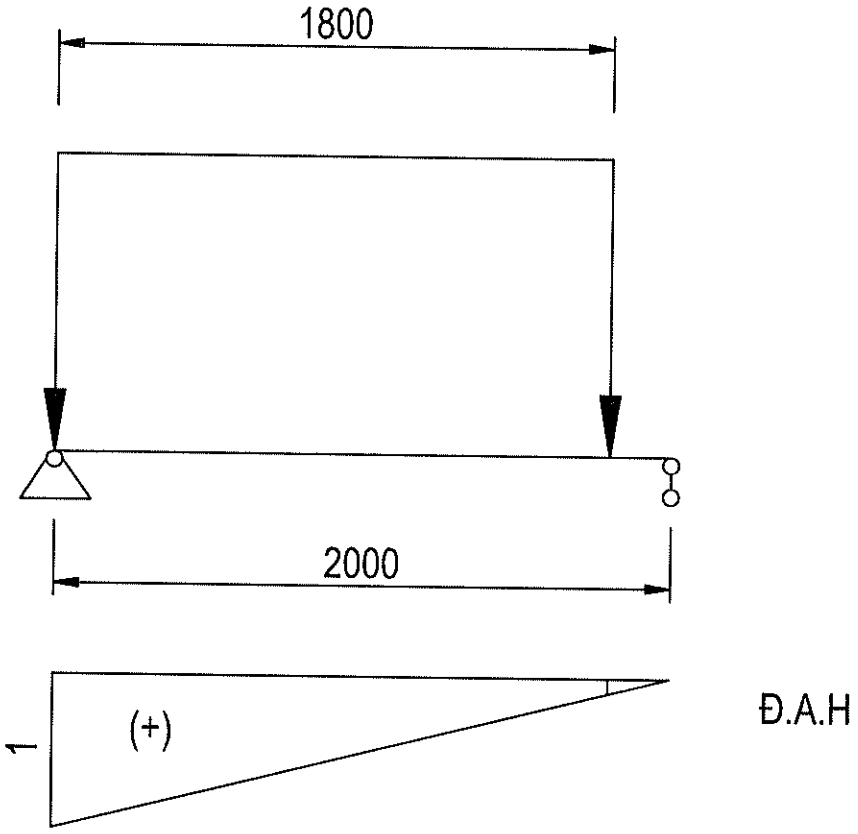
$$= (34{,}5 + 10{,}248) \times 1000 = 44.748 \text{ N}$$

3.5.2.Lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:

Ta xếp xe 2 trục, tải trọng làn lên đường ảnh hưởng dầm ngang để tìm lực cắt lớn nhất:

- Xếp xe 2 trục:

+ Xếp 1 làn xe:

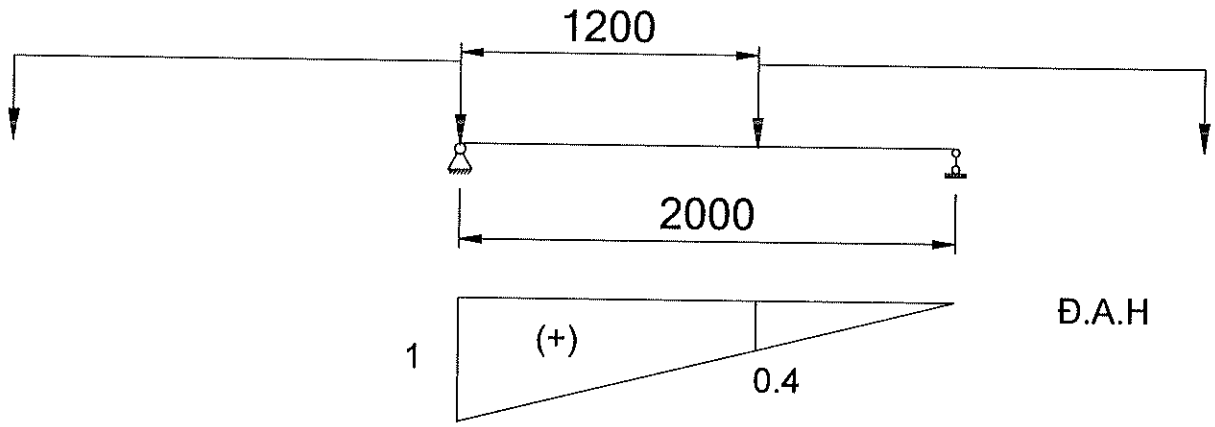


Hình3.7 Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang

Ta có:

$$V_{2trục} = p'_{2trục} \times (1 + y_1) = 44.357,5 \times (1+0,1) = 48.793,25$$

+ Xếp 2 làn xe:

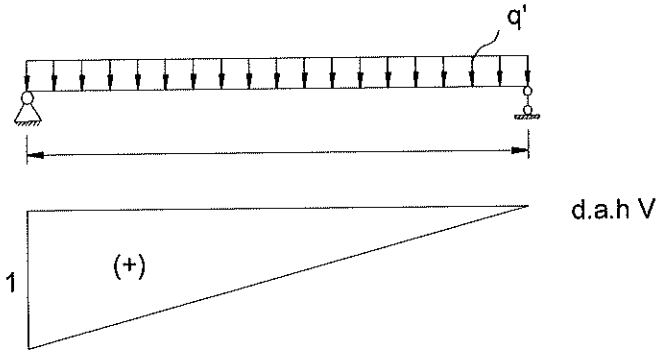


Hình 3.8 Xe hai trục và ĐAH của dầm ngang

Ta có:

$$V_{2trục} = p'_{2trục} \times (1 + y_2) = 44.357,5 \times (1+0,4) = 62.100,5 \text{ N}$$

- Xếp tải trọng làn: (q')



Hình 3.9 Tải trọng làn và ĐAH của dầm ngang

Ta có:

$$V_{làn} = q' \times \omega = 9,776 \times 1.000 = 9.776 \text{N}$$

Bảng 3.2 Lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang

Mặt cắt	Loại tải	Số làn xe	V(N)
Tại gối	Làn		9776
	Xe 2 trục	1 xe	48.793,25
		2 xe	62.100,5

Tổ hợp lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm:

- Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^{2trục+làn} = \eta \times \gamma_{LL} \times \left[(1 + IM) \times m \times V_{2trục} + m \times V_{làn} \right]$$

+ Xếp 1 xe:

$$\Rightarrow V_u^{2trục+làn} = 1,05 \times 1,75 \times ((1+0,25) \times 1,2 \times 48.793,25 + 1,2 \times 9776)$$

$$= 156.042,475 \text{ N}$$

+ Xếp 2 xe:

$$\Rightarrow V^{2trục+làn} = 1,05 \times 1,75 \times ((1+0,25) \times 1 \times 62.100,5 + 1 \times 9776)$$

=189.127,9 N

- Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^{2trục+làn} = (1+IM)\times m\times V_{2trục} + m\times V_{làn}$$

+ Xếp 1 xe:

$\Rightarrow V_s^{2trục+làn} = (1+0,25)\times 1,2\times 48.793,25+1,2\times 9776=84.921,075$ N

+ Xếp 2 xe:

$\Rightarrow V_s^{2trục+làn} = (1+0,25)\times 1\times 62.100,5+1\times 9776=87.401,625$ N

3.5.3.Tổng hợp lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm ngang:

+ Trạng thái giới hạn cường độ:

$$V_u^g = V_u^{DC+DW} + V_u^{LL} = 61.421,85 + 189.127,9 = 250.549,75 \text{ N}$$

+ Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_s^g = V_s^{DC+DW} + V_s^{LL} = 44.748 + 87.401,625 = 132.149,625 \text{ N}$$

3.5.4.Tính toán cốt đai:

□ Các giá trị nội lực:

+ Giá trị mômen: $M_u^g = 71.833.400,8$ N.mm

+ Giá trị lực cắt: $V_u^g = 250.549,75$ N

Bước 1: Xác định b_v và d_v

- Cánh tay đòn giữa tổng hợp lực nén và tổng hợp lực kéo khi uốn:

$$d_v = \max\begin{cases} d_s - \dfrac{a}{2} = 900 - \dfrac{16,63}{2} = 891,685 \text{ mm} \\ 0,9\times d_s = 0,9\times 900 = 810 \text{ mm} \\ 0,72\times h = 0,72\times 1000 = 720 \text{ mm} \end{cases}$$

$\Rightarrow d_v = 891,685$ mm

- Chiều rộng nhỏ nhất b_v của vách trong đoạn d_v

$$b_v = b_n = 200\text{mm}$$

Bước 2: Xác định tỷ số $\dfrac{v}{f'_c}$:

- Ứng suất cắt trung bình v:

$$v = \frac{V_u}{\phi_v \times b_v \times d_v} = \frac{250.549,75}{0,9 \times 200 \times 891,685} = 1,56MPa$$

Với: hệ số sức kháng của lực cắt: $\phi_v = 0,9$

- Ta có:

$$\frac{v}{f'_c} = 1,56/30 = 0,052 < 0,25 \qquad \text{(đạt, tính tiếp)}$$

Bước 3: Tính lặp tìm biến dạng ε_x và góc nghiêng θ

Giả sử ban đầu góc: $\theta = 40^0$

Diện tích cốt thép thường chạy dọc dầm:

$$A_s = 804,25 \ mm^2$$

Vì sơ đồ tính là dầm giản đơn nên không tồn tại lực dọc: $N_u = 0$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u^g}{\phi_f \times d_v} + 0,5 \times V_u^g \times \cot g(\theta)}{E_s \times A_s} = \frac{\frac{71.833.400,8}{0,9 \times 891,685} + 0,5 \times 250.549,75 \times \cot g(40^0)}{200.000 \times 804,25}$$

$=1,704x10^{-3}$ mm<0,002

Từ giá trị: $\frac{v}{f'_c} = 0,052$ và $\varepsilon_x = 1,704 \times 10^{-3}$ tra bảng 5.8.3.4.2-1 22TCN 272-

Ta được: $\theta = 41,8$, $\beta = 1,858$

sai số: $\Delta\theta = \frac{41,8 - 40}{40} \times 100 = 4,5\% < 5\%$

Bước 4: Tính lực cắt danh định cần thiết của thép đai

- Tra bảng *5.8.3.4.2-1 22TCN 272*-05 giá trị $\beta = 1,858$

- Khả năng chịu cắt của vật liệu bêtông:

$$V_c = 0,083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v = 0,083 \times 1,858 \times \sqrt{30} \times 200 \times 891,685 = 150.634,998 \ N$$

- Tính lực cắt danh định cần thiết của thép đai:

$$V_s = \frac{V_u^g}{\phi_v} - V_c = \frac{250.549,75}{0,9} - 150.634,998 = 127.753,613 \ N$$

Bước 5: Tính khoảng cách thép đai:

- Tính khoảng cách thép đai:

Chọn cốt thép đai d12 có: $f_{yv} = 280$ Mpa.

Diện tích các nhánh đai: ta thiết kế đai hai nhánh

$$A_v = 2 \times 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow S = \frac{A_v \times f_{yv} \times d_v \times \cot g(\theta)}{V_s} = \frac{226 \times 280 \times 891,685 \times \cot g(41,8^0)}{127.753,613}$$

$$= 683,22 \text{ mm}$$

- Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:

$$S \le \min \begin{cases} \dfrac{A_v \times f_{yv}}{0,083\sqrt{f'_c} \times b_v} \\ \min\ (0,8 \times d_v; 600) \text{ nếu } V_u < 0,1 \times f'_c \times b_v \times d_v \\ \min\ (0,4 \times d_v; 300) \text{ nếu} V_u \ge 0,1 \times f'_c \times b_v \times d_v \end{cases}$$

Tính toán các giá trị trong biểu thức:

+) $\dfrac{A_v \times f_{yv}}{0,083.\sqrt{f'_c} \times b_v} = \dfrac{226 \times 280}{0,083 \times \sqrt{30} \times 200} = 695,981 \text{ mm}$

+) $\dfrac{V_u^g}{f'_c \times b_v \times d_v} = \dfrac{250.549,75}{30 \times 200 \times 891,685} = 0,05 \le 0,1$

+) $0,8 \times d_v = 0,8 \times 891,685 = 713,348 \text{ mm}$

$\Rightarrow S \le 695,981 \text{ mm}$

Chọn: $S = 200 \text{ mm}$

CHƯƠNG 4 : THIẾT KẾ DẦM CHÍNH

4.1 TỔNG QUAN KÍCH THƯỚC CẦU

Chiều dài nhịp tính toán: L_{tt} = 24400 mm.

Bề rộng mặt cầu: B= 8500 mm.

Lề người đi: 2× 1250 mm

Chiều rộng phần thanh lan can: 2x 250 mm.

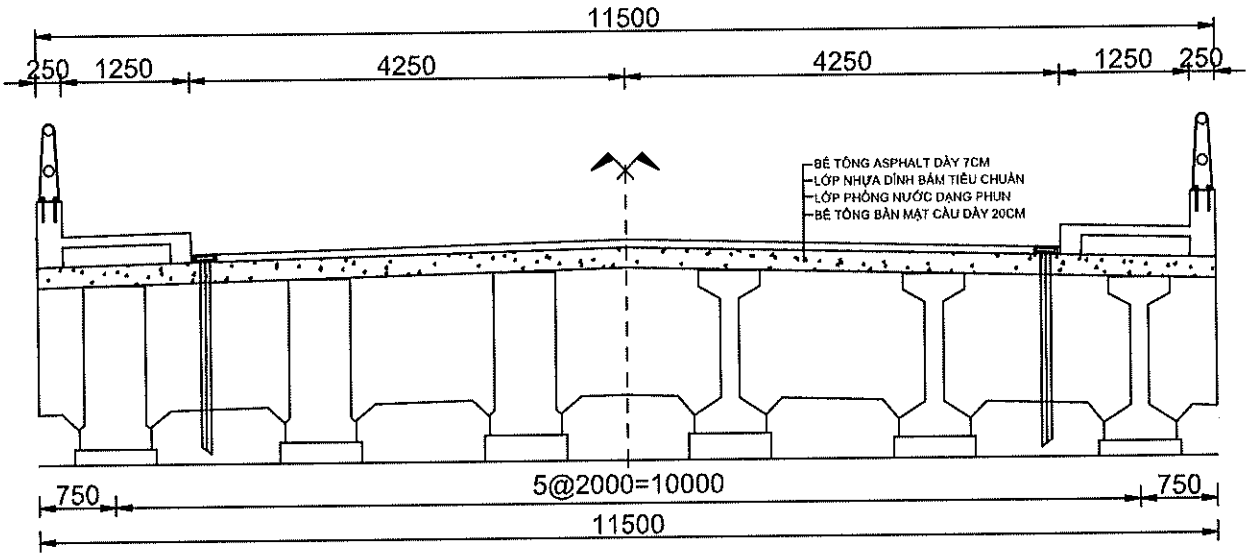
→ Khổ cầu: K = 11500 mm.

Loại thiết diện dầm chính: I căng trước.

Bêtông f'_c=50MPa

Tải trọng thiết kế:0.5HL93, PL=300 kg/m^2.

Quy trình thiết kế: 22TCN272-05



Hình 4.1 Mặt cắt ngang cầu

+ Số dầm chính: 6 dầm.
+ Khoảng cách giữa các dầm chính: S = 2000 mm.
+ Lan can, tay vịn bằng ống sắt tráng kẽm.
+ Ống thoát nước bằng ống nhựa PVC ϕ100.

4.2 VẬT LIỆU SỬ DỤNG

Bê **tông:** Cường độ thiết kế của bê tông (theo mẫu hình trụ H=30cm, D=15cm) ở tuổi 28 ngày được sử dụng cho các kết cấu như sau:

Bảng 4.1 Vật liệu sử dụng

Kết cấu	Cường độ f_c' (MPa)
Lan can	30
Bản mặt cầu	30
Dầm ngang	30
Dầm chủ	50
Trụ và bệ trụ	35
Mố và bệ mố	35
Cọc khoan nhồi	35
Bê tông nghèo và bê tông tạo phẳng	10

Cốt thép:

Cốt thép thường:

Thép tròn có gờ cấp AII (CII) có giới hạn chảy 300 MPa, *theo tiêu chuẩn 1651:1885*

Thép tròn có gờ cấp AIII (CIII) có giới hạn chảy 400 MPa, *theo tiêu chuẩn 1651:1885*

Cáp dự ứng lực:

Cáp dự ứng lực dùng loại tao tự chùng thấp theo *tiêu chuẩn ASTM 416-270.*

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

Giới hạn chảy $f_y = 1670$ MPa

Modul đàn hồi của cáp E_{ps}=197000 MPa

Độ giãn dài tương đối ≥ 4% (mẫu dài 100mm).

4.3 THIẾT KẾ KỸ THUẬT DẦM CHỦ

4.3.1 Thông số kích thước dầm chủ

Bê tông cấp 50MPa: f_c'=50MPa

Cốt thép AII , f_y = 280 MPa

Chiều cao dầm :

$$h_d = \left[\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right] L_{nhip} = \left[\frac{1}{20} \div \frac{1}{25}\right] \times 25000$$

Chọn h_d=1200mm

Chiều cao dầm chính: H = 1200 mm

Chiều cao bầu dầm dưới: H_1= 200 mm

Chiều cao vút dưới: H_2= 200 mm

Chiều cao sườn dầm: H_3= 550 mm

Chiều cao vút trên: H_4= 100 mm

Chiều cao bầu dầm trên: H_5= 150 mm

Bề rộng bầu dầm dưới: b_1 = 580 mm

Bề rộng sườn dầm: b_2 = 200 mm

Bề rộng bầu dầm trên: b_3 = 550 mm

Bề rộng vút dưới: b_4 = 380 mm

Bề rộng vút trên: b_5 = 350 mm

+ Để tiện cho việc tính toán tiết diện dầm chính được qui đổi như sau:

Chiều cao dầm chính: h = 1200 mm

Chiều cao bầu dầm dưới:

$$h_1 = H_1 + \frac{b_4 H_2}{2.b_4} = 200 + (380 \times 200)/(2 \times 380) = 300 \text{ mm}$$

Bề rộng bầu dầm dưới: b_1= 580 mm

Chiều cao bầu dầm trên:

$$h_f = H_5 + \frac{b_5 H_4}{2.b_5} = 150 + (350 \times 100)/(2 \times 350) = 200 \text{ mm}$$

Bề rộng bầu dầm trên: b_f = 550 mm

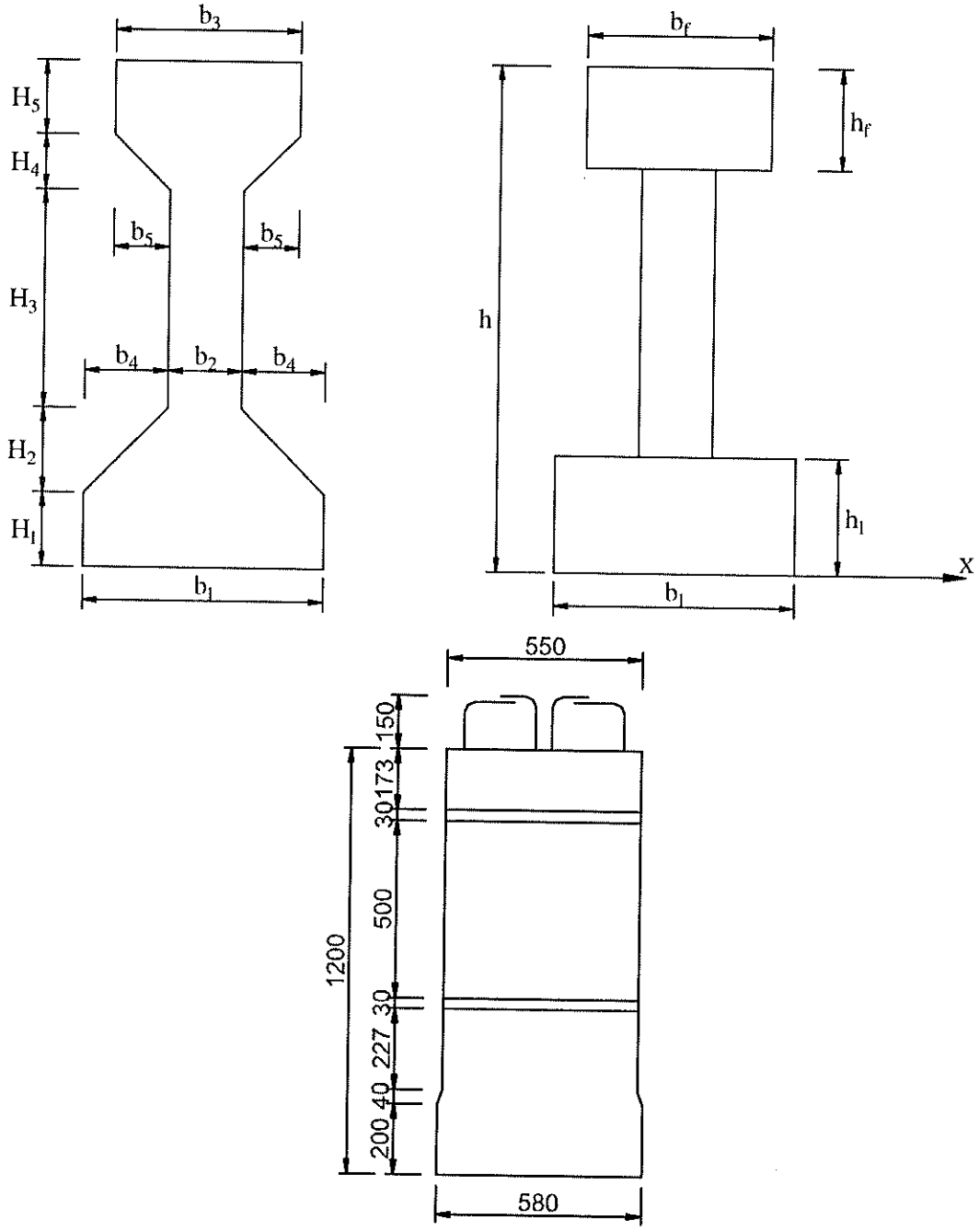
Bề rộng sườn dầm: b_w= 200 mm

+ Các kích thước cấu tạo khác:

Khoảng cách đầu dầm đến tim gối: a = 300 mm

Chiều dài toàn dầm:L = 25.000 mm $\rightarrow L_{tt}$ = 25.000 – 2x300 = 24.400mm

Chiều dài đoạn vút: L_{vt} = 600 mm



Hình 4.2 Kích thước mặt cắt ngang dầm

4.3.2 Xác định đặc trưng hình học của dầm chính

+ Diện tích tiết diện dầm chính (không xếp cáp dự ứng lực):

$$A = hb_w + (b_1 - b_w)h_1 + (b_f - b_w)h_f$$

$$=1200\times200+(580-200)\times300+(550-200)\times200=424.000$$

+ Mômen tĩnh đối với trục x-x:

$$K_x = b_w h \times \frac{h}{2} + (b_f - b_w)h_f\left(h - \frac{h_f}{2}\right) + (b_1 - b_w)h_1\frac{h_1}{2}$$

$$K_x = 200\times1200\times\frac{1200}{2}+(550-200)200\left(1200-\frac{200}{2}\right)+(580-200)300\times\frac{300}{2}=238.100.000\ mm^4$$

+ Khoảng cách từ trục trung hòa đến mép dưới dầm chính:

$$y_{bg}=\frac{K_x}{A}=238.100.000/424.000=561,56\ mm$$

+ Khoảng cách từ trục trung hòa đến mép trên dầm chính:

$$y_{tg}=h-y_{bg}=1200\text{-}561,56=638,44\ mm$$

Mômen quán tính đối với trục trung hòa:

$$I_g=\frac{b_w y_{tg}^3}{3}+\frac{b_w y_{bg}^3}{3}+\frac{1}{12}(b_f-b_w)h_f^3+(b_f-b_w)h_f\left(y_{tg}-\frac{h_f}{2}\right)^2+\frac{1}{12}(b_1-b_w)h_1^3+(b_1-b_w)h_1\left(y_{bg}-\frac{h_1}{2}\right)^2$$

$$I_g=\frac{200x638,44^3}{3}+\frac{200x561,56^3}{3}+\frac{1}{12}(550-200)200^3+(550-200)200\left(638,44-\frac{200}{2}\right)^2$$

$$+\frac{1}{12}(580-200)300^3+(580-200)300\left(561,56-\frac{300}{2}\right)^2$$

$$=6,98\times10^{10}$$

4.3.3 Tính hệ số phân bố ngang

4.3.3.1 Tham số chung

+ Tham số độ cứng dọc :

$$K_g=n.(I+A_s.e_g^2)=1,29\times(6,98\times10^{10}+424.000\times738,44^2)=3,88\times10^{11}$$

Độ lệch tâm của dầm chủ và bản mặt cầu :

$e_g=y_{tg}+ts/2=638,44+200/2=738,44\ mm$

+ Diện tích dầm trong giai đoạn 3:

$A_s=A=424.000\ mm^2$

Hệ số quy đổi bản mặt cầu sang dầm là;

$$n=\sqrt{\frac{f'y_{dc}}{f'y_{bmc}}}=\sqrt{\frac{50}{30}}=1,29$$

Tính hệ số phân bố ngang cho dầm giữa :

Điều kiện áp dung phương pháp dầm đơn:

$1100 \le S=2000 \le 4900$

$110 \le t_s=200 \le 300$ => Thỏa mãn

$6000 \le L=25000 \le 73000$

$N_b=6 \ge 4$

4.3.3.2 Hệ số phân bố momen cho dầm giữa:

❖ Một làn chất tải :

$$(mg)^{SI}_{M} = 0,06 + \left[\frac{S}{4300}\right]^{0.4} \cdot \left[\frac{S}{L_{tt}}\right]^{0,3} \cdot \left[\frac{K_g}{L_{tt}.t_s^3}\right]^{0,1}$$

$$= 0,06 + \left[\frac{2000}{4300}\right]^{0.4} \cdot \left[\frac{2000}{24400}\right]^{0,3} \cdot \left[\frac{3,88\times10^{11}}{24400\times200^3}\right]^{0,1}$$

$$= 0,432$$

❖ Hai làn chất tải :

$$(mg)^{MI}_{M} = 0,075 + \left[\frac{S}{2900}\right]^{0,6} \cdot \left[\frac{S}{L_{tt}}\right]^{0,2} \cdot \left[\frac{K_g}{L_{tt}.t_s^3}\right]^{0,1}$$

$$= 0,075 + \left[\frac{2000}{2900}\right]^{0,6} \cdot \left[\frac{2000}{24400}\right]^{0,2} \cdot \left[\frac{3,88\times10^{11}}{24400\times200^3}\right]^{0,1}$$

$$= 0,59$$

× Hệ số phân bố lực cắt :

❖ Một làn chất tải :

$$(mg)^{I}_{M} = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{2000}{7600} = 0,623$$

❖ Hai làn chất tải :

$$(mg)^{MI}_{V} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0,2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^2 = 0,72$$

× Hệ số phân bố ngang của tải trọng làn ở trường hợp dầm giữa khi tính lực cắt và momen lấy bằng hệ số phân bố ngang của tải trọng xe .

4.3.3.3 Tính hệ số phân bố ngang cho dầm biên:

Sử dụng phương pháp nén lệch tâm

Ta có đường ảnh hưởng cho dầm biên:

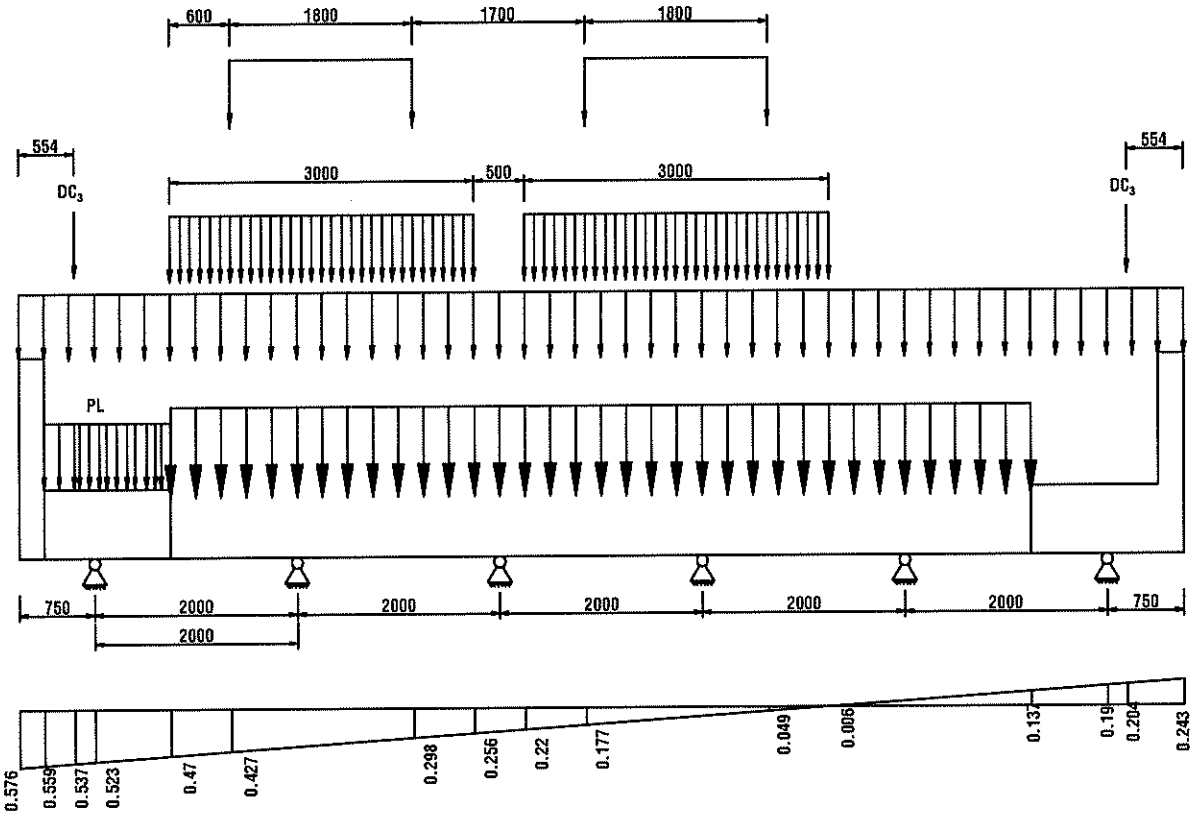
$$\begin{cases} y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2} \times \frac{a_1.a_i}{\sum a_i^2} \\ y_{1'} = \frac{1}{n} - \frac{1}{2} \times \frac{a_1.a_i}{\sum a_i^2} \end{cases}$$

Trong đó: n – số dầm chủ (n=6)

a_i – khoảng cách giữa 2 dầm đối xứng

Ta có:

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0,524 \\ y_{1'} = -0,19 \end{cases}$$



Hình 4.3 Đường ảnh hưởng dầm biên theo pp nén lệch tâm

➢ Hoạt tải người: $mg^{PL} = \frac{1}{B_{pl}} \times \Omega_{pl} = \frac{1}{1250} \times \frac{(0,599 + 0,47) \times 1250}{2} = 0,535$

DC3: $g = 0,537 - 0,204 = 0,333$

DW: $g = \frac{1}{8500} \times \frac{6585 \times 0,47 + 1915 \times 0,137}{2} = 0,197$

Đối với xe và làn:

- Khi xếp 1 làn xe trên cầu:

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục:

$$mg_{xe}^{SE} = 1,2 \times \frac{0,427 + 0,298}{2} = 0,435$$

Tải trọng làn:

$$mg_{lane}^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,2}{3000} \times \frac{3000 \times (0,47 + 0,256)}{2} = 0,436$$

- Khi xếp 2 làn xe trên cầu:

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục:

$$mg_{xe}^{ME} = 1.0 \times \frac{0,427 + 0,298 + 0,177 + 0,049}{2} = 0,4755$$

Tải trọng làn:

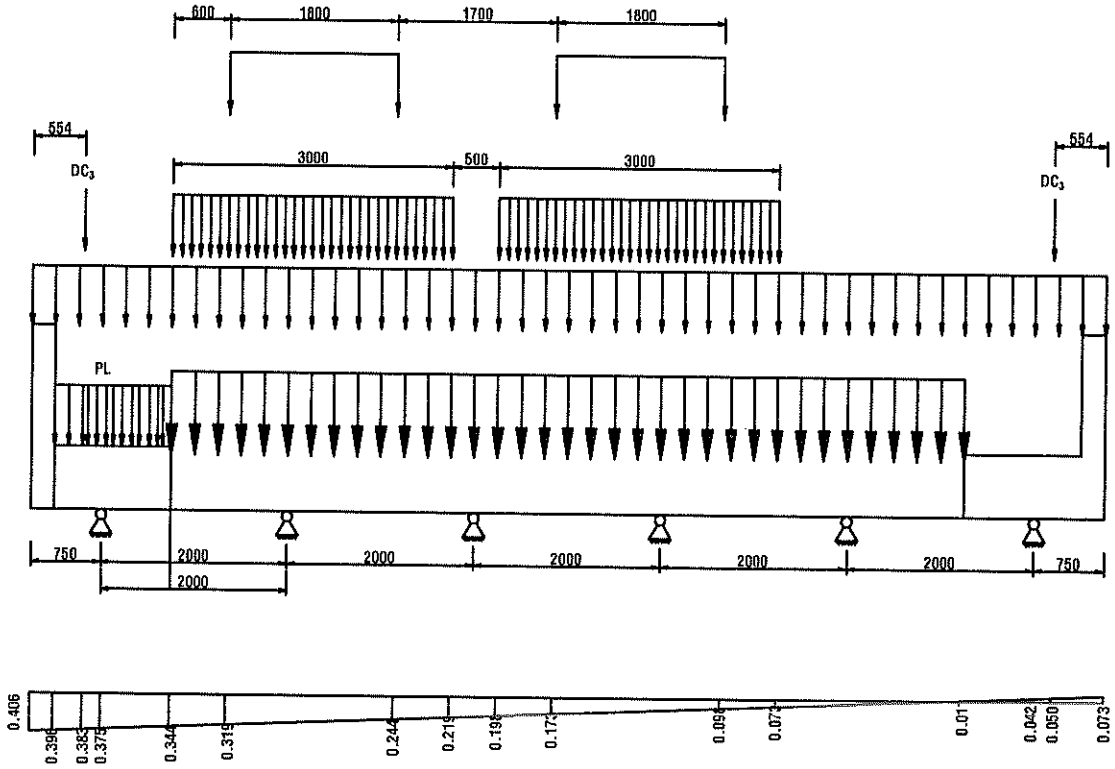
$$mg^{lane} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE}$$

$$= \frac{1}{3000} \times \left[\frac{3000 \times (0,47 + 0,256)}{2} + \frac{3000 \times (0,22 + 0,006)}{2} \right] = 0,476$$

- ***Dầm trong***

$$y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2} \times \frac{a_i \times a_1}{\sum a_i^2} = \frac{1}{6} + \frac{1}{2} \times \frac{6.000 \times 10.000}{144.000.000} = 0,375$$

$$y_1' = \frac{1}{n} - \frac{1}{2} \times \frac{a_i \times a_1}{\sum a_i^2} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2} \times \frac{6.000 \times 10.000}{144.000.000} = -0,042$$



Hình 4.4 Đường ảnh hưởng dầm trong theo pp nén lệch tâm

Ta có hệ số phân bố ngang :

DC3: $g = 0,383 - 0,05 = 0,333$

DW: $g = \frac{1}{8.500} \times \frac{8.243 \times 0,344 + 257 \times 0,011}{2} = 0,167$

Tính cho hoạt tải:

➢ Khi xếp một làn xe:

Hoạt tải xe : $mg = 1,2 \times \frac{0,319+0,244}{2} = 0,338$

Tải trọng làn:

$$mg = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,2}{3000} \times \frac{3000 \times (0,344+0,219)}{2} = 0,338$$

➢ Khi xếp 2 làn xe trên cầu:

Hoạt tải xe 2 trục, 3 trục:

$$mg = 1,0 \times \frac{0,319+0,244+0,173+0,098}{2} = 0,417$$

Tải trọng làn:

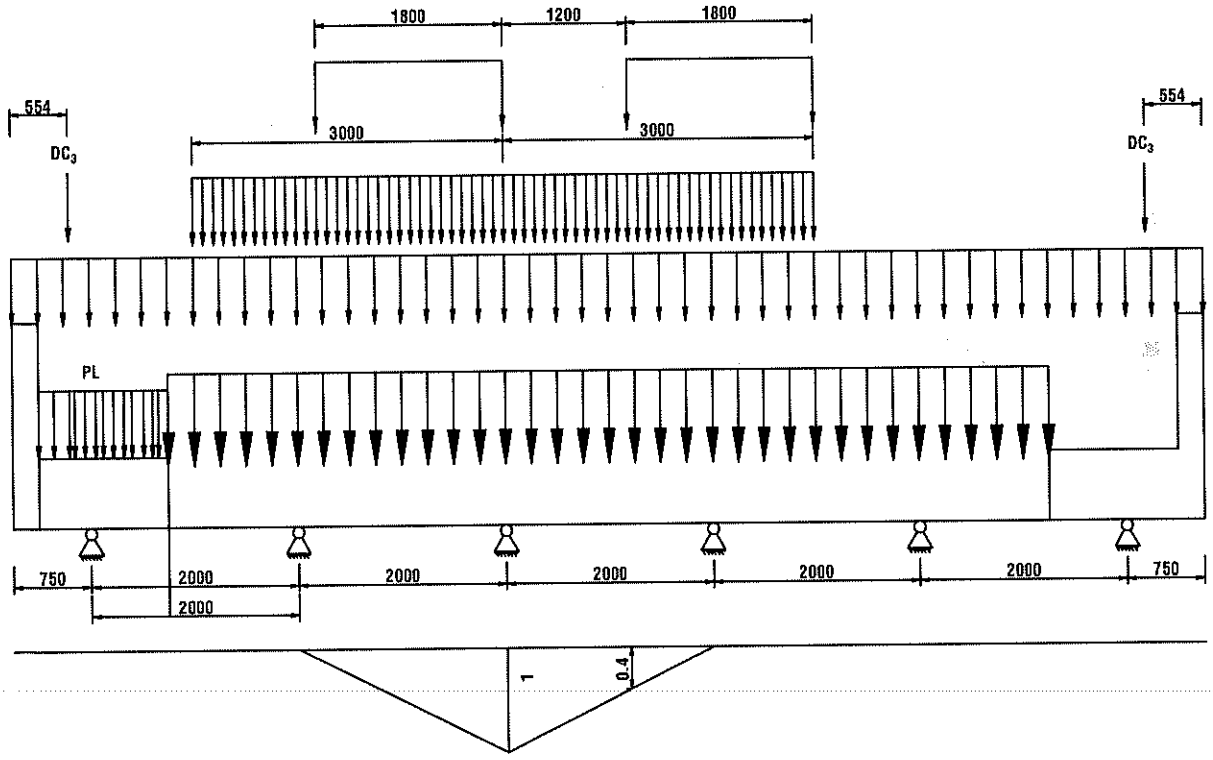
$$mg = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,0}{3000} \times \left[\frac{3000 \times (0,344+0,219)}{2} + \frac{3000 \times (0,198+0,073)}{2} \right] = 0,417$$

Hoạt tải người đi bộ: $mg^{PL} = \frac{1}{B_{PL}} \times \sum \Omega_{PL} = \frac{1}{1250} \times \frac{1250 \times (0,396+0,344)}{2} = 0,37$

TẢI TRỌNG	DC2	DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
BIÊN	0,167	0,333	0,167	**0,476**	**0,476**	0,535
TRONG	0,167	0,333	0,167	**0,417**	**0,417**	0,37

a) Hệ số phân bố ngang theo phương pháp đòn bẩy.

- ***Dầm trong.***



Hình 4.5 Đường ảnh hưởng dầm trong theo pp đòn bẩy.

Hoạt tải xe 2 trục 3 trục:

Hai làn chất tải: $mg^{SI} = 1 \times \frac{0,4+1}{2} = 0,7$

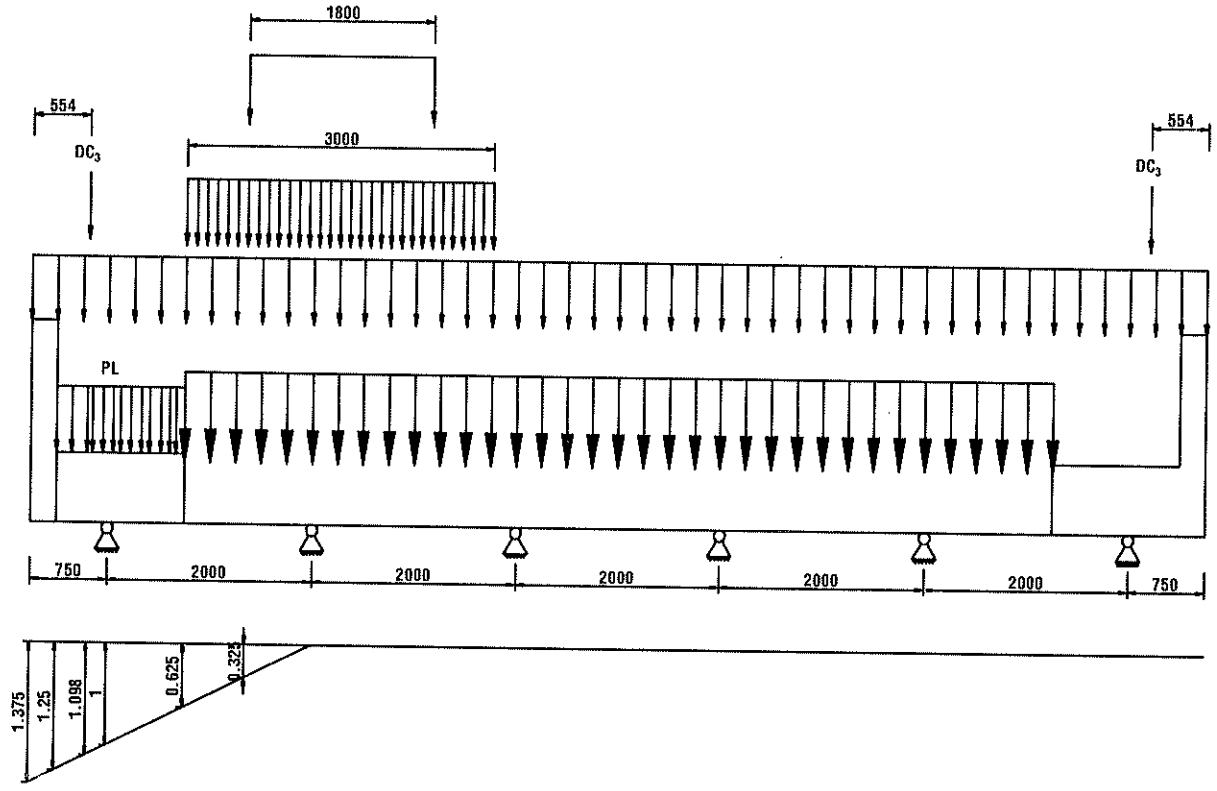
❖ Hoạt tải làn.

Hai làn xe:

$$+mg^{SI} = \frac{m}{3.000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1}{3.000} \times \frac{1}{2} \times 4.000 \times 1 = 0,667$$

❖ DW: $g = \frac{1}{8.500} \times \frac{1}{2} \times 4.000 \times 1 = 0,235$

- ***Dầm biên:***



Hình 4.6 Đường ảnh hưởng dầm trong theo pp đòn bẩy.

Hoạt tải xe 2 trục 3 trục:

Một làn chất tải: $mg^{SI} = 1,2 \times \frac{0,325}{2} = 0,195$

❖ Hoạt tải làn.

Một làn làn xe:

$$+mg^{SI} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1,2}{3000} \times \frac{1}{2} \times 1250 \times 0,625 = 0,156$$

❖ Hoạt tải người

$$+ g_{PL} = \frac{1}{1250} \frac{(1,25+0,625) \times 1250}{2} = 0,9375$$

❖ DW: $g = \frac{1}{8.500} \times \frac{1}{2} \times 1250 \times 0,625 = 0,046$

	DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
DẦM BIÊN	1,098	0,046	0,195	0,156	0,9375
DẦM TRONG	0,000	0,235	0,7	0,667	0,000
THIẾT KẾ	**0,000**	**0,235**	**0,7**	**0,667**	**0,000**

BẢNG TỔNG HỢP HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG

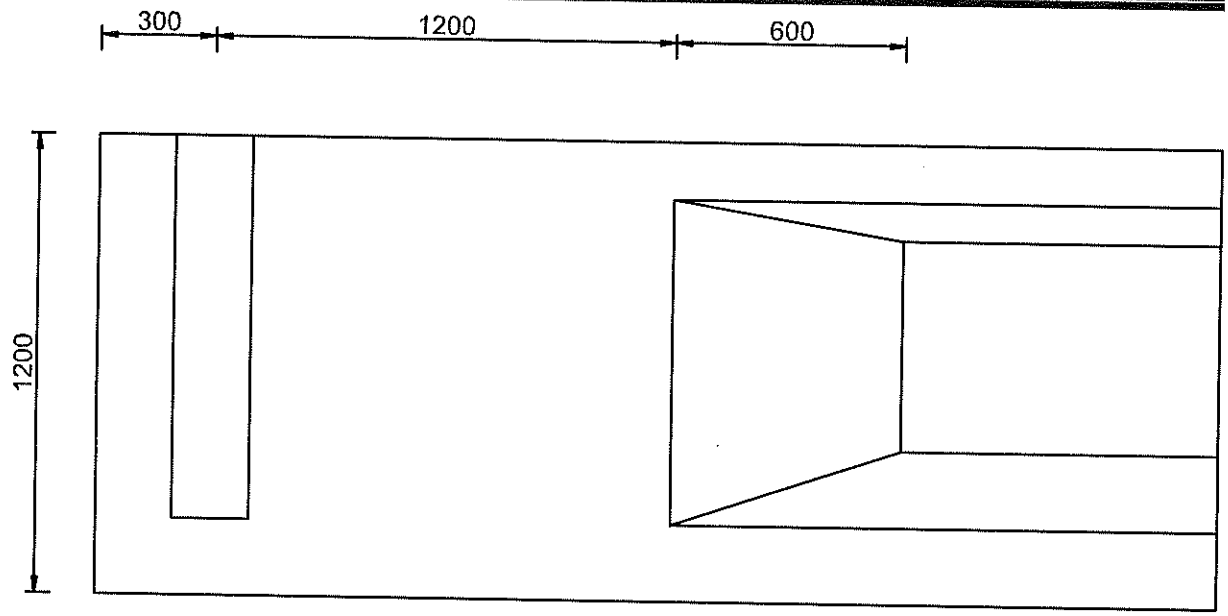
	TẢI TRỌNG		DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
DẦM BIÊN	PP DẦM ĐƠN	MOMEN			**0,476**	**0,476**	
		LỰC CẮT			**0,476**	**0,476**	
	PP ĐÒN BẨY		**1,098**	**0,046**	0,195	0,156	**0,9375**
	PP NÉN LỆCH TÂM		**0,333**	**0,167**	0,476	0,476	**0,535**
			DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
DẦM TRONG	PP DẦM ĐƠN	MOMEN			**0,59**	**0,59**	
		LỰC CẮT			**0,72**	**0,72**	
	PP ĐÒN BẨY		**0,000**	**0,235**	0,7	0,667	**0,000**
	PP NÉN LỆCH TÂM		**0,333**	**0,167**	0,417	0,417	**0,37**

4.3.4 Tải trọng tác dụng lên cầu

4.3.4.1 Tỉnh tải :

✓ Tĩnh tải bản thân dầm

✓ TLBT dầm chủ (chưa có mối nối) :



Hình 4.7 Kích thước phần đầu dầm

+ Phần đầu dầm đến tiết diện chuẩn bị thu hẹp (tính luôn phần cánh) :

A_1= 300×580+(1200-3000)×550=696.000 mm^2

+ Phần giữa dầm :

A_2=424.000 mm^2

Tải phân bố đều do TLBT dầm :

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d1} = \gamma_c \times A_{g1} \times L_{ck} \times 2 = 2{,}5 \times 10^{-5} \times 696.000 \times 1.200 \times 2 = 41.760 \text{ N}$$

Đoạn vút

Diện tích trung bình:

A_1=696.000 mm^2 , A_2=424.000 mm^2,
$A_3=(A_1+A_2)/2$=(696.000+424.000)/2=560.000 mm^2

Trọng lượng đoạn đầu:

$$DC_{d2} = \gamma_c \times A_3 \times L_{dac} \times 2 = 2{,}5 \times 10^{-5} \times 560.000 \times 300 \times 2 = 8.400 \text{ N}$$

Đoạn dầm còn lại: dài 21.400mm

Diện tích tiết diện A_2=424.000 mm^2

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d3} = \gamma_c \times A_{g3} \times \left[L - 2 \times \left(L_{ck} + L_{dac} \right) \right]$$

$$= 2{,}5 \times 10^{-5} \times 424.000 \times \left[25.000 - 2 \times \left(300 + 1200 \right) \right] = 233.200 \text{ N}$$

Tĩnh tải dầm chủ coi là tải trọng rải đều suốt chiều dài dầm:

$$DC'_{dc} = \frac{DC_{d1} + DC_{d2} + DC_{d3}}{L} = \frac{41.760 + 8.400 + 233.200}{25.000} = 11{,}33 \text{ N/mm}$$

Bản mặt cầu:

$$DC^{g}_{bmc} = \gamma_c \times A_{bmc} = \frac{\gamma_c \times B \times h_f}{N_b} = \frac{2,5\times10^{-5}\times11.500\times200}{6} = 9,58 \text{ N/mm}$$

Dầm ngang:

$$DC_{dn} = \gamma_c \times \frac{\left(A_{dn}\times t_{dn}\right)\times N_n}{L} = 2,5\times10^{-5}\times\frac{\left(1000\times200\times1800\right)\times6}{25.000}$$

$$= 2,16 \text{ N/mm}$$

$$DC_2 = DC_{dn} + DC_{bmc} = 11,74 \text{ N/mm}$$

Tải trọng lan can và lề bộ hành:

Trọng lượng thanh lan can sẽ được truyền vào cột và truyền xuống bản, với 1 thanh lan can dài 2000 mmm.

- Tại một cột lan can có 2 thanh lan can, vậy trọng lượng do lan can tác dụng lên cột là:

$$P_1 = \left[\gamma_{thép}\times\pi\times(R_1^2 - R_2^2)\times L_{lan\ can}\right]\times2 = \left[7,85\times10^{-5}\times\pi\times(100^2 - 92^2)\times2000\right]\times2 = 1.515,2 \text{ N}$$

- Tải trọng tác dụng lên trụ lan can: (đã tính ở phần lan can)

$$P_2 = 131,79 \text{ N}$$

- Trọng lượng lan can phần bê tông quy về lực tập trung tại cột lan can (tính cho dải 1000mm):

$$P_3 = 2,5\times10^{-5}\times1000\times250\times650 = 4.062,5 \text{ N}$$

- Trọng lượng lề bộ hành (một nửa tác dụng lên bó vỉa, một nửa tác dụng lên lan can bê-tông):

Xét cho dải 1000 mm

$$P_4 = 2,5\times10^{-5}\times1.000\times100\times\frac{1250}{2} = 1.562,5 \text{ N}$$

- Vậy trọng lượng toàn bộ do lan can và lề bộ hành gây ra trên bản mặt cầu là:

$$DC_3 = \sum P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 1.515,2 + 131,79 + 4.062,5 + 1.562,5 = 7.271,99 \text{ N}$$

Tĩnh tải lớp phủ mặt cầu và tiện ích công cộng

Lớp phủ bê tông atfan

$$DW_1 = h_1\times\gamma_1\times B_1 = 70\times2,25\times10^{-5}\times8.500 = 13,3875 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước

$$DW_2 = h_2\times\gamma_2\times B_2 = 5\times1,8\times10^{-5}\times11.500 = 0,765 \text{ N/mm}$$

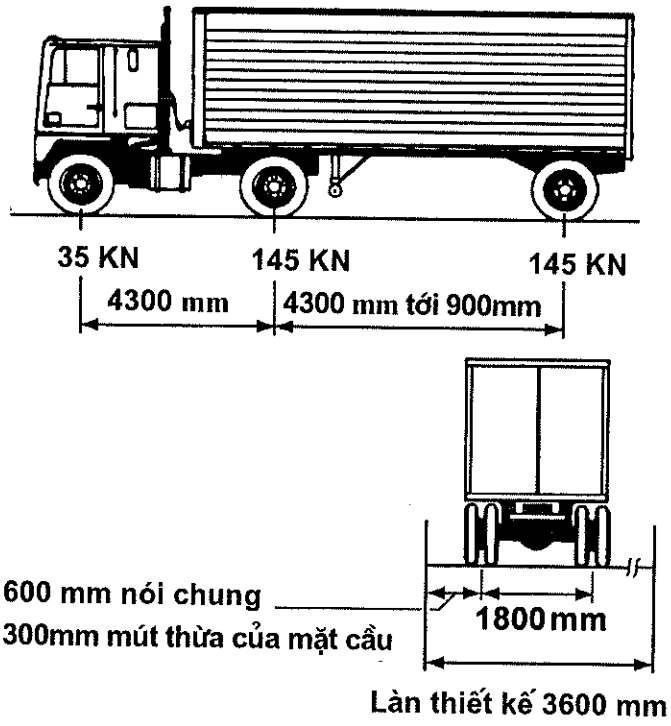
Tiện ích và trang thiết bị trên cầu

$$DW_3 = 0,05 \text{ N/mm}$$

4.3.4.2 Hoạt tải :

(a) Xe tải thiết kế

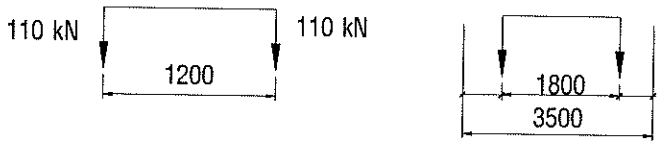
Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 0.5x35 KN , hai trục sau mỗi trục nặng 0.65x145KN, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300mm, khoảng cách hai trục sau thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm.



Hình 4.8 Đặc trưng xe tải thiết kế

(b) Xe hai trục thiết kế

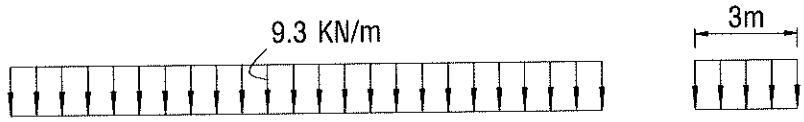
- Xe hai trục: gồm có hai trục, mỗi trục nặng 0.5x110KN, khoảng cách giữa hai trục không đổi là 1200mm, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm



Hình 4.9 Đặc trưng xe 2 trục thiết kế

(c) Tải trọng làn

- Tải trọng làn: bao gồm tải trọng rải đều 9.3N/mm. xếp tho phương dọc cầu, theo phương ngang cầu tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm, tải trọng làn có thể xe dịch theo phương ngang để gây ra nội lực lớn nhất.



Hình 4.10 Đặc trưng tải trọng làn thiết kế

(d) Tải trọng người đi bộ

– Là tại trọng phân bố được qui định độ lớn là 3.10^{-3} MPa.

(e) Tải trọng xung kích

– Là tải trọng đưa vào tải trọng xe 3 trục hay xe hai trục lấy bằng 25% tại trọng của mỗi xe.

Hoạt tải thiết kế là xe HL93 : xe 2 trục + tải trọng làn ; xe 3 trục + tải trọng làn .

Ta xét 4 mặt cắt (tính từ gối):

+ mặt cắt I-I (tại gối):z_1=0 mm

+ mặt cắt II-II (thay đổi tiết diện): z_2 =1.800 mm

+ mặt cắt III-III (cách gối 1/4 nhịp): z_3 =6.100 mm

+ mặt cắt IV-IV (L_{tt}/3): z_5 =8.133 mm

+ mặt cắt V-V (giữa nhịp): z_5 =12.200 mm

4.3.5 Xác định nội lực tại các mặt cắt nguy hiểm

Sơ đồ tính của dầm chủ là 1 dầm giản đơn gác lên 2 gối .

Chiều dài nhịp tính toán là : L_{tt}=24.400 mm

Với $\begin{cases} \eta = 1,05 \\ \gamma_{DC} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC2} = 1,25 \\ \gamma_{DW} = 1,5 \end{cases}$

4.3.5.1 Tính nội lực do tĩnh tải

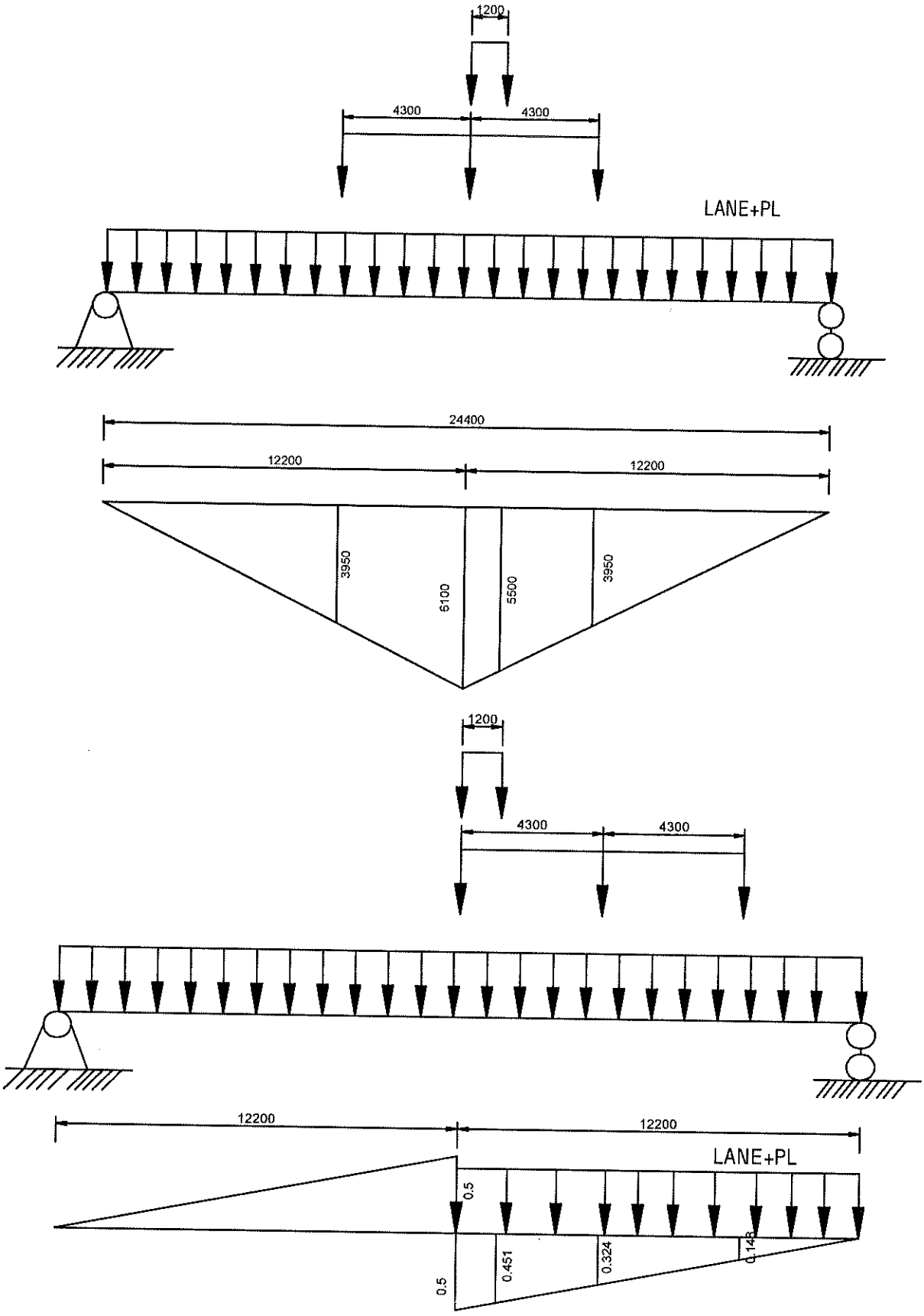
Chỉ vẽ và tính đại diện cho mặt cắt giữa nhịp làm đại diện.

Ta vẽ đường ảnh hưởng cho lực cắt và momen tại mặt cắt giữa nhịp :

BẢNG TỔNG HỢP HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG

	TẢI TRỌNG		DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
DẦM BIÊN	PP DẦM ĐƠN	MOMEN			**0,476**	**0,476**	
		LỰC CẮT			**0,476**	**0,476**	
	PP ĐÒN BẨY		**1,098**	**0,046**	0,195	0,156	**0,9375**
	PP NÉN LỆCH TÂM		**0,333**	**0,167**	0,476	0,476	**0,535**
			DC3	DW	TRUCK	LANE	PL
DẦM TRONG	PP DẦM ĐƠN	MOMEN			**0,59**	**0,59**	
		LỰC CẮT			**0,72**	**0,72**	
	PP ĐÒN BẨY		**0,000**	**0,235**	0,7	0,667	**0,000**

	PP NÉN LỆCH TÂM		**0,333**	**0,167**	0,417	0,417	**0,37**



Hình 4.11 Đường ảnh hưởng của mặt cắt 4-4

Đường ảnh hưởng M có: y = 6.100

Diện tích đường ảnh hưởng mômen

$$\Omega_M = L_{tt} \times \frac{y}{2} = 24.400 \times \frac{6.100}{2} = 74.420.000 \text{ mm}^2$$

Đường ảnh hưởng V có: y' = 0,5

y" = 0,5

Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt

$$\Omega_{V(+)} = 3050$$

$$\Omega_{V(-)} = 3050$$

a) Nội lực do tĩnh tải

$$M_{DC1} = DC_1 \times \Omega_M = 11,33 \times 74.420.000 = 843.178.600 \text{ Nmm}$$

$$V_{DC1} = DC_1 \times \Omega_V = 11,33x0 = 0 \text{ Nmm}$$

$$M_{DC2} = DC_2 \times \Omega_M = 11,74 \times 74.420.000 = 873.690.800 \text{ Nmm}$$

$$M_{DC3} = DC_3 \times \Omega_M = 7,272 \times 74.420.000 = 541.182.240 \text{ Nmm}$$

$$V_{DC3} = DC_3 \times \Omega_V = 0 \text{ Nmm}$$

$$M_{DW} = DW \times \Omega_M = 14,2025 \times 74.420.000 = 1.056.950.050 \text{ Nmm}$$

$$V_{DW} = DW \times \Omega_V = 0 \text{ Nmm}$$

b) Nội lực do hoạt tải

Xe 3 trục

$$M^E_{truck} = \sum P_i \times y_i = 0,5 \times (145.000 \times 3.950 + 145.000 \times 6.100 + 35.000 \times 3.950) = 797.750.000 \text{ Nmm}$$

$$V^E_{truck} = \sum P_i \times y_i = 0,5 \times (145.000 \times 0,5 + 145.000 \times 0,324 + 35.000 \times 0,148) = 62.330 \text{ N}$$

Xe 2 trục

$$M^E_{tandem} = \sum P_i \times y_i = 0,5 \times (110.000 \times 6.100 + 110.000 \times 5.500) = 638.000.000 \text{ Nmm}$$

$$V^E_{tandem} = \sum P_i \times y_i = 0,5 \times (110.000 \times 0,5 + 110.000 \times 0,451) = 52.305 \text{ N}$$

Tải trọng làn

Theo 3.6.1.2.4, tải trọng làn rải đều suốt chiều dài dầm cầu và có độ lớn là 9,3 N/mm.

Momen do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng : nhân giá trị độ lớn tải trọng làn với diện tích đường ảnh hưởng momen.

$$M_{lan} = w_{lan} \times \Omega_M = 9{,}3 \times 74.420.000 = 692.106.000.\ \text{Nmm}$$

Lực cắt do tải tọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng : nhân giá trị độ lớn tải trọng làn với diện tích dương đường ảnh hưởng lực cắt.

$$V_{lan} = w_{lan} \times \Omega_{V(+)} = 9{,}3 \times 3.050 = 28.365\ \text{Nmm}$$

Tải trọng người bộ hành

Tải trọng người bộ hành phân bố đều trên toàn bộ bề rộng 1000 mm của lề bộ hành và kéo dài đến hết chiều dài nhịp dầm. Ta chuyển từ tải trọng phân bố trên diện tích thành tải trọng phân bố theo phương dọc cầu, bằng cách nhân giá trị độ lớn với 1000 mm. Được giá trị độ lớn phân bố trên chiều dài.

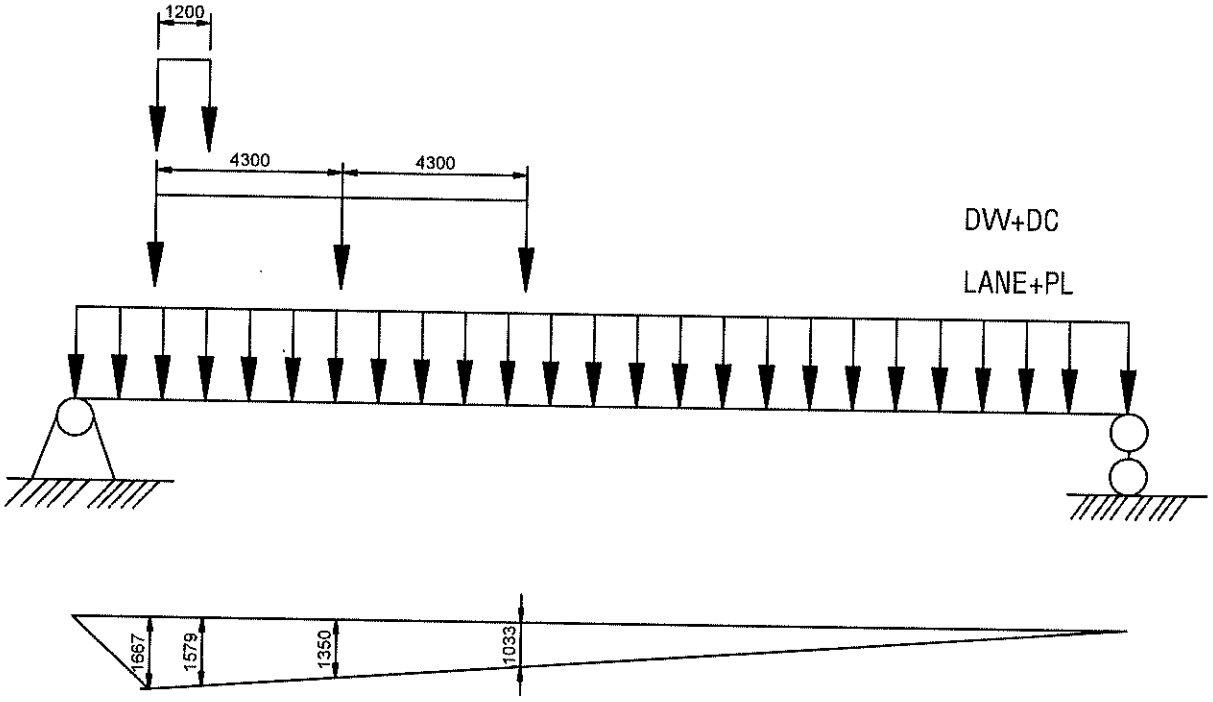
Tính toán momen và lực cắt tương tự tải trọng làn :

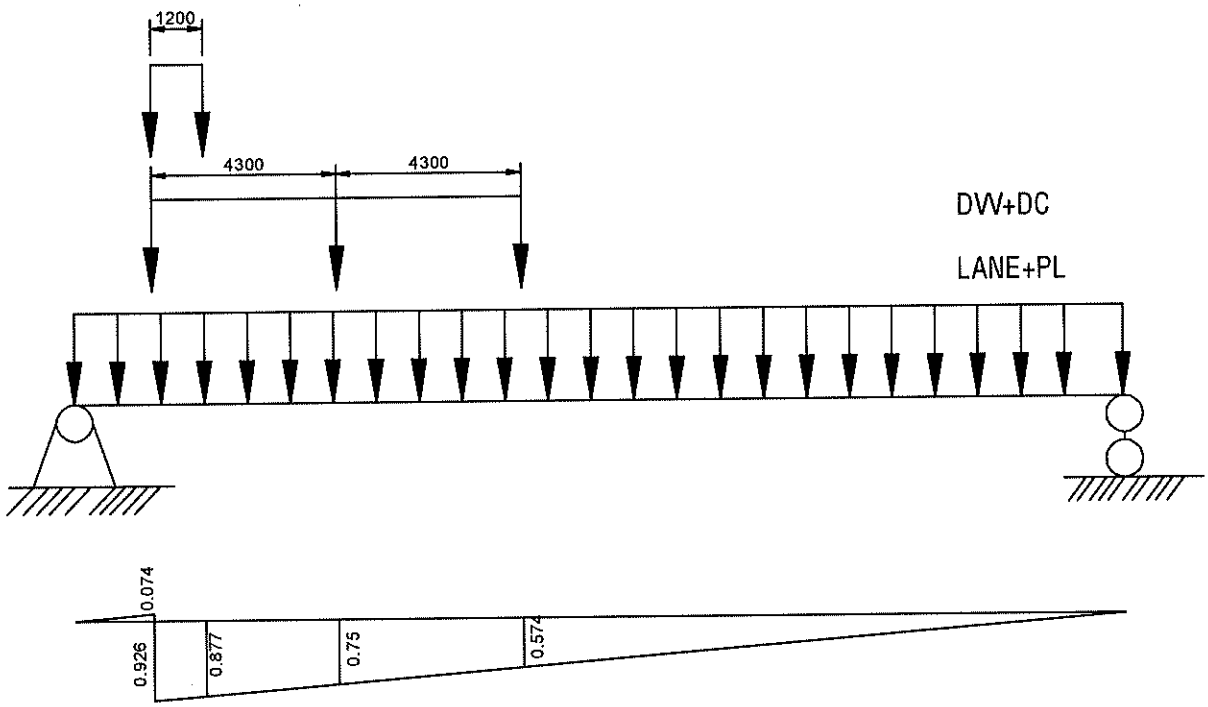
$$M^E_{PL} = w_{PL} \times \Omega_M = 3 \times 74.420.000 = 223.260.000\ \text{Nmm}$$

$$V^E_{PL} = w_{PL} \times \Omega_{V(+)} = 3 \times 3.050 = 9.150\ \text{Nmm}$$

3 Tại mặt cắt thay đổi tiết diện $x_2 = 1800$ mm

Vẽ đường ảnh hưởng M, V





Hình 4.12 Xếp tải trên đường ảnh hưởng momen, lực cắt tại mặt cắt giữa dầm.

Diện tích đường ảnh hưởng mômen

$$\Omega_M = L_{tt} \times \frac{y}{2} = 24.400 \times \frac{1.667}{2} = 20.337.400 \text{ mm}^2$$

Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt

$$\Omega_{V(+)} = 10.463,8$$

$$\Omega_{V(-)} = 66,6$$

c) Nội lực do tĩnh tải

$$M_{DC1} = DC_1 \times \Omega_M = 11,33 \times 20.337.400 = 230.422.742 \text{ Nmm}$$

$$V_{DC1} = DC_1 \times \Omega_V = 11,33 \times (10.463,8 - 66,6) = 117.800,276 \text{ Nmm}$$

$$M_{DC2} = DC_2 \times \Omega_M = 11,74 \times 20.337.400 = 238.761.076 \text{ Nmm}$$

$$V_{DC2} = DC_2 \times \Omega_V = 11,74 \times (10.463,8 - 66,6) = 122.063,128 \text{ Nmm}$$

$$M_{DC3} = DC_3 \times \Omega_M = 7,272 \times 20.337.400 = 147.893.572,8 \text{ Nmm}$$

$$V_{DC3} = DC_3 \times \Omega_V = 7,272 \times (10.463,8 - 66,6) = 75.608,4384 \text{ Nmm}$$

$$M_{DW} = DW \times \Omega_M = 14,2025 \times 20.337.400 = 288.841.923,5 \text{ Nmm}$$

$$V_{DW} = DW \times \Omega_V = 14,2025 \times (10.463,8 - 66,6) = 147.666,233 \text{ Nmm}$$

d) Nội lực do hoạt tải

Xe 3 trục

$$M^E_{truck} = \sum P_i \times y_i = 0,5\times(145000\times1667+145000\times1350+35000\times1033) = 236.810.000 \text{ Nmm}$$

$$V^E_{truck} = \sum P_i \times y_i = 0,5\times(145000\times0,926+145000\times0,75+35000\times0,574) = 131.555 \text{ N}$$

Xe 2 trục

$$M^E_{tandem} = \sum P_i \times y_i = 0,5\times(110000\times1667+110000\times1579) = 178.530.000 \text{ Nmm}$$

$$V^E_{tandem} = \sum P_i \times y_i = 0,5\times(110000\times0,926+110000\times0,877) = 99.165 \text{ N}$$

Tải trọng làn

$$M_{lan} = w_{lan} \times \Omega_M = 9,3\times\frac{1}{2}\times(24400-1800)\times1667 = 175.185.030 \text{ Nmm}$$

$$V_{lan} = w_{lan} \times \Omega_{V(+)} = 9,3\times\frac{1}{2}\times(24400-1800)\times0,926 = 97.313,34 \text{ Nmm}$$

Tải trọng người bộ hành

$$M^E_{PL} = w_{PL} \times \Omega_M = 3\times\frac{1}{2}\times(24400-1800)\times1667 = 56.511.300 \text{ Nmm}$$

$$V^E_{PL} = w_{PL} \times \Omega_{V(+)} = 3\times\frac{1}{2}\times(24400-1800)\times0,926 = 31.391,4 \text{ Nmm}$$

Tính toán tương tự cho các mặt cắt còn lại ta được bảng kết quả.

Bảng tổng hợp nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ (chưa nhân hệ số)

Mặt cắt		I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
Xe 3 trục	M	0	236.810.000	627.875.000	727.027.777,778	797.750.000
	V	143.555,328	131.555	102.930,328	89.388,661	62.330
Xe 2 trục	M	0	178.530.000	486.750.000	574.444.444,444	638.000.000
	V	107.295,082	99.165	79.795,082	70.628,415	52.305
Làn	M	0	175.185.030	519.079.500	615.205.333,333	692.106.000
	V	113.460	97.313,34	63.821,250	50.426,667	28.365
Người	M	0	56,511.300	104.653.125,000	124.033.333,333	223.260.000
	V	22.875	31.391,4	12.867,188	10.166,667	9.150

Bảng tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ (chưa nhân hệ số)

Mặt cắt		I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	M	0	230.422.742	637.184.040	755.181.084,444	843.178.600
	V	139.275,2	117.800,276	69.637,6	46.425,067	0
DC2	M	0	238.761.076	495.823.250	587.642.370,37	873.690.800
	V	108.376,667	122.063,128	54.188,333	36.125,556	0
DC3	M	0	147.893.572,8	392.239.912,5	464.876.933,333	541.182.240
	V	85.735,5	75.608,4384	42.867,75	28.578,5	0
DW	M	0,000	288.841.923,5	782.805.375	927.769.333,333	1.056.950.050

	V	171,105	147.666,233	85.552,5	57.035	0

TỔ HỢP NỘI LỰC TẠI CÁC MẶT CẮT ĐẶC TRẠNG THEO CÁC TTGH.

13. Hệ số điều chỉnh tải trọng:

$\eta_D = 1$ Hệ số dẻo đối với các bộ phận và liên kết thông thường

$\eta_R = 1$ Hệ số dư thừa đối với mức dư thừa thông thường

$\eta_I = 1,05$ Hệ số quan trọng cầu thiết kế là quan trọng

14. Hệ số điều chỉnh của tải trọng

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 1,05 > 0,95$$

TTGH	η	γLANE	□ 3trục	□ 2trục	(1+ IM)	γDC	γDW
CĐ1	1,05	1,75	1,75	1,75	1,25	1,25	1,5
SD	1	1	1	1	1,25	1	1

4.4.1. TTGH cường độ I

Dầm biên :

$$M_{UI}^{E} = \eta.\left\{1,75.\left[mg_{M-LL}^{E}.(1+IM).M_{truck}^{E} + mg_{M-lane}^{E}.M_{lane}^{E} + mg_{M-PL}^{E}.M_{PL}^{I}\right] + 1,25.M_{DC}^{E} + 1,5.M_{DW}^{E}\right\}$$

$$V_{UI}^{E} = \eta.\left\{1,75.\left[mg_{V-LL}^{E}.(1+IM).V_{truck}^{E} + mg_{V-lane}^{E}.V_{lane}^{E} + mg_{V-PL}^{E}.V_{PL}^{E}\right] + 1,25.V_{DC}^{E} + 1,5.V_{DW}^{E}\right\}$$

Dầm giữa :

$$M_{UI}^{I} = \eta.\left\{1,75.\left[mg_{M-LL}^{I}.(1+IM).M_{truck}^{I} + mg_{M-lane}^{I}.M_{lane}^{I} + mg_{M-PL}^{I}.M_{PL}^{I}\right] + 1,25.M_{DC}^{I} + 1,5.M_{DW}^{I}\right\}$$

$$V_{UI}^{I} = \eta.\left\{1,75.\left[mg_{V-LL}^{I}.(1+IM).V_{truck}^{I} + mg_{V-lane}^{I}.V_{lane}^{I} + mg_{V-PL}^{I}.V_{PL}^{I}\right] + 1,25.V_{DC}^{I} + 1,5.V_{DW}^{I}\right\}$$

Bảng 4.1: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CĐ1 (N.mm)

DẦM BIÊN					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	304.764.390,000	836.304.052,500	991.175.173,333	1.115.072.070,000
DC2	0	237.151.687,500	650.768.015,625	771.280.611,111	867.690.687,500
DC3	0	62.473.429,659	171.433.356,757	203.180.274,675	228.577.809,009
DW	0	75.032.747,213	205.897.383,759	244.026.528,900	274.529.845,013

LL	0	424.370.691,481	1.140.476.470,613	1.332.957.902,092	1.477.540.559,775
PL	0	37.491.546,094	102.880.562,695	121.932.518,750	137.174.083,594
Tổng Mu	0	***1.141.284.491,947***	***3.107.759.841,949***	***3.664.553.008,861***	***4.100.585.054,891***

Bảng 4.2: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CĐ1 (N.mm)

DẦM BIÊN					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	182.798,700	155.828,400	91.399,350	60.932,900	0
DC2	142.244,375	121.257,500	71.122,188	47.414,792	0
DC3	123.555,572	31.943,150	18.735,886	12.490,591	0
DW	12.396,557	38.364,827	22.502,446	15.001,631	0
LL	256.188,623	228.980,735	168.356,270	141.835,425	92.928,641
PL	39.405,762	19.292,098	12.649,250	9.994,469	5.621,889
Tổng Vu	***756.589,590***	***595.666,710***	***384.765,390***	***287.669,807***	***98.550,530***

Bảng tổng hợp nội lực tính toán dầm giữa

Bảng 4.3: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CĐ1 (N.mm)

DẦM GIỮA					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	304.764.390,000	836.304.052,500	991.175.173,333	1.115.072.070,000
DC2	0	237.151.687,500	650.768.015,625	771.280.611,111	867.690.687,500
DC3	0	6.191.060,597	16.988.891,210	20.134.982,175	22.651.854,947
DW	0,	75.032.747,213	205.897.383,759	244.026.528,900	274.529.845,013
LL	0	526.897.224,087	1.416.011.752,378	1.654.996.050,706	1.834.509.392,494
PL	0	25.928.732,813	71.151.043,359	84.327.162,500	94.868.057,813
Tổng Mu	0	***1.175.965.842, 209***	***3.197.121.138,832***	***3.765.940.508,726***	***4.209.321.907, 766***

Bảng 4.4: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CĐ1 (N.mm)

DẦM GIỮA					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	182.798,700	155.828,400	91.399,350	60.932,900	0
DC2	142.244,375	121.257,500	71.122,188	47.414,792	0
DC3	0	3.165,537	1.856,709	1.237,806	0

DW	63.330,238	38.364,827	22.502,446	15.001,631	0
LL	388.050,415	346.838,467	255.010,233	214.838,952	140.759,559
PL	0	13.342,199	8.748,079	6.912,063	3.888,035
Tổng Vu	***776.423,728***	***678.796,929***	***450.639,005***	***346.338,143***	***144.647,594***

Căn cứ trên các giá trị nội lực tính toán thì ta sẽ chọn những giá trị nội lực bất lợi nhất để tính toán.

THGH CĐ		
	Mômen	Lực cắt
DẦM BIÊN	***4.100.585.054,891***	***756.589,590***
DẦM GIỮA	***4.209.321.907,766***	***776.423,728***
MAX	***4.209.321.907,766***	***776.423,728***

4.4.2. TTGH Sử dụng

Dầm biên :

$$M_S^E = \eta\left\{1.\left[mg_{M-LL}^E.(1+IM).M_{truck}^E + mg_{M-lane}^E.M_{lane}^E + mg_{M-PL}^E.M_{PL}^I\right] + 1.M_{DC}^E + 1.M_{DW}^E\right\}$$

$$V_S^E = \eta.\left\{1.\left[mg_{V-LL}^E.(1+IM).V_{truck}^E + mg_{V-lane}^E.V_{lane}^E + mg_{V-PL}^E.V_{PL}^E\right] + 1.V_{DC}^E + 1.V_{DW}^E\right\}$$

Dầm giữa :

$$M_S^I = \eta.\left\{1.\left[mg_{M-LL}^I.(1+IM).M_{truck}^I + mg_{M-lane}^I.M_{lane}^I + mg_{M-PL}^I.M_{PL}^I\right] + 1.M_{DC}^I + 1.M_{DW}^I\right\}$$

$$V_S^I = \eta.\left\{1.\left[mg_{V-LL}^I.(1+IM).V_{truck}^I + mg_{V-lane}^I.V_{lane}^I + mg_{V-PL}^I.V_{PL}^I\right] + 1.V_{DC}^I + 1.V_{DW}^I\right\}$$

Bảng 4.5: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N.mm)

DẦM BIÊN					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	232.201.440,000	637.184.040,000	755.181.084,444	849.578.720,000
DC2	0	180.687.000,000	495.823.250,000	587.642.370,370	661.097.666,667
DC3	0	47.598.803,550	130.615.890,863	154.804.018,800	174.154.521,150
DW	0	47.639.839,500	130.728.497,625	154.937.478,667	174.304.663,500
LL	0	230.950.036,180	620.667.467,000	725.419.266,444	804.103.706,000
PL	0	20.403.562,500	55.989.421,875	66.357.833,333	74.652.562,500
Tổng Mu	0	***759.480.681,730***	***2.071.008.567,363***	***2.444.342.052,059***	***2.737.891.839,817***

Bảng 4.6: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD(N.mm)

DẦM BIÊN					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	139.275,200	118.726,400	69.637,600	46.425,067	0
DC2	108.376,667	92.386,667	54.188,333	36.125,556	0
DC3	94.137,579	24.337,638	14.274,961	9.516,641	0
DW	7.870,830	24.358,620	14.287,268	9.524,845	0
LL	139.422,380	124.615,366	91.622,460	77.189,347	50.573,410
PL	21.445,313	10.499,101	6.883,945	5.439,167	3.059,531
Tổng Vu	***510.527,968***	***394.923,792***	***250.894,567***	***184.220,621***	***53.632,941***

Bảng 4.7: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N.mm)

DẦM GIỮA					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	0	232.201.440,000	637.184.040,000	755.181.084,444	849.578.720,000
DC2	0	180.687.000,000	495.823.250,000	587.642.370,370	661.097.666,667
DC3	0	4.716.998,550	12.943.917,113	15.340.938,800	17.258.556,150
DW	0	47.639.839,500	130.728.497,625	154.937.478,667	174.304.663,500
LL	0	175.009.573,057	770.618.640,750	900.678.122,833	998.372.458,500
PL	0	14.110.875,000	38.721.656,250	45.892.333,333	51.628.875,000
Tổng Mu	0	***654.365.726,107***	***2.086.020.001,738***	***2.459.672.328,448***	***2.752.240.939,817***

Bảng 4.8: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N.mm)

DẦM GIỮA					
MẶT CẮT	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
DC1	139.275,200	118.726,400	69.637,600	46.425,067	0
DC2	108.376,667	92.386,667	54.188,333	36.125,556	0
DC3	0	2.411,838	1.414,636	943,091	0
DW	20.147,843	24.358,620	14.287,268	9.524,845	0
LL	211.183,899	188.755,628	138.781,079	116.919,158	76.603,842
PL	0	7.261,060	4.760,859	3.761,667	2.115,938
Tổng Vu	***478.983,608***	***433.900,213***	***283.069,775***	***213.699,382***	***78.719,779***

GHSD		
	Mômen	Lực cắt
DẦM BIÊN	***2.737.891.839,817***	***510.527,968***
DẦM GiỮA	***2.752.240.939,817***	***478.983,608***
MAX	***2.752.240.939,817***	***510.527,968***

4.4 CHỌN VÀ BỐ TRÍ CÁP DUL CHO DẦM CHỦ :

4.4.1 Thông số chung và bố trí cáp

15. Dùng loại tao độ tự chùng thấp D_{ps}= 15,2 mm *tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270.*

16. Loại tao thép DƯL: tao thép có độ tự chùng thấp

17. Cường độ tiêu chuẩn: f_{pu}= 1860 MPa

18. Hệ số quy đổi ứng suất: $\phi_1 = 0,9$

19. Cấp của thép: 270

20. Giới hạn chảy (TCN 5.9.4.4.1): $f_{py}= 0,9\times f_{pu}$= 1674 MPa

21. Ưng suất trong thép DƯL khi kích (TCN 5.9.3.1): $f_{pj}= 0,75\times f_{pu}$= 1395 MPa

22. Diện tích 1 tao cáp: A_{ps1}= 140 mm^2

23. Môđun đàn hồi cáp: E_p= 197.000 MPa

24. Bêtông dầm cấp: f'_{c1}= 50 MPa

25. Mômen tính toán: $M_u = \text{Max}\left(M_{u-g}^{CDI}, M_{u-b}^{CDI}\right)$ =4.209.321.907,766N.mm

26. Đối với cấu kiện BTCT chịu uốn và chịu kéo DƯL thì hệ số sức kháng: $\phi = 1$

A_{ps} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL.

A_{psg} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL tính theo kinh nghiệm

+ Có thể tính gần đúng diện tích cốt thép theo công thức kinh nghiệm:

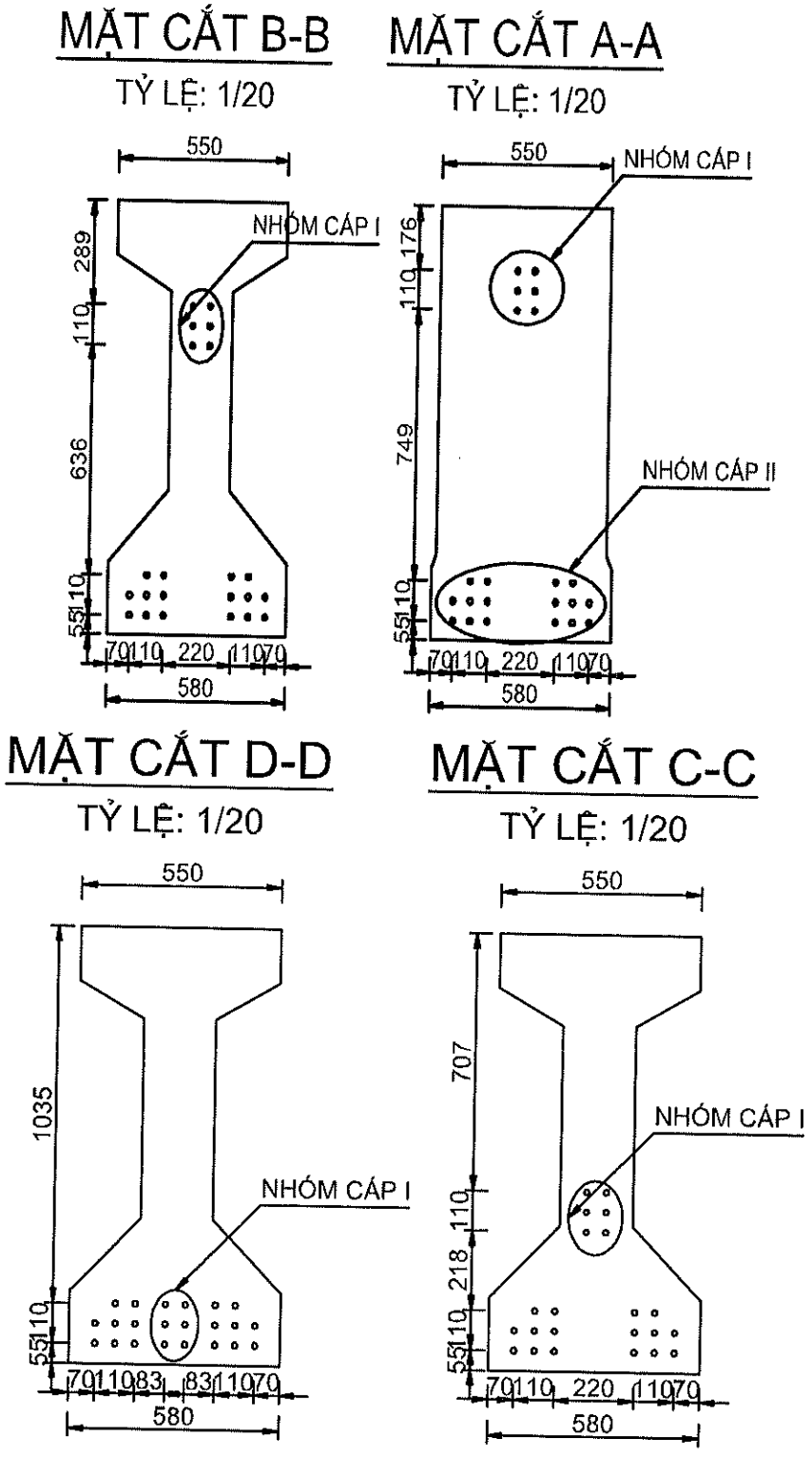
$$A_{psg} = \frac{M_u}{0,85.f_{pu}.0,9.H} = \frac{4.209.321.907,766}{0,85\times1860\times0,9\times1200} = 2.465,225 \text{ mm}^2$$

Số tao cáp DƯL cần thiết theo công thức trên là:

$$n_{cg} = n\frac{A_{psg}}{A_{ps1}} = 1.05 \times \frac{2,465,225}{140} = 18,489 \text{ (tao)}$$

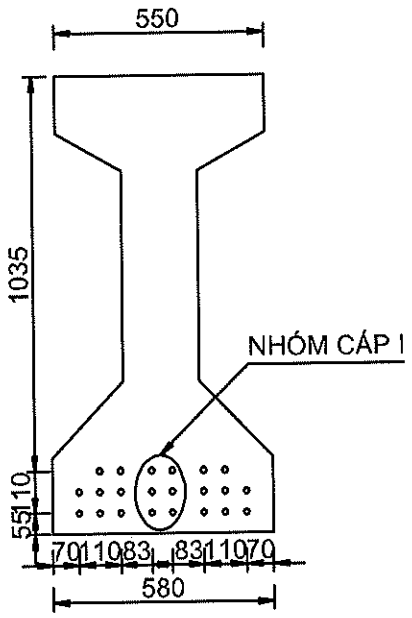
Vậy chọn : n_c= 22 tao thép D_{ps}= 15,2 mm

Sơ bộ bố trí như sau:



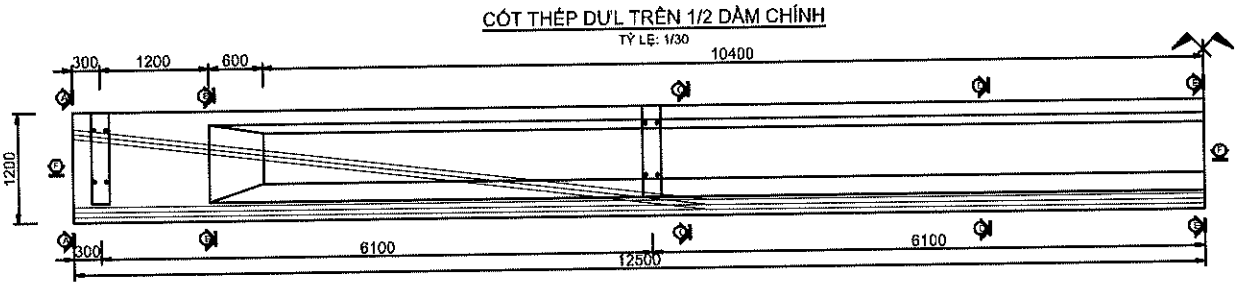
MẶT CẮT E-E

TỶ LỆ: 1/20



Hình 4.13 Bố trí cáp DUL tại các mặt cắt

4.4.2 Bố trí cáp DUL theo phương dọc dầm



Hình 4.14 Bố trí cốt thép dự ứng lực trên 1/2 nhịp

- Để giảm ứng suất kéo đầu dầm nên sẽ thiết kế nhóm cáp được uốn gấp khúc về phía thớ trên dầm chủ gồm 6 tao cáp
- Ta chọn khoảng cách giữa các tao cáp tính từ tim là 52 mm theo phương đứng và 55 mm theo phương phương ngang, cách mép dưới là 55 mm và 2 bên của bầu là 70 mm.

Bảng 4.9 Bảng tọa độ các hàng cáp tại các mặt cắt

Hàng	Số cáp	Khoảng cách đến đáy dầm (mm)				
		I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
A	6	55	55	55	55	55
B	6	110	110	110	110	110

C	4	165	165	165	165	16
D	2	914	801	383	55	5
E	2	969	856	438	110	11
F	2	1024	911	493	165	16

Tọa độ các nhóm cốt thép dự ứng lực tính đến đáy dầm có đơn vị là mm

Bảng 4.10 Bảng góc uốn cáp

Hàng	Số cáp	Góc uốn α^o	Tanα	Sinα	Cosα	L (mm)
A	6	0	0	0	1	25000
B	6	0	0	0	1	25000
C	4	0	0	0	1	25000
D	2	5	0,087	0,087	0,996	25106
E	2	5	0,087	0,087	0,996	25106
F	2	5	0,087	0,087	0,996	25106

- Tính cho mặt cắt x_i =0 mm

+ Diện tích cốt thép DUL bầu dầm tại mặt cắt X_0

$$A_{ps}=\sum_{i=1}^{4}\left(A_{ps}\times n_{ps}\right)=140\times 22=3080\ mm^2$$

+ Tọa độ trọng tâm các cốt thép DUL bầu dầm (tính đến đáy dầm)

$$C_{ps}=\frac{\left[\sum_{i=1}^{4}\left(y_{ps_i}\times n_{ps_i}\right)\right]}{\sum_{i=1}^{4}n_{ps_i}}$$

$$=\frac{6\times 55+6\times 110+4\times 165+2\times\left(914+969+1024\right)}{22}$$

= 339,273 mm

+ Khoảng cách từ tọa độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm

$$d_{ps} = H - C_{ps} = 1200 - 339,273 = 860,727 \text{ mm}$$

+ Ta tính tương tự cho các mặt cắt còn lại:

	X1	X2	X3	X4	X5
Aps	3080	3080	3080	3080	3080
Cps	339,273	308,455	194,455	105,000	114,583
dps	860,727	891,545	1.005,545	1.095,000	114,583

Đặc trưng hình học khi có cáp

Modul đàn hồi của dầm :

$$E_{cd} = 0,043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{c1}} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{50} = 38.006,989 \text{ MPa}$$

Cường độ chịu nén của bê tông dầm sau 5 ngày bảo dưỡng:

+ Trong đó: t=5 ngày, α=1, β=0,9 (Bê tông bảo dưỡng ẩm)

$$f_{ci} = \frac{t}{\alpha + \beta \times t} \times f'_c = \frac{5}{1 + 0.95 \times 5} \times 50 = 43,478 \ Mpa$$

+ Mô đun đàn hồi của bê tông dầm chủ sau khi cắt cáp: tại thời điểm t= 5 ngày.

$$E_{ci} = 0,043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{c1}} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{43,478} = 35.441,7 \text{ MPa}$$

+ Hệ số quy đổi modul đàn hồi của cáp và bê tông dầm chủ: tại thời điểm t=5 ngày

$$n = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} = \frac{197.000}{35.441,7} = 5,56$$

Cường độ chịu nén của bêtông bản : f'_{c2} = 35 MPa

Modul đàn hồi của bản:

$$E_{cb} = 0,043 \times \gamma_{cb}^{1.5} \times \sqrt{f'_{c2}} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.799 \text{ MPa}$$

Tỷ số modun đàn hồi : $n_1 = \frac{E_{cb}}{E_{cd}} = \frac{31.799}{38.006.989} = 0,837$

Hệ số qui đổi từ thép DUL sang bê tông dầm chính :

Trong đó : E_{ps} = 197.000 MPa

E_{cd} = 38.007 MPa

Tỷ số modun đàn hồi : $n_2 = \frac{E_{ps}}{E_{cd}} = \frac{197.000}{38.007} = 5,183$

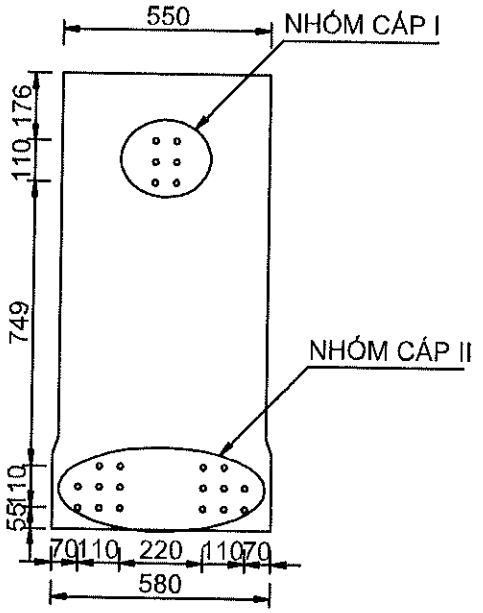
Bảng 4.11 Đặc trưng hình học tiết diện quy đổi tại từng mặt cắt

A0	X1	X2	X3	X4	X5
	666.236,85	424.000	424.000	424.000	424.000

Mặt cắt tại x1

MẶT CẮT A-A

TỶ LỆ: 1/20



Bảng xác định các thông số của tiết diện quay đổi						
H	bf	b1	h1	h2	dps	Aps
1200	550	580	207,895	992,105	860,727	3080

- **Giai đoạn 1:**

+ Diện tích nguyên khối

$$A_g = A_0 + (n-1)\times A_{ps} = 666.236,85 + (5,56-1)\times 3080 = 680.276,788 \text{ mm}^2$$

+ Mômen tĩnh đối với trục x-x (đáy dầm)

$$K_{x-x} = b_1\times h_1\times\frac{h_1}{2} + b_1\times h_2\times\left(h_1+\frac{h_2}{2}\right) + (n-1)\times A_{ps}^1\times(H-d_{ps})$$

$$= 580\times 207,895\times\frac{207,895}{2} + 550\times 992,105\times\left(207,895+\frac{992,105}{2}\right) + 4,558\times 3080\times(1200-860,727)$$

$$= 401.411.674,116 \text{ mm}^3$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới

$$y_{bg}=\frac{K_{x-x}}{A_g}=\frac{401.411.674,116}{680.276,788}=590,071\ \text{mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm đến mép trên

$$y_{tg}=H'-y_{bg0}=1200-590,071=609,929\ \text{mm}$$

+ Mômen quán tính

$$I_g=\frac{b_f\times y_{tg}^3}{3}+\frac{b_f\times y_{bg}^3}{3}+\frac{1}{12}\times(b_1-b_f)\times h_1^3+(b_1-b_f)\times h_1\times\left(y_{bg}-\frac{h_1}{2}\right)^2+(n-1)\times A_{ps}^1\times(d_{ps}-y_{tg})^2$$

$$=\frac{550\times609,929^3}{3}+\frac{550\times590,071^3}{3}+\frac{1}{12}\times(580-550)\times207,895^3+(580-550)\times207,895\times\left(590,071-\frac{207,895}{2}\right)^2$$

$$+4,558\times3080\times(860,727-609,929)^2$$

$$=81.644.505.431,19$$

– **Giai đoạn 2 :**

+ Bề rộng hữa hiệu của bản cánh dầm trong:

$$be=\min\begin{cases}S(mm)\\ \dfrac{L_{tt}}{4}(mm)\\ 12\times t_s+\max\begin{cases}bw\\ \dfrac{S}{2}\end{cases}(mm)\end{cases}=\begin{cases}2000\\ \dfrac{24.400}{4}=6.100\\ 12\times200+\max\begin{cases}200\\ \dfrac{2000}{2}\end{cases}\end{cases}=2000\ \text{mm}$$

+ Diện tích tiết diện liên hợp

$$A_c=A_g+n\times b_e\times t_s=680.276,788+0,837\times2000\times200=1.014.940,799\ \text{mm}^2$$

+ Mômen tĩnh phần bản quy đổi đối với trục trung hòa giai đoạn I

$$K_{I-I}^0=n_1\times b_e\times h_b\times\left(\frac{h_b}{2}+y_{tg}\right)=0,83\times2000\times200\times\left(\frac{200}{2}+609,929\right)$$

$$=237.587.652,228\ \text{mm}^3$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm dầm đến trọng tâm tiết diện liên hợp

$$C=\frac{K_{I-I}^0}{A_c}=\frac{237.587.652,228}{1.014.940,799}=234,09\ \text{mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép trên dầm

$$y_{tc} = y_{tg} - C = 609,929 - 234,09 = 375,839 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép dưới dầm

$$y_{bc} = h - y_{tc} = 1200 - 375,839 = 824,161 \text{mm}$$

+ Mômen quán tính:

$$I_c = I_g + A_g \times C^2 + n_1 \times \left[\frac{b_e \times h_b^3}{12} + b_e \times h_b \times \left(y_{tc} + \frac{h_b}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 81.644.505.431,19 + 680.276,788 \times 234,09^2 +$$

$$+ 0,83 \times \left[\frac{2000 \times 200^3}{12} + 2000 \times 200 \times \left(375,839 + \frac{200}{2} \right)^2 \right]$$

$$= 195.813.461.123,571 \text{ mm}^4$$

Bảng 4.12 Tổng hợp đặc trưng hình học các mặt cắt

	X1	X2	X3	X4	X5
A0	666.236,85	424000	424000	424000	424000
Ag	680.276,788	438.039,946	438.039,946	438.039,946	438.039,946
Kx-x	401.411.674,1	242.430.685,2	240.830.131	239.574.194	239.708.743,8
ybg	590,071	553,444	549,790	546,923	547,230
ytg	609,929	646,556	650,210	653,077	652,770
Ig	81.644.505.431,190	70.717.286.470,735	73.710.456.707,564	72.679.446.770,064	72.561.773.806,806
Be	2000	2000	2000	2000	2000
Ac	1.014.940,799	772.703,957	772.703,957	772.703,957	772.703,957
n'	0,83	0,83	0,83	0,83	0,83
K i-i	237.587.652,228	249.845.344,679	251.068.173,273	252.027.713,413	251.924.917,149
C	234,090	323,339	324,922	326,163	326,030
ytc	375,839	323,217	325,288	326,913	326,739
ybc	824,161	876,783	874,712	873,087	873,261

Ic	195.813.461.123,571	177.571.563.890,771	181.602.310.101,347	181.389.021.789,047	181.183.596.504,392

BẢNG VỊ TRÍ TRỌNG TÂM CÁP DUL TẠI CÁC MẶT CẮT TÍNH TOÁN

Mặt cắt	MC I-I (tại gối)	MC II-II (mặt cắt kt cắt)	MC III-III (Ltt/4)	MC IV-IV(Ltt/3)	MC V-V(Ltt/2)
Yi (mm)	***339,273***	***308,455***	***194,455***	***105,000***	***114,583***
dpsi (mm)	***860,727***	***891,545***	***1.005,545***	***1.095,000***	***1.085,417***

4.4.3 Tính toán mất mát ứng suất

– Tổng mất mát ứng suất (đối với DUL kéo trước):

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2}$$

Δf_{pES} : mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi (MPa)`

Δf_{pSR} : mất mát ứng suất do co ngót (MPa)

Δf_{pCR} : mất mát ứng suất do từ biến của bêtông (MPa)

Δf_{pR1} : mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép trong giai đoạn thi công (MPa)

Δf_{pR2} : mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép trong giai đoạn khai thác (MPa)

4.4.3.1 Mất mát ứng suất do nén đàn hồi

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg}$$

E_p - Modun đàn hồi của cáp DUL, E_p =197000 MPa

E_{ci} - Modun đàn hồi của bêtông lúc truyền lực

f_{cgp} - Tổng ứng suất bêtông ở trọng tâm các thép DUL lúc truyền lực và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt momen max (MPa)

+ Cường độ chịu nén của Bêtông đủ 28 ngày : $f'_c = 50$ MPa
+ Khối lượng riêng của Bêtông : $\gamma = 2500\ Kg/m^3$
+ Môdul đàn hồi bêtông :

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{50} = 38.007\ MPa$$

+ Môdul đàn hồi của bêtông theo thời gian

+ Cường độ của BT sau 5 ngày :

$$f'_{ci} = \frac{t}{\alpha + \beta \times t} \times f'_c = \frac{5}{1 + 0,95 \times 5} \times 50 = 43,478 \text{ MPa}$$

Trong đó:

t = 5 – Thời gian tính từ đúc dầm đến lúc cắt cáp (truyền lực)

$\alpha = 1$, $\beta = 0,95$ - Đối với điều kiện xi măng loại I bảo dưỡng hc nước

$$E_{ci} = 0,043 \times \gamma^{1,5} \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{43,478} = 35.441,7 \text{ MPa}$$

+ Mất mát ứng suất do nén đàn hồi và chùng nhão trong giai đoạn truyền lực tạ các vị trí dầm là khác nhau. Vì vậy ta chỉ xét tại 1 mặt cắt tượng trưng, ở đây t chọn mặt cắt giữa nhịp.

+ Tĩnh tải tác dụng lên giai đoạn này chỉ có trọng lượng bản thân dầm chủ.

Tại mặt cắt giữa dầm:

$M_{DC1} = 1.115.072.070 \text{ N.mm}$

– **Vòng 1:**

Giả sử: $\Delta f_{pES} = 0, \Delta f_{pR1} = 0$

+ Ứng suất căng cáp truyền vào dầm là:

$$f_{pj} = 0,7 \times f_{pu} = 0,7 \times 1860 = 1.302 \text{ MPa}$$

Thông thường ta lấy $f_{pj} = 0,75 \times f_{pu}$, nhưng trong vòng lặp đầu tiên ta xem như 5% rơi vào mất mát Δf_{pES} và Δf_{pR1}, vì vậy ta lấy $f_{pj} = 0,7 \times f_{pu}$

+ Lực căng cáp:

$$P_i = f_{pj} \times A_{ps} = 1.302 \times 3.080 = 4.010.160 \text{ N}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến trọng tâm mặt cắt là:

$$e = d_{ps} - y_{tg} = 1.085,417 - 652,77 = 432,647 \text{ mm}$$

+ Ứng suất trên bêtông tại trọng tâm cáp dul:

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{4.010.160}{438.039,94} - \frac{4.010.160 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 432,647 + \frac{1.115.072.070}{72.561.773.806,806} \times 432,647$$

$$= -12,851 \text{ MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197.000}{35.441,7} \times 12,851 = 71,431 MPa$$

+ Tính lại: Δf_{pR1}, ban đầu lại giả sử $\Delta f_{pR1} = 0$

$$f_{py} = 0,9 \times f_{pu} = 0,9 \times 1860 = 1674 \text{ MPa}$$

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} = 0,75 \times 1860 - 71,831 = 1.323,569 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1.323,569}{1674} - 0,55 \right) \times 1.323,569$$

$$= 16,557 \text{ MPa}$$

Tính lại giá trị: f_i, Δf_{pR1},

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 71,431 - 16,557 = 1.307,012 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1307,012}{1674} - 0,55 \right) \times 1.307,012$$

$$= 15,678 \text{ MPa}$$

– **Vòng 2 :**

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 71,431 - 15,678 = 1.307,891 MPa$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1.307,891 \times 3080 = 4.028.303,255 N$$

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{4.028.303,255}{438.039,946} - \frac{4.028.303,255 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 432,647 + \frac{1.115.072.070}{72.561.773.806,806} \times 432,647$$

$$= -12,939 \text{ MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197.000}{35.441,7} \times 12,939 = 71,922 MPa$$

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 71,922 - 15,678$$
$$= 1.307,4 MPa$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1.307,4}{1674} - 0,55 \right) 1307,4$$
$$= 15,699 MPa$$

- **Vòng 3 :**

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 71,939 - 15,699 = 1.307,38 MPa$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1.307,38 \times 3080 = 4.026.729,931 N$$

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times e$$
$$= -\frac{4.026.729,931}{438.039.946} - \frac{4.026.729,931 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 432,647 + \frac{1.115.072.070}{72.561.773.806,806} \times 432,$$
$$= -12,932 MPa$$

Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197.000}{35.441,7} \times 12,932 = 71,879 MPa$$

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 71,879 - 15,699$$
$$= 1.307,423 MPa$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1.307,423}{1674} - 0,55 \right) \times 1.307,423$$
$$= 15,7 MPa$$

$\Rightarrow f_{pi} \approx f_{ps}$ sai số nhỏ hơn 5%. Vậy vòng lặp hội tụ.

Tại mặt cắt đầu dầm:

$$M_{DC1} = 0 N.mm$$

- **Vòng 1:**

Giả sử: $\Delta f_{pES} = 0, \Delta f_{pR1} = 0$

+ Ứng suất căng cáp truyền vào dầm là:

$$f_{pj} = 0,7 \times f_{pu} = 0,7 \times 1860 = 1302 MPa$$

Thông thường ta lấy $f_{pj} = 0,75 \times f_{pu}$, nhưng trong vòng lặp đầu tiên ta xem như 5% rơi vào mất mát Δf_{pES} và Δf_{pR1}, vì vậy ta lấy $f_{pj} = 0,7 \times f_{pu}$

+ Lực căng cáp:

$$P_i = f_{pj} \times A_{ps} = 1302 \times 3080 = 4.010.160\ \text{N}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến trọng tâm mặt cắt là:

$$e = d_{ps} - y_{tg} = 860,727 - 609,929 = 250,798\ \text{mm}$$

+ Ứng suất trên bêtông tại trọng tâm cáp dul:

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{4.010.160}{680.276,788} - \frac{4.010.160 \times 250,798}{81.644.505.431,190} \times 250,798 + \frac{0}{81.644.505.431,190} \times 250,798$$

$$= -8,984\ \text{MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197.000}{35.441,7} \times 8,984 = 49,939\text{MPa}$$

+ Tính lại: Δf_{pR1}, ban đầu lại giả sử $\Delta f_{pR1} = 0$

$$f_{py} = 0,9 \times f_{pu} = 0,9 \times 1860 = 1674\ \text{MPa}$$

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} = 0,7 \times 1860 - 49,939 = 1.252,061\ \text{MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1.252,061}{1674} - 0,55 \right) \times 1.252,061$$

$$= 12,883\ \text{MPa}$$

Tính lại giá trị: f_i, Δf_{pR1},

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 49,939\text{-}12,883 = 1.332,178\ \text{MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1332,178}{1674} - 0,55 \right) \times 1.332,178$$

$$= 17,021\text{MPa}$$

– **Vòng 2 :**

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 49,939 - 12,883 = 1.328,04\text{MPa}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1328,04 \times 3080 = 4.090.363,294\text{N}$$

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{4.090.363,294}{680.276,788} - \frac{4.090.363,294 \times 250,798}{81.644.505.431,190} \times 250,798 + \frac{0}{81.644.505.431,190} \times 250,$$

$$= -9,164\,\text{MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197.000}{35.441,7} \times 9,164 = 50,938\text{MPa}$$

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 50,938 - 17,021$$

$$= 1.327,041\,\text{MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1.327,041}{1674} - 0,55 \right) 1.327,041$$

$$= 16,744\text{MPa}$$

– **Vòng 3 :**

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 50,938 - 16,744 = 1.327,319\text{MPa}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1.327,319 \times 3080 = 4.088.141,206\,\text{N}$$

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{4.088.141,206}{680.276,788} - \frac{4.088.141,206 \times 250,798}{81.644.505.431,19} \times 250,798 + \frac{0}{81.644.505.431,19} \times 250,79$$

$$= -9,159\,\text{MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197.000}{35.441,7} \times 9,159 = 50,91\text{MPa}$$

$$f_{pi} = 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0,75 \times 1860 - 50,91 - 16,744$$

$$= 1.327,329\,\text{MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1.327,329}{1674} - 0,55 \right) \times 1.327,329$$

$$= 16,759\text{MPa}$$

$\Rightarrow f_{pi} \approx f_{ps}$ sai số nhỏ hơn 5%. Vậy vòng lặp hội tụ.

Tương tự cho các mặt cắt còn lại ta có bảng tính toán:

Bảng kết quả tính toán

BẢNG MẤT MÁT ỨNG SUẤT TRONG GIAI ĐOẠN TRUYỀN LỰC Mpa					
Mặt cắt	**I-I**	**II-II**	**III-III**	**IV-IV**	**V-V**
M_{DC1}	0	304.764.390,000	836.304.052,500	991.175.173,333	1.115.072.070,000
I_g	81.644.505.431,190	70.717.286.470,735	73.710.456.707,564	72.679.446.770,064	72.561.773.806,806
A_g	680.276,788	438.039,946	438.039,946	438.039,.946	438.039,946
A_{ps}	3.080,000	3080	3080	3080	3080
d_{ps}	860,727	891,545	1.005,545	1.095,000	1.085,417
y_{tg}	609,929	646,556	650,210	653,077	652,770
f_{pi}	1.327,329	1.314,338	1.311,746	1.302,266	1.307,418
P_i	4.048.160,220	4.048.160,161	4.040.178,319	4.010.978,190	4.026.848,452
Δf_{pES}	**50,910**	**64,597**	**67,326**	**77,305**	**71,882**
Δf_{pR1}	**16,759**	**16,065**	**15,928**	**15,429**	**15,700**

4.4.3.2 Mất mát ứng suất do co ngót

– *Theo 22TCN 272-05* : Với dầm căng trước ta có công thức 5.9.5.4.2-1:

$$\Delta f_{pSR} = 117 - 1{,}03 \times H = 117 - 1{,}03 \times 80 = 34{,}6\ \text{MPa}$$

– Trong đó: Xem như độ ẩm môi trường là: H = 80 %

4.4.3.3 Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông

– *Theo 22 TCN 272* – 05, công thức 5.9.5.4.3-1

$$\Delta f_{pCR} = 12 \times \left| f_{cpg} \right| - 7 \times \Delta f_{cdp} \geq 0$$

f_{cpg} : ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)

Δf_{cdp} : thay đổi ứng suất bêtông tại trọng tâm cốt thép DUL do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác dụng vào lúc thực hiện DUL (MPa)

❖ **Xét tại mặt cắt giữa nhịp**

Bảng 4.13 Tổng hợp giá trị nội lực do tĩnh tải phần II gây ra

M_{DC2}	867.690.687,500	Nmm
M_{DC3}	22.651.854,947	Nmm
M_{DW}	274.529.845,013	Nmm

f_{cpg}	-12,932	Mpa

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{DC2}}{I_g} \times \left(d_{ps} - y_{tg}\right) + \frac{\left(M_{DC3} + M_{DW}\right) \times \left(d_{ps} - y_{tc}\right)}{I_c}$$

$$= \frac{867.690.687,5}{72.561.773.806,806} \times 432,647 + \frac{\left(22.651.854,947 + 274.529.845,013\right) \times (1085,417 - 326,739}{181.183.596.504,392}$$

$$= 6,418 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = 12 \times \left|f_{cpg}\right| - 7 \times \Delta f_{cdp} = 12 \times \left|-12,932\right| - 7 \times 6,418 = 110,26 \text{ Mpa}$$

Bảng 4.14 Mất mát ứng suất do từ biến tại các mặt cắt

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
Mdc2	0	237.151.687,5	650.768.015,625	771.280.611,111	867.690.687,50(
Mdc3	0	6.191.060,597	16.988.891,210	20.134.982,175	22.651.854,947
Mdw	0	75.032.747,213	205.897.383,759	244.026.528,9	274.529.845,013
fcpg	-9,159	-11,622	-12,112	-13,908	-12,932
fcdp	0,00	1,082	3,972	5,808	6,418
fpCR	109,910	131,887	117,545	126,234	110,260

4.4.3.4 Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép trong giai đoạn khai thác

- *Theo 22 TCN 272-05* ta có:

$$\Delta f_{pR2} = \left[138 - 0,4 \times \Delta f_{pES} - 0,2 \times \left(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}\right)\right] \times 30\%$$

Bảng 4.15 Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép tại các mặt cắt

	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
fpES	50,910	64,597	67,326	77,305	71,882
fpSR	34,600	34,600	34,600	34,600	34,600
fpCR	109,910	131,887	117,545	126,234	110,260
fpR2	26,620	23,659	24,192	22,473	24,083

4.4.3.5 Tổng mất mát ứng suất

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2}$$

Bảng 4.16 Tổng hợp mất mát ứng suất tại các mặt cắt

BẢNG TỔNG HỢP MẤT MÁT ỨNG SUẤT (MPa)					
Mặt cắt	**I-I**	**II-II**	**III-III**	**IV-IV**	**V-V**
ΔfpES	50,910	64,597	67,326	77,305	71,882
ΔfpR1	16,759	16,065	15,928	15,429	15,700
ΔfpCR	109,910	131,887	117,545	126,234	110,260
ΔfpSR	34,6	34,6	34,6	34,6	34,6
ΔfpR2	26,620	23,659	24,192	22,473	24,083
ΔfpT	**238,800**	**270,809**	**259,591**	**276,042**	**256,524**

Nhận xét : theo như qua các bước tính toán nội lực ở bên trên ta nhận thấy giá trị nội lực dầm giữa bao giờ cũng lớn hơn dầm biên. Vì vậy ta chỉ cần kiểm toán dầm giữa

4.4.4 Kiểm toán cáp DUL cho dầm chủ

4.4.4.1 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 thoả mãn ứng suất kéo và nén cho phép thì lúc đó dầm mới đảm bảo khả năng chịu lực.

		Mặt cắt I-I	Mặt cắt II-II	Mặt cắt III-III	Mặt cắt IV-IV	Mặt cắt V-V
Nhóm I	Số cáp	16	16	16	22	22
	α	0	0	0	0	0
	cosα	1	1	1	1	1
Nhóm II	Số cáp	6	6	6		
	α	5	5	5		
	cosα	0,996	0,996	0,996		
Diện tích một tao cáp			140.000	mm2		
fpi US 1 tao cáp sau khi mất mát tức thời (lúc truyền lực)						
		1.327,330	1.314,338	1.311,746	1.302,266	1.307,418
fpf Ứng suất 1 tao sau khi trừ đi tất cả các mất mát ưs						
		1.156,200	1.124,191	1.135,409	1.118,958	1.138,476

Ứng suất nén cho phép : $f_n = 0,6 \times f'_{ci} = 0,6 \times 43,48 = 26,087$ MPa

Ứng suất kéo cho phép :

$$f_k = \text{Min}\begin{cases} 0,25 \times \sqrt{f'_{Ci}} = 0,25 \times \sqrt{50} = 1,768\,\text{MPa} \\ 1,38\ \text{MPa} \end{cases} = 1,38\,\text{MPa}$$

Vì cách tính toán các mặt cắt là tương tự nhau nên ở đây ta chỉ tính cho 2 m cắt tượng trưng là mặt cắt giữa nhịp và tại gối còn các mặt cắt còn lại thì sẽ l bảng tính.

❖ **Xét mặt cắt giữa nhịp**

- Tải trọng

  + Trọng lượng bản thân dầm : $M_{DC1} = 849.578.720$ N.mm

  + Cường độ truyền vào cáp trong giai đoạn truyền lực:

$$f_{pi} = 1.307,418 \text{ Mpa}$$

  + Lực truyền vào cáp:

$$P_i = \sum_i^n f_{pi}^j \times A_{ps}^j \times \cos\beta_{tbj}$$

Trong đó:

n: số nhóm cáp ở đây ta có 2 nhóm cáp khác nhau.

β_{tb} : góc lệch trung bình của bó cáp với phương ngang

$$P_i = 1.307,418 \times (140 \times 22) = 4.026.848,115\text{N}$$

Thớ trên

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \times e}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{tg}$$

$$= -\frac{4.026.848,115}{438.039,946} + \frac{4.026.848,115 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 652,77 - \frac{849.578.720}{72.561.773.806,806} \times$$

$$= -1,163 \text{ MPa}$$

Gía trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 26,088$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

Thớ dưới

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \times e}{I_g} \times y_{hg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{hg}$$

$$= -\frac{4.026.848,115}{438.039,946} - \frac{4.026.848,115 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 652,77 + \frac{849.578.720}{72.561.773.806,806} \times 652,77$$

$$= -15,925 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Gía trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 26,088$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

❖ **Xét mặt cắt đầu dầm:**

- Tải trọng

+ Trọng lượng bản thân dầm : $M_{DC1} = 0$ N.mm

+ Cường độ truyền vào cáp trong giai đoạn truyền lực:

$$f_{pi} = 1327,330 \text{ Mpa}$$

+ Lực truyền vào cáp:

$$P_i = \sum_1^n f_{pi}^j \times A_{ps}^j \times \cos\beta_{tbj}$$

Trong đó:

n: số nhóm cáp ở đây ta có 2 nhóm cáp khác nhau.

β_{tb} : góc lệch trung bình của bó cáp với phương ngang

$$P_i = 1327,330 \times (140 \times 22) \times 0,996 = 4.083.938,879 \text{ N}$$

Thớ trên

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \times e}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{tg}$$

$$= -\frac{4.083.938,879}{680.276,788} + \frac{4.083.938,879 \times 250,798}{81.644.505.431,190} \times 609,929 - \frac{0}{81.644.505.431,190} \times 609,929$$

$$= 1,35 \text{ MPa}$$

dương có nghĩa là thớ đang xét là kéo thì phải so sánh với ứng suất kéo cho phép: $f_k = 1,38$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

Thớ dưới

$$f_t = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_{DC1}}{I_g} \times y_{bg}$$

$$= -\frac{4.083.938,879}{680.276,788} - \frac{4.083.938,879 \times 250,798}{81.644.505.431,190} \times 590,071 + \frac{0}{81.644.505.431,190} \times 590,071$$

$$= -13,406 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Gía trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 26,088$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

Bảng 4.17 Tổng hợp kiểm toán chịu uốn trong giai đoạn truyền lực tại các mặt cắt

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
e (mm)	250,798	244,990	355,336	441,923	432,647
y_{tg} (mm)	609,929	646,556	650,210	653,077	652,770
y_{bg} (mm)	590,071	553,444	549,790	546,923	547,230

A_g (mm^2)	680.276,788	438.039,946	438.039,946	438.039.946	438.039.94
I_g (mm^4)	81.644.505.431,190	70.717.286.470,735	73.710.456.707,564	72.679.446.770,064	72.561.773.86,806
M_g (Nmm)	0	232.201.440	637.184.040	755.181.084,444	849.578.72
Δf_{pES} (MPa)	50,910	64,597	67,326	77,305	71,882
Δf_{pR1} (MPa)	16,759	16,065	15,928	15,429	15,700
f_{ps} (MPa)	1.327,330	1.314,338	1.311,746	1.302,266	1.307,418
P_i (N)	4.083.938,879	4.043.963,069	4.035.989,637	4.010.978,419	4.026.848,11
f_t (MPa)	**1,35**	**-2,297**	**-2,184**	**-0,015**	**-1,163**
f_b (MPa)	**-13,406**	**-15,168**	**-15,158**	**-16,812**	**-15,925**
KT	***ĐẠT***	***ĐẠT***	***ĐẠT***	***ĐẠT***	***ĐẠT***

4.4.4.2 Kiểm tra khả năng chịu uốn ở trạng thái giới hạn sử dụng

Điều kiện để khả năng chịu uốn thoả trong giai đoạn này là tất cả các giá trị ứr suất của các thớ trên các mặt cắt khác nhau không được lớn hơn ứng suất ch phép nén nếu như kết quả tính là âm (lấy giá trị tuyệt đối để so sánh), và khôn được lớn hơn ứng suất cho phép kéo nếu như kết quả tính toán là dương.

Như kết quả tính toán trên thì ở trạng thái giới hạn Sử Dụng nội lực do tải trọn tác dụng lên dầm giữa lớn hơn nên ta kiểm toán với giá trị nội lực dầm giữa.

Giới hạn ứng suất trong bêtông.

+ Ứng suất nén cho phép : $f_n = 0,45 \times f'_c = 0,45 \times 50 = 22,5\ \text{MPa}$

+ Ứng suất kéo cho phép : $f_k = 0,5 \times \sqrt{f'_c} = 0,5 \times \sqrt{50} = 3,536\ \text{MPa}$

Vì cách tính toán các mặt cắt là tương tự nhau nên ở đây ta chỉ tính cho 1 mặ cắt tượng trưng là mặt cắt giữa và mặt cắt đầu dầm nhịp còn các mặt cắt còn lạ thì sẽ lập bảng tính.

❖ **Kiểm tra đối với tiết diện giữa nhịp**

– Các giá trị nội lực do tải trọng tác dụng lên giầm giữa ở trạng thái giới hạn s dụng:

M_{DC1}	849.578.720	Nmm
M_{DC2}	661.097.666,667	Nmm
M_{DC3}	17.258.556,15	Nmm

M_{DW}	174.304.663,5	Nmm
M_{LL}	998.372.458,5	Nmm
M_{PL}	51.628.875	Nmm

+ Giá trị ứng suất truyền vào sau khi trừ đi tất cả các mất mát ứng suất:

f_{pf}= 1.138,476Mpa

+ Lực truyền vào cáp: $P_f = \sum A_{ps}^j \times f_{ps}^j \times \cos(\alpha_j) = 3.506.505,886$Mpa

Thớ trên :

$$f_t = -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{(M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL} + M_{PL})}{I_c} \times y_{tc}$$

$$= -\frac{3.506.505,886}{438.039,946} + \frac{3.506.505,886 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 652,77$$

$$- \frac{(849.578.720 + 661.097.666,667)}{72.561.773.806,806} \times 652,77$$

$$- \frac{(17.258.556,15 + 174.304.663,5 + 998.372.458,5 + 51.628.875)}{181.183.596.504,392} \times 326,739 = -10,186 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow$ Gía trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 22,5$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

Thớ dưới:

$$f_t = -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{bg} + \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{I_g} \times y_{bg} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL} + M_{PL})}{I_c} \times y_{bc}$$

$$= -\frac{3.506.505,886}{438.039,946} + \frac{3.506.505,886 \times 432,647}{72.561.773.806,806} \times 547,23$$

$$- \frac{(849.578.720 + 661.097.666,667)}{72.561.773.806,806} \times 547,23$$

$$- \frac{(17.258.556,15 + 174.304.663,5 + 998.372.458,5 + 51.628.875)}{181.183.596.504,392} \times 873,261 = -2,069 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow$ Gía trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 22,5$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

❖ **Kiểm tra đối với tiết diện đầu dầm**

– Các giá trị nội lực do tải trọng tác dụng lên giầm giữa ở trạng thái giới hạn sử dụng:

M_{DC1}	0	Nmm
M_{DC2}	0	Nmm

M_{DC3}	0	Nmm
M_{DW}	0	Nmm
M_{LL}	0	Nmm
M_{PL}	0	Nmm

+ Giá trị ứng suất truyền vào sau khi trừ đi tất cả các mất mát ứng suất:

f_{pf}= 1156,2 MPa

+ Lực truyền vào cáp: $P_f = \sum A_{ps}^j \times f_{ps}^j \times \cos(\alpha_j) = 3.557.404,967$ Mpa

Thớ trên :

$$f_t = -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{I_g} \times y_{tg} - \frac{(M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL} + M_{PL})}{I_c} \times y_{tc}$$

$$= -\frac{3.557.404,967}{680.276,788} + \frac{3.557.404,967 \times 258,798}{81.644.505.431,190} \times 609,929$$

$= 1,436$ MPa

$\Rightarrow$ Gía trị nội lực là dương có nghĩa là thớ đang xét là kéo thì phải so sánh với ứng suất kéo cho phép: $f_k = 0,5 \times \sqrt{f'_c} = 0,5 \times \sqrt{50} = 3,536$ MPa $\Rightarrow$ Thỏa

Thớ dưới:

$$f_t = -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f \times (d_{ps} - y_{tg})}{I_g} \times y_{bg} + \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{I_g} \times y_{bg} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL} + M_{PL})}{I_c} \times y_{bc}$$

$$= -\frac{3.557.404,967}{680.276,788} + \frac{3.557.404,967 \times 258,798}{81.644.505.431,190} \times 590,071$$

$= -11,678$ MPa

$\Rightarrow$ Gía trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 22,5$ MPa $\Rightarrow$ thỏa

Bảng 4.18 Tổng hợp kiểm toán chịu uốn ở TTGH SD tại các mặt cắt

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
e (mm)	250,798	244,990	355,336	441,923	432,647
y_{tg} (mm)	609,929	646,556	650,210	653,077	652,770
y_{bg} (mm)	590,071	553,444	549,790	546,923	547,230
y_{tc} (mm)	375,839	323,217	325,288	326,913	326,739
y_{bc} (mm)	824,161	876,783	874,712	873,087	873,261

A_g (mm^2)	680.276,788	438.039,946	438.039,946	438.039,946	438.039,946
I_g (mm^4)	81.644.505.431,190	70.717.286.470,735	73.710.456.707,564	72.679.446.770,064	72.561.773.806,806
M_{DC1} (Nmm)	0	232.201.440,000	637.184.040,000	755.181.084,444	849.578.720,000
I_c (mm^4)	195.813.461.123,571	177.571.563.890,771	181.602.310.101,347	181.389.021.789,047	181.183.596.504,392
M_{DC2} (Nmm)	0	180.687.000,000	495.823.250,000	587.642.370,370	661.097.666,667
M_{DC3}(Nmm)	0	4.716.998,550	12.943.917,113	15.340.938,800	17.258.556,150
M_{DW}(Nmm)	0	47.639.839,500	130.728.497,625	154.937.478,667	174.304.663,500
M_{PL} (Nmm)	0	14.110.875,000	38.721.656,250	45.892.333,333	51.628.875,000
M_{LL} (Nmm)	0	175.009.573,057	770.618.640,750	900.678.122,833	998.372.458,500
Δf_{pT} (MPa)	238,800	270,809	259,591	276,042	256,524
f_{pf} (MPa)	1.156,200	1.124,191	1.135,409	1.118,958	1.138,476
P_f (N)	3.557.404,967	3.458.918,933	3.493.434,878	3.446.390,472	3.506.505,886
f_t (MPa)	**1,436**	**-4,363**	**-8,727**	**--8,261**	**-10,186**
f_b (MPa)	**-11,678**	**-10,105**	**-4,193**	**-3,848**	**-2,069**

4.4.4.3 Kiểm tra khả năng chịu uốn ở trạng thái giới hạn cường độ

- Hệ số:

$$k=2\times\left(1,04-\frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)=2\times\left(1,04-\frac{1674}{1860}\right)=0,28$$

– Cường độ chảy của thép dul la : $f_{py}=1674MPa$

– Cường độ kéo đứt của thép dul la : $f_{pu}=1860MPa$

- Tiết diện quy đổi:

$$h_f=h_2+h_f^{'}=200+200=400mm$$

$$b_f=\frac{n^{'}\times be\times h_2+b_f^{'}h_f^{'}}{h_f}=\frac{0,83\times2000\times200+550\times200}{400}=1.111,66mm$$

❖ **Kiểm tra đối với tiết diện giữa nhịp**

$f_{cd}^{'}=50Mpa$

$$\beta_1 = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times \left(f'_c - 28\right) = 0,85 - \frac{0,05}{7} \times \left(50 - 28\right) = 0,693$$

- Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép trên của tiết diện liên hợp

$$d_{ps} = 1.085,417 + 200 = 1.285,417 \text{ mm}$$

- Khoảng cách từ trọng tâm cuả thiết diện đến mép trên của bản cánh : *22TC 272-05 (5.7.3.1.2-3)* (bỏ qua cốt thép thường chịu kéo nén)

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} - \beta_1 \times \left(b_f - b_w\right) \times h_f \times 0.85 \times f'_{cd}}{0.85 \times f'_{cd} \times \beta_1 \times b_w + k \times \frac{A_{ps}f_{pu}}{d_{ps}}}$$

$$= \frac{3080 \times 1860 - 0,693 \times \left(1.111,66 - 200\right) \times 400 \times 0,85 \times 50}{0,85 \times 50 \times 0,693 \times 200 + 0,28 \times \frac{3080 \times 1860}{1.285,417}}$$

$= -701,853 \quad < \quad h_f = 400\text{mm}$

- Trục trung hòa nằm trong cánh và phải tính lại c với bw = bf:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu}}{0.85 \times f'_{cd} \times \beta_1 \times b_w + k \times \frac{A_{ps}f_{pu}}{d_{ps}}}$$

$$= \frac{3080 \times 1860}{0,85 \times 50 \times 0,693 \times 1.111,66 + 0,28 \times \frac{3080 \times 1860}{1.285,417}}$$

$= 168,582\text{mm}$

$$\Rightarrow a = \beta_1 \times c = 0,693 \times 168,582 = 116,803 \text{ mm}$$

- Xác định ứng suất trung bình trong cốt thép DUL với sức kháng uốn danh định *theo 22TCN 272-05 điều 5.7.3.1.1-1*

$$\Rightarrow \quad f_{ps} = f_{pu}\left(1 - k \times \frac{c}{d_{ps}}\right) = 1860 \times \left(1 - 0,28 \times \frac{168,582}{1.285,417}\right) = 1.791,697\text{Mpa}$$

- Sức kháng danh định:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \times \left(d_{ps} - \frac{a}{2}\right) = 3080 \times 1.791,697 \times \left(1.285,417 - \frac{116,803}{2}\right)$$

$= \quad 6.771.194.185,187\text{Nmm}$

- Hệ số sức kháng: $\phi = 0,9$

$$M_r = \varphi M_n = 0,9 \times 6.771.194.185,187 = 6.094.074.766,669 \quad \text{Nmm}$$

$M_u = 4.209.321.907,766 \quad \text{Nmm} < M_r = 6.094.074.766,669\text{Nmm}$

Vậy thỏa điều kiện sức kháng uốn danh định.

– Kiểm tra hàm lượng thép tối đa

$$\frac{c}{d_{ps}} = \frac{168,582}{1.285,417} = 0,131 < 0,42$$ Vậy thoả hàm lượng cốt thép max.

Bảng 4.19 Kiểm tra chịu uốn tại TTGH CĐ tại các mặt cắt

	X1	X2	X3	X4	X5
k	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28
hf	400	400	400	400	400
bf	1111,66	1111,66	1111,66	111,66	1111,66
beta1	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
dps	1060,727	1091,545	1205,545	1195	1285,417
C	-50,077	167,489	168,173	168,155	168,582
a	-34,696	116,046	116,52	116,479	116,803
fps	1884,587	1780,087	1787,349	1786,733	1791,697
Mn	4.933.256.551,608	5.099.814.298,240	5.684.262.110,704	5.630.173.132,809	6.094.074.766,669
Mu	0.00	1.175.965.842,209	3.197.121.138,832	3.765.940.508,726	4.209.321.907,766
Kiểm tra	**ĐẠT**	**ĐẠT**	**ĐẠT**	**ĐẠT**	ĐẠT

Vậy tiết diện đảm bảo chịu uốn ở TTGH CĐ

4.4.4.4 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa

❖ **Kiểm tra đối với tiết diện giữa nhịp**

$$\frac{c}{d_{ps}} = \frac{168,582}{1285,417} = 0,131 < 0,42$$

Vậy thoả hàm lượng cốt thép max.

Bảng 4.17 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa tại các mặt cắt

	X1	X2	X3	X4	X5
c/dps	-0,047	0,153	0,139	0,141	0,131

4.4.4.5 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Cốt thép tối thiểu phải đảm bảo momen kháng uốn tính toán giá trị nhỏ hc trong 2 giá trị sau :

- 1.2 lần sức kháng nứt.
- 1.3 lần momen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng – cường độ.

❖ **Kiểm tra đối với tiết diện giữa nhịp**

- Điều kiện kiểm tra: $M_r > \min\left(1,2\times M_{cr};\ 1,33\times M_u\right)$
- Cường độ chịu kéo khi uốn

$$f_r = -0,63\times\sqrt{50} = -4,455\ \text{MPa}$$

- Các tải trọng tác dụng ở trạng thái giới hạn cường độ : ***Giai đoạn I và giai đoạn I***

Giai đoạn I	$M_{uDC1=}$	1.115.072.070,000	Nmm
	Mu_{DC2}	867.690.687,500	Nmm
Giai đoạn II	Mu_{DC3}	22.651.854,947	Nmm
	Mu_{DW}	274.529.845,013	Nmm

- Để xác định được mômen tác dụng lên thớ dưới của dầm gây nứt thì ta cần tín thêm một mômen phụ thêm.

$$M=\left(f_r+\frac{P_f}{A_g}+\frac{P_f\times\left(d_{ps}-y_{tg}\right)}{I_g}\times y_{bg}-\frac{\left(M_{DC1}+M_{DC2}\right)}{I_g}\times y_{bg}-\frac{\left(M_{DC3}+M_{DW}\right)}{I_c}\times y_{bc}\right)\times\frac{I_c}{y_{bc}}$$

$$=\left(4,455+\frac{3.506.505,886}{438.039,946}+\frac{3.506.505,886\times 432,647}{72.561.773.806,806}\times 547,23\right.$$

$$\left.\frac{\left(1.115.072.070,000+867,690,687.500\right)}{72.561.773.806,806}\times 547,23-\frac{\left(22.651.854,947+274.529.845,013\right)}{181.183.596.504,392}\times 873,261\right)$$

$$\times\frac{181.183.596.504,392}{873,261}=1.559.297.287,759\text{N.mm}$$

- Mômen tác dụng lên thớ dưới dầm đạt ứng suất lớn nhất

$$1,2\times M_{cr}=1,2\times\left(M_{DC1}+M_{DC2}+M_{DC3}+M_{DW}+M\right)=3.839.241.745,219\ \text{N.mm}$$

– Ta có $\min\begin{cases}1,2\times M_{cr}=4.607.090.094,262\\1,33\times M_{u}=5.598.398.137,328\end{cases}=4.607.090.094,262\ \text{N.mm}$

– Sức kháng uốn tính toán

$$M_r=\phi\times M_n=6.094.074.766,669\ \text{N.mm}$$

– Suy ra:

$$M_r=\phi\times M_n=6.094.074.766,669\ \text{N.mm}>4.607.090.094,262\ \text{N.mm}$$

– Vậy thoả hàm lượng cốt thép tối thiểu

⇒ Vậy thỏa hàm lượng thép tối thiểu

Bảng 4.20 Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu tại các mặt cắt

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
f_r (MPa)	4,455	4,455	4,455	4,455	4,455
M_{DC1} (Nmm)	0	304.764.390,000	836.304.052,500	991.175.173,333	1.115.072.070 00
M_{DC2}(Nmm)	0	237.151.687,500	650.768.015,625	771.280.611,111	867.690.687,5
M_{DC3}(Nmm)	0	6.191.060,597	16.988.891,210	20.134.982,175	22.651.854,94
M_{DW}(Nmm)	0	75.032.747,213	75.032.747,213	244.026.528,900	274.529.845,0
y_{bg} (mm)	590,071	553,444	549,790	546,923	547,230
y_{bc} (mm)	824,161	876,783	874,712	873,087	873,261
A_g (mm^2)	680.276,788	438.039,946	438.039,946	438.039,946	438.039,946
I_g (mm^4)	81.644.505.431, 190	70.717.286.470, 735	73.710.456.707, 564	72.679.446.770, 064	72.561.773.80 806
I_c (mm^4)	195.813.461.123 ,571	177.571.563.890 ,771	181.602.310.101 ,347	181.389.021.789 ,047	181.183.596.5(,392
e (mm)	250,798	244,990	355,336	441,923	432,647
Pf(N)	3.557.404,967	3.458.918,933	3.493.434,878	3.446.390,472	3.506.505,88(
M (Nmm)	3.832.886.818,6 74	2.904.394.311,8 60	1.977.214.396,5 50	1.921.616.636,1 10	1.559.297.287, 59
$1.2M_{cr}$ (Nmm)	4.599.464.182,4 09	4.233.041.036,6 03	4.498.350.742,3 66	4.737.880.717,9 55	4.607.090.094, 62
$1.33M_{uCDI}$ (Nmm)	0	1.564.034.570,1 38	4.252.171.114,6 47	5.008.700.876,6 05	5.598.398.137, 28
KT	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT	ĐẠT

4.4.4.6 Kiểm tra độ vồng,võng của dầm

- Xét tại mặt cắt giữa nhịp có độ võng lớn nhất
- Quy ước : độ võng xuống mang dấu dương, vồng lên mang dấu âm
- Mômen quán tính:
  - + Dầm nguyên khối: $I_g = 72.561.773.806,806\ mm^4$
  - + Dầm liên hợp: $I_c = 181.183.596.504,392\ mm^4$
  - + $P_i = \dfrac{4.048.160,220 + 4.048.160,161 + 4.040.178,319 + 4.010.978,19 + 4.026.848,45}{5}$

    $= 4.034.865,068 mm^4$

a. Độ vồng do dự ứng lực

$$f_{v.ps} = -\frac{P \times e \times L_{tt}^2}{8 \times E_{ci} \times I_g} = -\frac{4.034.865,068 \times 432,647 \times 24.400^2}{8 \times 35.441,7 \times 72.561.773.806,806} = -53,031 \text{ mm}$$

b. Độ võng do trọng lượng bản thân dầm

$$f_{v.DC1} = \frac{5 \times DC_1 \times L_{tt}^4}{384 \times E_{ci} \times I_g} = \frac{5 \times 11,33 \times 24.400^4}{384 \times 35.441,7 \times 72.561.773.806,806} = 20,488 \text{ mm}$$

c. Độ võng do bản mặt cầu, dầm ngang, ván khuôn, vách ngăn.

$$f_{v.DC2} = \frac{5 \times DC_2 \times g \times L_{tt}^4}{384 \times E_{ci} \times I_g} = \frac{5 \times 11,74 \times 24.400^4}{384 \times 35.441,7 \times 72.561.773.806,806} = 15,942 \text{ mm}$$

d. Độ võng do gờ chắn, lan can.

$$f_{v.DC3} = \frac{5 \times DC_3 \times L_{tt}^4}{384 \times E_c \times I_c} = \frac{5 \times 7,272 \times 24.400^4}{384 \times 38.006,989 \times 181.183.596.504,392} = 5,191 \text{mm}$$

e. Độ võng do lớp phủ và trang bị trên cầu

$$f_{v.DW} = \frac{5 \times DW \times L_{tt}^4}{384 \times E_c \times I_c} = \frac{5 \times 14,2025 \times 24.400^4}{384 \times 38.006,989 \times 181.183.596.504,392} = 9,4 \text{ mm}$$

f. Độ vồng của dầm sau khi căng cáp dự ứng lực

$$f_{v.TC} = f_{v.ps} + f_{v.DC1} = -53,031 + 20,488 = -32,544 \text{mm}$$

g. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các tải trọng thường xuyên

$$f_{v.TTTX} = f_{v.ps} + f_{v.DC1} + f_{v.DC2} + f_{v.DC3} + f_{v.DW}$$
$$= -53,031 + 20,488 + 15,942 + 5,191 + 9,4 = -2,011 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ vồng lên

h. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các hoạt tải tải trọng thường xuyên

– Điều kiện kiểm toán:

$$f_{v.LL} \le \frac{L_{tt}}{800} \text{ và } f_{v.LLvPL} \le \frac{L_{tt}}{1000}$$

Trong đó :

$f_{v.LL}$: độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe

Lấy bằng trị số lớn hơn của kết quả tính của xe tải thiết kế đơn; 25% của xe tải thiết kế cùng tải trọng làn

$f_{v.LLvPL}$: độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe và người đi

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.

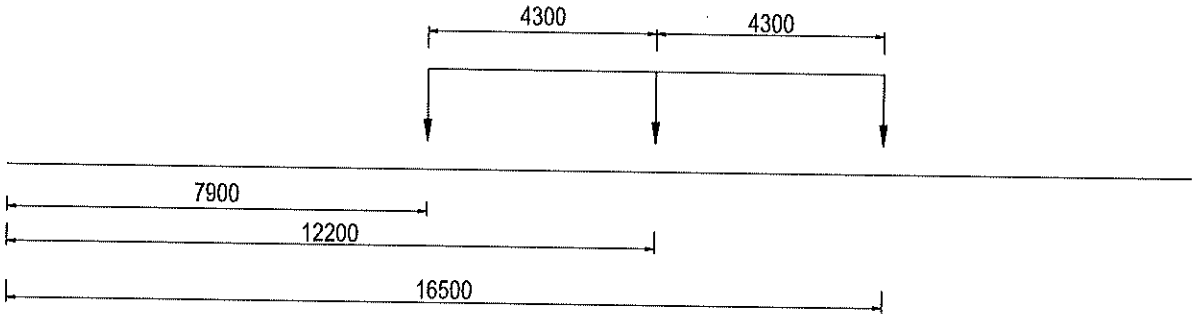
$$D_f = \frac{n_{lan}}{N_b} = \frac{2}{6} = 0,333$$

– Tính độ võng do xe tải đơn:

$$P_1 = P_2 = D_f \times 145000 = 0,333 \times 145.000 \times 0,5 = 24.166,167 \text{ N}$$

$$P_3 = D_f \times 35000 = 0.333 \times 35000 \times 0.5 = 5833.33 \text{ N}$$

– Bố trí xe tại vị trí bất lợi nhất như hình vẽ:



Hình 4.15 Bố trí xe tính độ võng do xe tải đơn

Độ võng của dầm do tải trọng xe 3 trục tính theo công thức sau:

$$\Delta_x = \frac{Pbx}{6E_cI_cL_{tt}}\left(L_{tt}^2 - b^2 - x^2\right)$$

+ ***Trong đó***: P là lực tập trung

L là chiều dài nhịp tính toán

x là điểm cần tính tới gối

b= Ltt-x

E_cI_c là độ cứng của dầm trong giai đoạn khai thác

h1. *Độ võng của dầm do tải trọng trục P1 gây ra*

$$\Delta_1 = \frac{P_1bx}{6E_cI_cL_{tt}}\left(L_{tt}^2 - b^2 - x^2\right) = \frac{24.166,167 \times \left(24.400 - 7.900\right)}{6 \times 38.006,989 \times 181.183.596.504,392 \text{x} 24.400}$$
$$\times\left(24.400^2 - \left(24.400 - 7.900\right)^2 - 7.900^2\right) = 1,061 \text{ mm}$$

h2. *Độ võng của dầm do tải trọng trục P2 gây ra*

$$\Delta_2 = \frac{P_1bx}{6E_cI_cL_{tt}}\left(L_{tt}^2 - b^2 - x^2\right) = \frac{24.166,167 \times \left(24.400 - 12.200\right)}{6 \times 38.006,989 \times 181.183.596.504,392 \text{x} 24.400}$$
$$\times\left(24.400^2 - \left(24.400 - 12.200\right)^2 - 12.200^2\right) = 0,846 \text{ mm}$$

h3. *Độ võng của dầm do tải trọng trục P3 gây ra*

$$\Delta_3 = \frac{P_1 bx}{6E_c I_c L_{tt}}\left(L_{tt}^2 - b^2 - x^2\right) = \frac{5.833,33\times\left(24.400-16.500\right)}{6\times 38.006,989\times 181.183.596.504,392\text{x}24.400}$$
$$\times\left(24.400^2 - \left(24.400-16.500\right)^2 - 16.500^2\right) = 0,074 \text{ mm}$$

Độ võng của dầm do xe tải thiết kế:

$$\Delta = (\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3) = (1,061 + 0,846 + 1,981) = 1,981 \text{ mm}$$

– *Độ võng do tải trọng làn:*

$$f_{v.lan} = \frac{5\times q_{lan}\times L_{tt}^4}{384\times E_c\times I_c} = \frac{5\times 9,3\times 24.400^4}{384\times 38.006,989\times 181.183.596.504,392} = 6,233\text{mm}$$

– *Độ võng do 25% xe tải thiết kế với tải trọng làn thiết kế:*

$$f_{v.xe} = 25\%\times\Delta_3 + f_{v.lan} = 0,25\times 1,981 + 6,233 = 6,728 \text{ mm}$$

$$f_{LL} = \max\left(f_{v.xe};\ f_{v.3T}\right) = 6,728 \text{ mm}$$

– *Kiểm tra độ võng do xe nói chung:*

$$f_{v.kt} = 6,728 \text{ mm} \le \frac{L_{tt}}{800} = \frac{24.400}{800} = 30,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{thỏa}$$

4.4.5 Thiết kế lực cắt

Xét mặt cắt tại gối

Xác định sức kháng cắt danh định: $V_n = V_c + V_s + V_p$

V_c : sức kháng danh định của mặt cắt bêtông

V_s : sức kháng danh định do cốt thép chịu cắt

V_s : sức kháng danh định do cốt thép dự ứng lực uốn xiên

Chiều cao hữu hiệu d_v : (Cánh tay đòn giữa tổng hợp lực nén và tổng hợp lực kéo khi uốn)

$$d_v = \max\begin{cases} d_{ps} - \frac{a}{2} = 1060,727 - \frac{-34,696}{2} = 1078,075 \text{ mm} \\ 0,9\times d_{ps} = 0,9\times 1060,727 = 954,655\text{mm} \\ 0,72\times h = 0,72\times 1380 = 993,6 \text{ mm} \end{cases} = 1078,075 \text{ mm}$$

Xác định ứng suất cắt danh định và kiểm tra lực cắt

$$V_p = \sum f_{pf}\times A_{ps}\times\sin(\gamma_i) = 1156,2\times 140\times(16\times\sin(0) + 6\times\sin(5)) = 967.516,266 \ N$$

Xác định ứng suất cắt trung bình:

$$v=\frac{V_u-\phi_v V_p}{\phi_v\times b_v\times d_v}=\frac{776.423,728-0.9\times 967.516,266}{0,9\times 460\times 1078,075}=-0,211$$

Xác định tỷ số: $\frac{v}{f_c'}=\frac{-0,211}{50}=-0,004<0.25$ Thỏa mãn điều kiện không phải tăng tiết diện

Xác định thông số β,θ:

Tra bảng TCN để xác định β từ thông số ứng suất cắt $\frac{v}{f_c'}$

$$\varepsilon_x=\frac{\frac{M_u}{d_v}+0,5\times N_u+0,5\times V_u\times\cot g(\theta)-A_{ps}\times f_{po}}{E_s\times A_s+E_p\times A_{ps}}$$

$$=\frac{\frac{0}{1.078,075}+0,5\times 0+0,5\times 776.423,728\times\cot(28^0)-3080\times 11.197,511}{197.000\times 3080}=-0,0059257$$

Trong đó: $f_{pc}=\frac{-P_f}{A_g}-\frac{P_f\times e^2}{I_g}=-\frac{3.557.404,967}{680.276,788}-\frac{3.557.404,967\times 250,798^2}{81.644.505.431,190}=-7,97$

Ứng suất trong cáp dự ứng lực khi ứng suất bê tông bọc quanh nó bằng không:

$$f_{po}=f_{pf}+|f_{pc}|\times\frac{E_p}{E_c}=1156,2+|-7,97|\times\frac{197.000}{38.006,989}=1.197,511\ \text{Mpa}$$

Do ex<0 nên ta lấy giá trị tuyệt đối nhân với Fx:

$$F_s=\frac{A_s\times E_s+A_{ps}\times E_{ps}}{A_s\times E_s+A_{ps}\times E_{ps}+A_c\times E_c}$$

$$=\frac{3080\times 197.000}{3080\times 197.000+391.159,153\times 38.006,989}=0,0392$$

$$\varepsilon_x=|\varepsilon_x|\times F_s=0,00592\times|0,0392|=0,000232367$$

Vậy chọn: $\varepsilon_x=0,000232367$, θ=28, β=3

Sức kháng cắt danh định của bêtông:

$$V_c=0,083\times\beta\times\sqrt{f_c'}\times b_v\times d_v=0,083\times 3\times\sqrt{50}\times 550\times 1.078,075=125.510.247,422\ 1$$

Sức kháng cắt của cốt thép đai:

$$V_s=\frac{V_u}{\Phi}-V_c-V_p=\frac{776.423.728}{0,9},-125.510.247,422-967.516,266=-125.615.070,657N$$

Chọn cốt thép đai chống cắt bố trí theo cấu tại do V_S<0

Dùng thép đai là thép A_{II}, đường kính Φ12,thép đai 4 nhánh có diện tích nhánh đai là A_v=452 mm2.

Kiểm tra lại theo điều kiện cấu tạo :

Khoảng cách cốt đai tối đa:

$$S \le \left\{ \begin{array}{l} \dfrac{V_u}{f_c' \times b_v \times d_v} = \dfrac{776.423,728}{50 \times 460 \times 1.078,075} = 0,031 \le 0.1 \\ \dfrac{A_v \times f_{vy}}{0,083 \times \sqrt{f_c'} \times b_v} = \dfrac{452 \times 280}{0,083 \times \sqrt{50} \times 460} = 468,953 \\ \text{Min}\left(0,8 \times d_v = 862,46; 600\right) \end{array} \right\} = 468,9 \text{ mm}$$

Giả thiết chọn S=200 mm

Kiểm tra lại khả năng chịu kéo của cốt thép dọc.

Phải thoả mãn phương trình:

$$A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{ps} \ge \frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0,5 \times \frac{N_u}{\phi_\alpha} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g(\theta)$$

Trong đó:

$A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{ps}$ - Sức kháng cắt của vật liệu

$\dfrac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0,5 \times \dfrac{N_u}{\phi_\alpha} + \left(\dfrac{V_u}{\phi_v} - 0,5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g(\theta)$ - Lực cắt do ngoại lực tác dụng

Các giá trị tính toán được: (bỏ qua cốt thép thường)

$$T_d = A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{ps} = 3080 \times 1.791,697 = 5.518.427,724 \text{ N}$$

Xác định lại khả năng chịu cắt của cốt thép đai:

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \times \cot(\theta) = \frac{452 \times 280 \times 1.078,075}{200} \cot(28^0) = 1.337.597,293 \text{ N}$$

$$\frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0,5 \times \frac{N_u}{\phi_\alpha} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 \times V_s - V_p \right) \times \text{cotg}(\theta)$$

$$= \frac{0}{0,9 \times 1.078,075} + 0 + \left(\frac{776.423,728}{0,9} - 0,5 \times 1.337.597,293 - 967.516,266 \right) \times \text{cotg}\left(28^0\right)$$

$$= -1.516.298,888 \text{ N}$$

So sánh kết quả tính được so với phương trình :

$5.518.427,724 \text{ N} > -1.516.298,888 \text{ N}$

Vậy thoả mãn điều kiện sức kháng cắt của vật liệu.

Bảng 4.21 Tổng hợp thiết kế lực cắt tại các mặt cắt

Mặt cắt	I-I	II-II	III-III	IV-IV	V-V
A_{ps} (mm^2)	3080	3080	3080	3080	3080
f_{pf} (MPa)	1.156,200	1.124,191	1.135,409	1.118,958	1.138,476
b_w (mm)	200	200	200	200	200
H (mm)	1200	1200	1200	1200	1200
d_{ps} (mm)	1.060,727	1.091,545	1.205,545	1.295,000	1.285,417
A_g (mm^2)	680.276,7882	438.039,9461	438.039,946	438.039,946	438.039,946
Pf (N)	3.557.404,967	3.458.918,933	3.493.434,878	3.446.390,472	3.506.505,886
d_v (mm)	1.078,075	1.033,522	1.147,286	1.236,760	1.227,177
v (Mpa)	-0,177	0,902	-1,959	1,556	0,655
v/f'_c	-0,004	-0,018	-0,039	0,031	0,013
f_{pc} (MPa)	-7,970	-10,832	-13,959	-17,051	-17,051
f_{po} (MPa)	1.197,511	1.180,336	1.207,764	1.207,739	1.226,853
M_u (Nmm)	0	1.175.965.842,209	3.197.121.138,832	3.765.940.508,726	4.209.321.907,766
θ (độ)	28	28	28	28	28
ε_x	2,32E-04	2,70E+01	1,19E-04	8,65E-05	-6,42E-04
A_c (mm^2)	391.159,153	219.019,973	219.019,973	219.019,973	219.019,973
β (bảng)	3	3	3	3	3
S_{ctd} (mm)	200.000	300.000	300.000	300.000	300.000
f_y (MPa)	280	280	280	280	280
A_{vchon} (mm^2)	452	452	452	452	452
V_s (N)	1.337.597,293	427.439,703	475.402,139	512.477,845	508.506,788
V_c (N)	150.066.600,178	590.801,947	657.180,198	708.432,429	701.502,514
V_p (N)	967.516,266	940.730,775	950.118,162	0.000	0.000
V_u (N)	**776.423,728**	**678.796,929**	**450.639,005**	**346.338,143**	**144.647,594**

4.4.6.Tính toán móc cẩu dầm

Bố trí hai cáp 15,2 mm tại mỗi đầu dầm. Khi đặt cáp phải đặt đúng vị trí tim đá kê gối để đảm bảo đúng với trạng thái làm việc thực của dầm.

Tải trọng tác dụng lên móc cẩu dầm chỉ có trọng lượng bản thân dầm chủ, không xét lực quán tính.

Lực kéo tác dụng lên mỗi đầu dầm:

$$F_k = \frac{DC_1}{2} \times L = \frac{11,33}{2} \times 25.000 = 141.625\,\text{N}$$

Lực kéo sinh ra trong cáp dự ứng lực: $F = \frac{F_k}{2} = \frac{141.625}{2} = 70.812,5\,\text{N}$

Cường độ chịu kéo đứt của cáp: $f_{pu} = 1860\ Mpa$

Diện tích cáp tao 7 sợi: $A_{ps} = 140\ mm^2$

Số cáp cần thiết là: $n = \frac{F}{A_{ps} \times f_{pu}} = \frac{70.812,5}{1860 \times 140} = 0,272$

Để cho an toàn chọn n=2 tao cáo 7 sợi D=15,2 mm

CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ TRỤ CẦU – MÓNG TRỤ

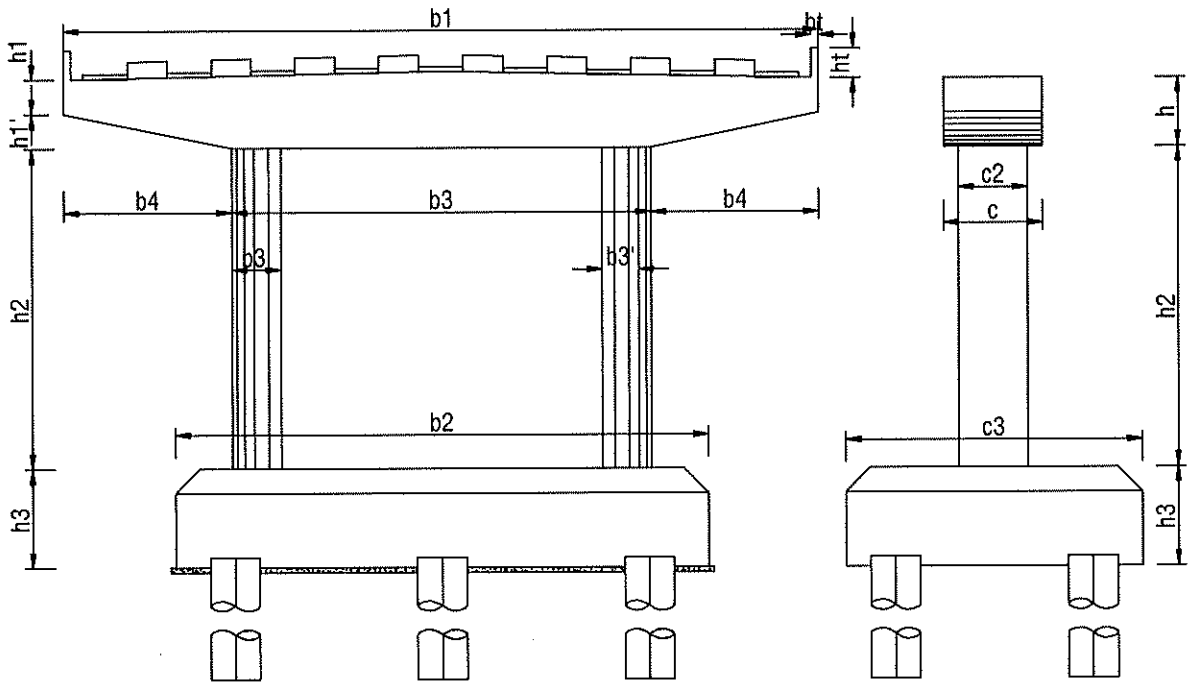
5.1.CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN

- Tên trụ tính toán: T1
- Quy trình thiết kế: 22 TCN 272-05
- Hoạt tải thiết kế: Tổ hợp xe0.5HL93 + Hoạt tải người

5.1.1.Kích thước hình học trụ:

- Số gối mố thiết kế: N = 6 (gối)
- Chiều cao gối thiết kế : h_g = 80 (mm)
- KC giữa các gối theo PNC: S = 2000 (mm)
- Số làn xe thiết kế: n = 2 (làn)

Các kí hiệu kích thước trụ:



Hình 5.1 kích thước chung trụ cầu

Bảng 5.1 Kích thước cơ bản trụ cầu

KÍ HIỆU	ĐƠN VỊ	GIÁ TRỊ
h	mm	1400
h_1	mm	700
h'_1	mm	700
h_2	mm	7300
h_3	mm	2000
c	mm	2000
c_2	mm	1400
c_3	mm	6000
b_1	mm	11500
b_2	mm	9500
b_3	mm	5500
b'_3	mm	700
b_4	mm	3000

5.2.CÁC ĐIỀU KIỆN CƠ BẢN

Mực nước thấp nhất $H_{min} = +20,22$ m

Mực nước thông thuyền $H_{max} = +27,01$ m

Cao độ mặt đường thiết kế +30,01 m

Cao độ đỉnh trụ +26,878 m

Cao độ đỉnh bệ trụ +19,041 m

Góc chéo của trụ so với tim cầu 90^0

Loại trụ: trụ đặc thân hẹp

5.3.SỐ LIỆU KẾT CẤU PHẦN TRÊN.

- Số lượng dầm N = 6 dầm
- Khoảng cách các dầm S = 2 m
- Chiều dài thực tế L = 25 m

- Chiều dài tính toán $L_{tt} = 24,4$ m
- Tổng bề rộng cầu B = 11,5 m
- Bề rộng lề người đi $B_{bh} = 2x1,25$ m
- Chiều cao dầm I h = 1,2 m
- Chiều dầy bản mặt cầu $h_f = 0,2$ m
- Kích thước đá kê gối a x b x c = 0,8 x 0,80 x 0,3
- Gối cầu: a' x b' x c' = 0,40 x 0,50 x 0,08
- Số làn xe thiết kế n = 2 làn
- Hệ số xung kích IM = 0,25

5.4.VẬT LIỆU SỬ DỤNG

Cường độ chịu nén của bêtông $f_c^{'} = 35$ MPa

Khối lượng riêng của bêtông $\gamma_c = 0,25 \times 10^{-4} N/mm^3$,

Môđun đàn hồi của bêtông $E_c = 0,043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{35} = 29.910 MPa$

Cường độ chảy dẻo của cốt thép $f_y = 280$ MPa

Giới hạn ứng suất nén: $0,45 \times f_c^{'} = 0,45 \times 35 = 16$ MPa

Giới hạn ứng suất kéo: $0.5 \times \sqrt{f_c^{'}} = 0,5 \times \sqrt{35} = 3$ MPa

5.5.TĨNH TẢI

5.5.1.Kết cấu phần trên:

a) Dầm chủ:

Tĩnh tải dầm chủ coi là tải trọng rải đều suốt chiều 1 dầm chính:

$DC'_{dc} = 11,33$ N/mm (đã tính phần dầm chính)

b) Bản mặt cầu:

Tĩnh tải phần bản mặt cầu phân bố đều trên 1 dầm chính:

$DC^{g}_{bmc} = 9,58$ N/mm

c) Dầm ngang:

Tĩnh tải phần dầm ngang phân bố đều trên 1 dầm chính:

$DC_{dn} = 2,16$ N/mm

d) Ván khuôn lắp ghép:

Tĩnh tải phần ván khuôn lắp ghép phân bố trên 1 dầm chính:

$$DC_{vk} = \gamma_c \times b_{vk} \times h_{vk} = 0,25 \times 10^{-4} \times 1.335 \times 40 = 1,335 \text{ N/mm}$$

e) Tải trọng lan can và lề bộ hành

Ta giả thiết tải trọng lan can, lề bộ hành được qui về bó vỉa và truyền xuống dầm biên và dầm giữa là khác nhau, phần nằm ngoài bản hẫng sẽ do dầm biên chịu, còn phần nằm trong sẽ chia cho dầm biên và dầm trong chịu theo tỉ lệ khoảng cách từ diểm đặt lực đến mỗi dầm.

Tĩnh tải do thanh lan can (đã tính ở phần lan can, tay vịn): $g_{tlc} = 0,095$ N/mm

Tĩnh tải do cột lan can qui về lực phân bố là:

$$g_{clc} = 0,193 \text{ N/mm}$$

Tĩnh tải bó vỉa, lan can tay vịn và lề bộ hành.

$$DC_{3-1} = DC_{bvia} + 1/2\,bh = 1,5+1/2\times 1,0625 = 2,031 \text{ N/mm}$$

Tĩnh tải lan can tay vịn và một nửa lề bộ hành.

$$DC_{3-2} = DC_{lc} + DC_{tuong} + \frac{1}{2}bh = 0,392 + 4,063 + \frac{1}{2}1,0625 = 4,986 \text{ N/mm}$$

Khoảng cách từ tim dầm biên đến mép trong bó vỉa là d_e = -550 mm

Dầm biên:

$$P_{2b} = \frac{S - d_e + 100}{S} \times DC_{3-1} = \frac{2000\text{-}550 + 100}{2000} \times 2,031 = 1,574 \text{ N/mm}$$

Dầm giữa:

$$P_{2g} = \frac{d_e - 100}{S} \times DC_{3-1} = \frac{550 - 100}{2000} \times 2,031 = 0,457 \text{ N/mm}$$

Vậy

Dầm biên: $DC_3^b = DC_{3-2} + P_{2b} = 4,986 + 1,576 = 6,56$ N/mm

Dầm giữa: $DC_3^g = P_{2g} = 0,457$ N/mm

f) Tĩnh tải lớp phủ mặt cầu và tiện ích công cộng

Lớp phủ bê tông atfan và lớp phòng nước coi như phân bố đều trên các dầm chủ:

$$DW_1 = \frac{14,2025}{6} = 2,338 \text{ N/mm}$$

Tiện ích và trang thiết bị trên cầu có tính đến lớp phủ:

$$DW_4 = 2,338 + 0,05 = 2,388 \text{ N/mm}$$

Phản lực gối không có hệ số do một dầm chủ tác dụng lên xà mũ

Dầm biên:

$$V_{DC}^{b} = \left[\left(DC_{dc} + DC_{bmc} + DC_{dn} + DC_{3}^{b} + DW\right)\times 25.000\right]\times 0,5$$
$$= \left[\left(11,33 + 9,58 + 2,16 + 6,56 + 2,388\right)\times 25.000\right]\times 0,5$$
$$= 400.225\ \text{N}$$

Dầm giữa:

$$V_{DC}^{g} = \left[\left(DC_{dc} + DC_{bmc} + DC_{dn} + DC_{3}^{b} + DW\right)\times 25.000\right]\times 0,5$$
$$= \left[\left(11,33 + 9,58 + 2,16 + 0,457 + 2,388\right)\times 25.000\right]\times 0,5$$
$$= 318.796,25\text{N}$$

5.5.2.Kết cấu phần dưới:

a) Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân xà mũ:

$$DC_{xamu} = \left[b_3\times h\times c + \left(\frac{h_1\times c + h\times c}{2}\right)\times b_4\right]\times\gamma_c =$$
$$= \left[5500\times 1400\times 2000 + \left(\frac{700\times 2000 + 1400\times 2000}{2}\right)\times 3000\right]\times 0,25\times 10^{-4}$$
$$= 542.500\ \text{N}$$

b) Phần tĩnh tải do gối kê:

$$DC_{g} = 80\times 400\times 500\times 0,785\times 10^{-4} = 1256\ \text{N}$$

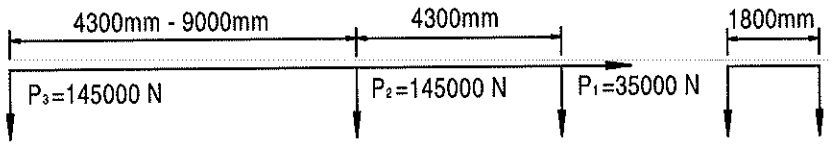
c) Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân trụ được xem là lực thẳng:

$$DC_{tru} = \left(3,14\times b_3^{'2} + \left(b_3 - 2\times b_3^{'}\right)\times c_2\right)\times h_2\times\gamma_c =$$
$$= \left[3,14\times 700^2 + \left(5500 - 2\times 700\right)\times 1400\right]\times 7837\times 0,25\times 10^{-4}$$
$$= 1.426.059,705\ \text{N}$$

5.6.HOẠT TẢI 0.5 HL93:

5.6.1.Xe tải thiết kế:

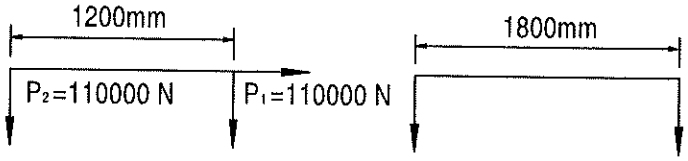
Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 0,5x35000 N, hai trục sau mỗi trục nặng 0,5x145000N, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300 mm, khoảng cách hai trục sau thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800 mm



Theo phương dọc *Theo phương ngang*

5.6.2.Xe hai trục thiết kế:

Xe hai trục: gồm có hai trục, mỗi trục nặng 0.5x110KN, khoảng cách giữa hai trục không đổi là 1200mm, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm



Theo phương dọc *theo phương ngang*

5.6.3.Tải trọng làn:

Tải trọng làn: bao gồm tải trọng rải đều 9.3N/mm. xếp tho phương dọc cầu, theo phương ngang cầu tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm, tải trọng làn có thể xe dịch theo phương ngang để gây ra nội lực lớn nhất.

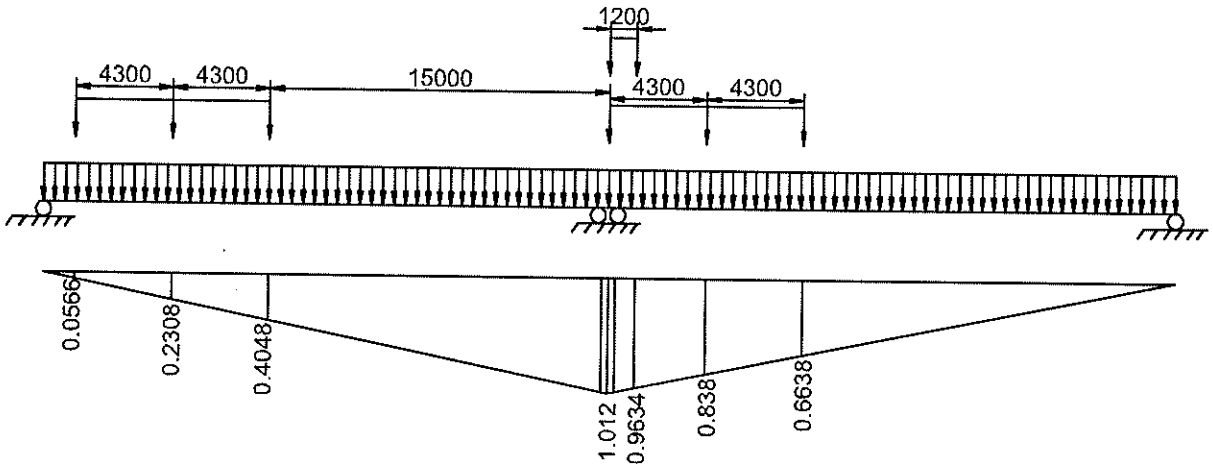


- Tải trọng làn là tải trọng phân bố dọc dầm với độ lớn: g_{LAN}= 9.3 N/mm

5.6.4.Tải trọng người bộ hành

Tải trọng người bộ hành phân bố đều trên toàn bộ bề rộng 1500 mm của lề bộ hành và kéo dài đến hết chiều dài nhịp dầm. Ta chuyển từ tải trọng phân bố trên diện tích thành tải trọng phân bố theo phương dọc cầu, bằng cách nhân giá trị độ lớn với 1500 mm. Được giá trị độ lớn phân bố trên chiều dài.

5.6.5.Sơ đồ xếp tải dọc cầu xác định lực nén lớn nhất:



Hình 5.2 Sơ đồ xếp tải theo phương dọc cầu

Phản lực gối do 2 xe tải 3 trục:

$$R_p^{TR} = P_1 \times y_3 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_1$$
$$= 0,5 \times 145000 \times 1,012 + 0,5 \times 145000 \times 0,838 + 0,5 \times 35000 \times 0,6638$$
$$= 145.741,5 \text{ N}$$

$$R_T^{TR} = P_1 \times y_4 + P_2 \times y_5 + P_3 \times y_6$$
$$= 0,5 \times 145000 \times 0,0566 + 0,5 \times 145000 \times 0,2308 + 35000 \times 0,4048$$
$$= 27.920,5 \text{ N}$$

$$R^{(2)TR} = R_T^{TR} + R_p^{TR} = 145.741,5 + 27.920,5 = 173.662 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do xe tandem:

$$R^{tadem} = 110000 \times (1,012 + 0,9634) \times 0,5 = 108.647 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng làn gây ra trên 2 nhịp :

$$R_p^{lane} = R_t^{lane} = 9,3 \times (25000 - 300) \times 1,012 \times 0,5 = 116.233,26 \text{ N}$$

$$R^{(2)lane} = R_T^{lane} + R_p^{lane} = 116.233,26 \times 2 = 232.466,52 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng người bộ hành gây ra trên 2 nhịp :

$$R_p^{PL} = R_t^{PL} = 3,75 \times (25000 - 300) \times 1,012 \times 0,5 = 56.241,9 \text{ N}$$

$$R^{(2)PL} = R_T^{PL} + R_p^{PL} = 112.483,8 \text{ N}$$

So sánh các tổ hợp do hoạt tải gây ra:

Tổ hợp 1: $R = 0.9 \times (R_{(2)}^{lan} + R_{(2)}^{TR}) + R_{(2)}^{PL} = 0,9 \times (232.466,52 + 173.662) + 112.483,8$
$= 477.999,468 \text{ N}$

Tổ hợp 2:

$$R = (R_{(2)}^{PL} + R_{(2)}^{lan} + R_{(2)}^{Tan}) = (112.483,8 + 232.466,52 + 108.647) = 453.597,32 \text{ N}$$

Tổ hợp 3:

$$R = (R_{(1)}^{PL} + R_{(1)}^{lan} + R_{(1)}^{TR}) = (56.241,9 + 116.233,26 + 173.662) = 346.137,16 \text{ N}$$

Chọn tổ hợp 1 để tính toán do tổ hợp 1 có phản lực tại gối lớn nhất và tổ hợp 3 vì có thể tạo momen uốn với trụ lớn nhất

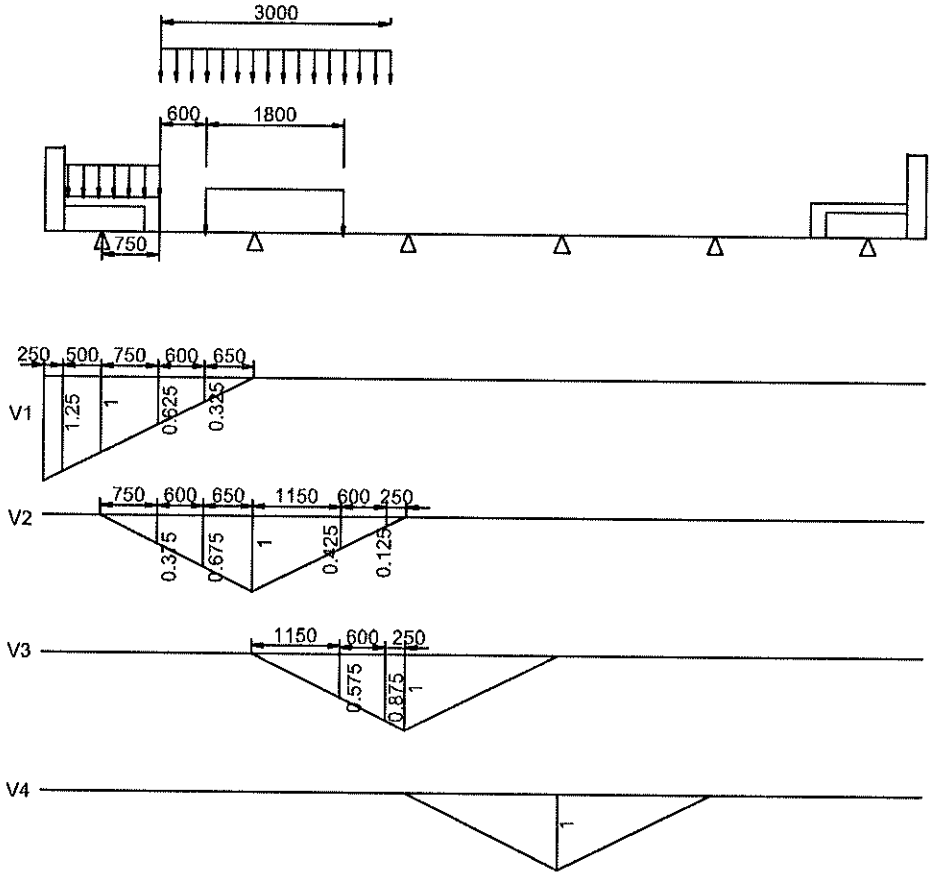
Bảng tổng hợp phản lực gối của từng thành phần hoạt tải

Truck	Phải	y_1	1,012	72500	145.741,5
		y_2	0,838	72500	
		y_3	0,664	17500	
	Trái	y_1	0,057	72500	27.920,5
		y_2	0,231	72500	
		y_3	0,405	17500	
Lane	Phải	Ω_{Lane}	12350	9.300	232.466,52

	Trái	Ω_{Lane}	12350	9.300	
PL	Phải	Ω_{PL}	12350	3.75	112.483,8
	Trái	Ω_{PL}	12350	3.75	
Tandem		y_1	10012	55000	108.647
		y_2	0,936	55000	

5.6.6.Xếp hoạt tải theo phương ngang cầu để xác định momen lớn nhất.

5.6.6.1Sơ đồ xếp 1 làn chất tải



Hình 5.3 Sơ đồ xếp tải theo phương ngang cầu trường hợp 1 làn chất tải

$$V_t^{lane} = \frac{m \times R_t^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000} \; ; \; V_p^{lane} = \frac{m \times R_p^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000}$$

$$V_t^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} \; ; \; V_p^{PL} = \frac{R_p^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500}$$

$$V_t^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i \; ; \; V_p^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$

Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

Gối 1: (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1250 \times 0,625 \times 0,5 = 390,625 \; mm^2$

$$\Omega_{PL} = 1250 \times 0,5 \times (1,25 + 0,625) = 1.171,875 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0,325$$

Vậy :

$$V_{lt}^{Lane} + V_{lp}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1,2 \times 116.233,26 \times 390,625}{3000} = 18.161,447 \text{ N}$$

$$V_{lt}^{PL} + V_{lp}^{PL} = \frac{R^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{56.241,9 \times 1.171,875}{1500} = 43.938,98 \text{ N}$$

$$V_{lt}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 27.920,5 \times 0,5 \times 0,325 = 5.444,4975 \text{ N}$$

$$V_{lp}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 145.741,5 \times 0,5 \times 0,325 = 28.419,5925 \text{N}$$

Gối 2: (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lane} = 1250 \times 0,5 \times (0,375 + 1) + 1750 \times 0,5 \times (1 + 0,125) = 1.843,75 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 750 \times 0,5 \times 0,375 = 140,625 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0,425 + 0,675 = 1,1$$

$$V_t^{Lane} + V_p^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1,2 \times 116.233 \times 1.843,75}{3000}$$
$$= 85.722,029 \text{ N}$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{56.241,9 \times 140,625}{1500} = 5.272,678 \text{ N}$$

$$V_{2t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 27.920,5 \times 0,5 \times 1,1 = 18.427,53 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 145.741,5 \times 0,5 \times 1,1 = 96.189,39 \text{ N}$$

Gối 3 : (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 0,785 \times 0,5 \times 1750 = 765,625 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0,575$$

$$V_t^{Lane} + V_p^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1,2 \times 116.233,26 \times 765,625}{3000}$$
$$= 35.596,436$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{160.300,8 \times 0}{1500} = 0 \text{ N}$$

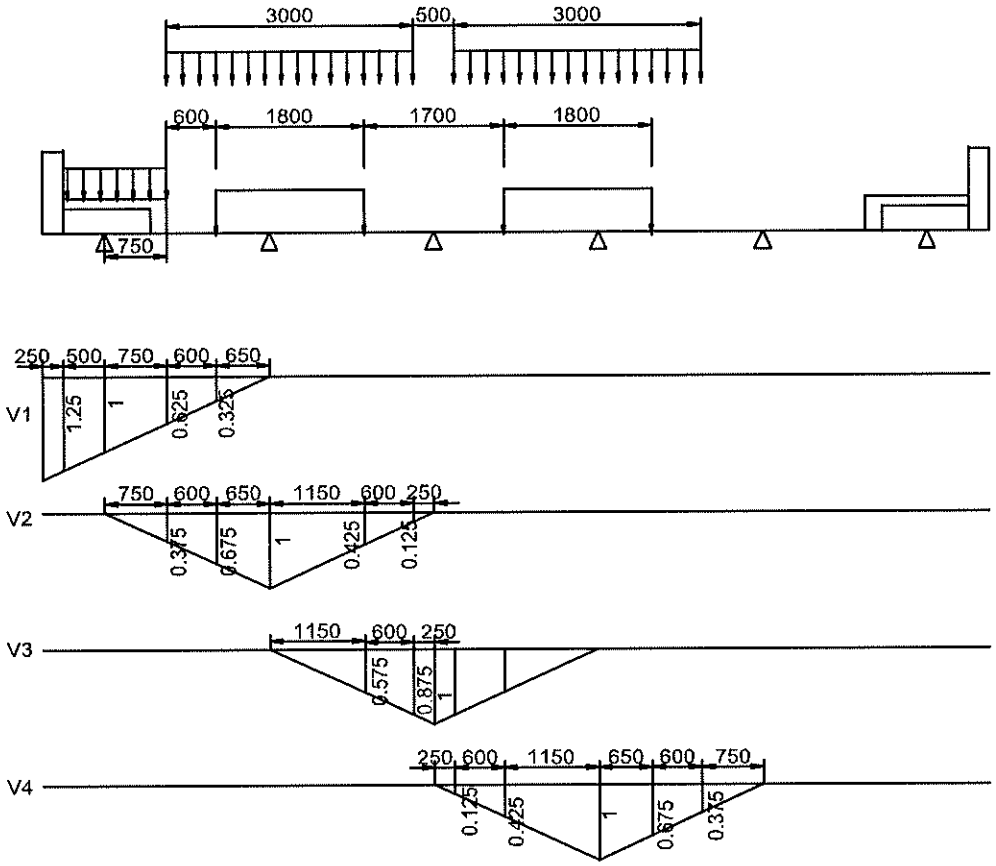
$$V_{2t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 27.920,5 \times 0,5 \times 0,575 = 9632,5725 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 145.741,5 \times 0,5 \times 0,575 = 50.280,8175 \text{ N}$$

Bảng 5.2 Tổng hợp phản lực gối khi xét 1 làn chất tải

Gối		1	2	3	4
Ω_{Lane}		390,625	1.843,750	765,625	0.000
Ω_{PL}		1.171,875	140,625	0	0.000
Σy		0,325	1,100	0,575	0.000
Lane	Phải	18.161,447	85.722,029	35.596,436	0.000
	Trái	18,161,447	85.722,029	35.596,436	0.000
PL	Phải	43.938,984	5.272,678	0	0.000
	Trái	43.938,984	5.272,678	0	0.000
Truck	Phải	28.419,593	96.189,390	50.280,818	0.000
	Trái	5.444,498	18.427,530	9.632,573	0.000
Tổng		158.064,953	296.606,335	131.106,262	0.000
e		5.000	3.000	1000	0.000
Mxi		790.324.762,5	889.819.004,25	131.106.261,75	0.000
Tổng Mxi		1.811.250.028,5			

5.6.6.2.Sơ đồ xếp 2 làn chất tải



$$V_t^{lane} = \frac{m \times R_t^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000} \; ; \; V_p^{lane} = \frac{m \times R_p^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000}$$

$$V_t^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} \; ; \; V_p^{PL} = \frac{R_p^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500}$$

$$V_t^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i \; ; \; V_p^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$

Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

Gối 1: (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1250 \times 0,625 \times 0,5 = 390,625 \text{ mm}^2$

$\Omega_{PL} = 1250 \times 0,5 \times (1,25 + 0,625) = 1171,875 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0,325$

Vậy :

$$V_{lt}^{Lane} + V_{lp}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 116.233,26 \times 390,625}{3000} = 15.134,539 \text{ N}$$

$$V_{lt}^{PL} + V_{lp}^{PL} = \frac{R^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{56.241,9 \times 1.171,875}{1500} = 43.938,98 \text{ N}$$

$$V_{1t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 27.920,5 \times 0,5 \times 0,325 = 4.537,081 \text{ N}$$

$$V_{1p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 145.741,5 \times 0,5 \times 0,325 = 23.683 \text{N}$$

Gối 2: (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lane} = 1250 \times 0.5 \times (0,375 + 1) + 1750 \times 0,5 \times (1 + 0,125) = 1843,75 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 750 \times 0,5 \times 0,375 = 140,625 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0,425 + 0,675 = 1,1$$

$$V_t^{Lane} + V_p^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 116.233 \times 1843,75}{3000}$$
$$= 71.434,86 \text{ N}$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{56.241,9 \times 140,625}{1500} = 5.272,678 \text{ N}$$

$$V_{2t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 27.920,5 \times 0,5 \times 1,1 = 15.356,275 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 145.741,5 \times 0,5 \times 1,1 = 80.157,825 \text{ N}$$

Gối 3 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 0,875 \times 0,5 \times 1750 \times 2 = 1531,25 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0,575 + 0,575 = 1,15$$

$$V_t^{Lane} + V_p^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 116.233,26 \times 1531,25}{3000}$$
$$= 59.327,393$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{160.300,8 \times 0}{1500} = 0 \text{ N}$$

$$V_{2t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 27.920,5 \times 0,5 \times 1,15 = 16.057,163 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 145.741,5 \times 0,5 \times 1,15 = 83.801,363 \text{ N}$$

Gối 4 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = (0.125+1)\times 1750\times 0,5+(1+0,375)\times 1250\times 0,5 = 1843,75\ mm^2$

$\Omega_{PL} = 0\ mm^2$

$\sum y_i = 0,425+0,675=1,1$

$$V_t^{Lane} + V_p^{Lane} = \frac{m\times R^{lane}\times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1\times 116.233,26\times 1843,75}{3000}$$

$$= 71.435,024$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL}\times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{160.300,8\times 0}{1500} = 0\ N$$

$$V_{2t}^{TR} = m\times R_t^{TR}\times 0,5\times \sum y_i$$

$$= 1\times 27.920,5\times 0,5\times 1,1 = 15.356,275\ N$$

$$V_{2p}^{TR} = m\times R_p^{TR}\times 0,5\times \sum y_i$$

$$= 1\times 145.741,5\times 0,5\times 1,1 = 80.157,825\ N$$

Bảng 5.3 Tổng hợp phản lực gối khi xét 2 làn chất tải

Gối		1	2	3	4
Ω_{Lane}		390,625	1.843,750	1.531,250	1.843,750
Ω_{PL}		1.171,875	140,625	0.000	0.000
Σy		0,325	1,100	1,150	1,100
Lane	Phải	15.134,539	71.435,024	59.327,393	71.435,024
	Trái	15.134,539	71.435,024	59.327,393	71.435,024
PL	Phải	43.938,984	5.272,678	0.000	0.000
	Trái	43.938,984	5.272,678	0.000	0.000
Truck	Phải	23.682,994	80.157,825	83.801,363	80.157,825
	Trái	4.537,081	15.356,275	16.054,288	15.356,275
Tổng		146.367,122	248.929,505	218,510.436	238,384.149
e		5000	3000	1,000.000	0.000
Mxi		731.835.609,375	746.788.515	218.510.436,250	0.000
Tổng Mxi		1.697.134.560,625			

Xét sơ bộ ta thấy trường hợp xếp 1 làn chất tải tạo ra momen uốn quanh trục ngang cầu M_x lớn hơn nên ta dùng trường hợp này để tính toán.

5.6.7.Lực hãm xe (BR):

Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo quy trình và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800 mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương lai.

Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2.

Lực hãm do 2 làn xe tác dụng được phân bố đều cho 6 gối.

$$BR = 25\% \times P_{tr} \times m \times n = 0,25 \times 0,5 \times (35000 + 145000 + 145000) \times 1 \times 2 = 81.250$$

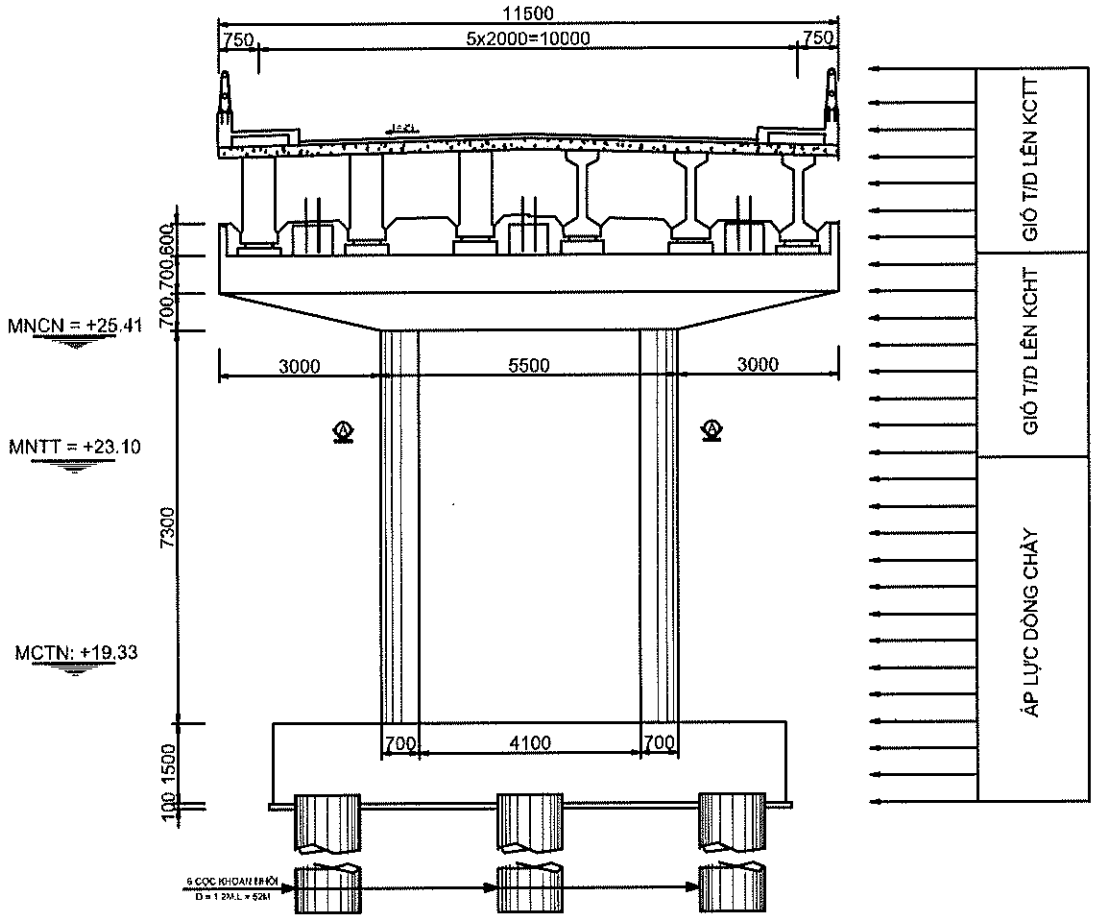
Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đỉnh bệ cọc : **12512** mm

Khoảng cách từ mặt điểm đặt lực đến đáy bệ : **14512** mm

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ: $M_y = 81.250 \times 12.512 = 1.016.600.000$ N.mm

Mômen tại mặt cắt đáy bệ: $M_y = 81.250 \times 14.512 = 1.179.100.000$ N.mm

5.7.TẢI TRỌNG GIÓ TÁC DỤNG LÊN TRỤ



Hình 5.4 Sơ đồ tải trọng gió tác dụng lên kết cấu

5.7.1.Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu thượng tầng (WS_{sup})

Diện tích hứng gió của kết cấu thượng tầng bxh được tính trên 2 nhịp như sau:

$b = 25000$ mm và

$$h' = h_{lc} + h_{dc} + h_{bmc} = 1400 + 1200 + 200 = 2800 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{wsup} = 25000 \times 2800 = 70000000 \text{mm}^2$$

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:

$$P_B = 0.0006 \times V^2 \times C_d \geq 1.8 \text{ (KN)}$$

Trong đó :

Tốc độ gió V_B giả sử được lấy trong vùng 4 do đó tốc độ gió $V_B = 45 \text{m/s},\ S = 1{,}14$

$$\Rightarrow V = V_B \times S = 45 \times 1{,}14 = 51{,}3 \text{ m/s}$$

Đối với sức gió tiêu chuẩn $\Rightarrow V = V_B \times S = 25 \times 1{,}14 = 28{,}5 \text{ m/s}$

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 = 11500 Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)

d = 2800 Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc, nếu có (mm). Trong bài, ta lấy hệ số cản gió $C_d = 1,35$

$$\Rightarrow P_B = 0,0006 \times (51,3)^2 \times 1,35 = 2,13 \ KN/m^2$$

Tương tự với sức gió tiêu chuẩn là 25 m/s thì ta có

$\Rightarrow P_{B25} = 0,0006 \times 28,5^2 \times 1,35 = 0.65 \ KN/m^2 < 1,8$ vậy giá trị thiết kế là 1.8

Giả sử mặt hứng gió vuông góc phương gió, khi đó gió ngang là:

$\Rightarrow$ Lực gió: $WS_{45} = P_B \times A_{sup} = 2.1 \times 70000000 \times 10^{-3} = 147000 \ N$

$WS_{25} = P_{B25} \times A_{sup} = 1.8 \times 70000000 \times 10^{-3} = 126000 \ N$

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ: $M_x = WS_{sup} \times Z_i$

Trong đó: Z_1 là khoảng cách từ trọng tâm đặt lực đến mặt cắt đỉnh bệ.

Z_2 là khoảng cách từ trọng tâm đặt lực đến mặt cắt đáy bệ.

Ký hiệu	P_B	A_{sup}	WS	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	kN/m^2	mm^2	N	mm	mm	Nmm	Nmm
45 m/s	2,132	70.000.000	149.216,823	10.637	12.637	1.587.219.346	1.885.652.992
25 m/s	1,800	70.00.000	126.000	10.637	12.637	1.340.262.000	1.92.262.000

5.7.2.Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu hạ tầng

$$WS_{sub} = WS_{xamu} + WS_{th.tru}$$

Ứng với tốc độ gió tính toán 45m/s

$$WS_{xamu} = P_B \times A_{xamu} = 2,1 \times h \times c = 2,1 \times 1,4 \times 2$$
$$= 5,968 \ KN = 5968 \ N$$

$$WS_{th.tru} = P_B \times D_{th.tru} = 2,132 \times c_2 \times b_2 = 2,1 \times 1,4 \times 7,837$$
$$= 23,388 \ KN = 23.388,245 \ N$$

$$WS_{sub} = WS_{xamu} + WS_{th.tru} = 5968,7 + 23.388,245 = 29.356,918\ N$$

Ứng với tốc độ gió tính toán 25m/s

$$WS_{xamu} = P_B \times A_{xamu} = 1,8 \times h \times c = 1,8 \times 1,4 \times 2$$
$$= 5,04KN = 5040\ N$$

$$WS_{th.tru} = P_B \times D_{th.tru} = 1,8 \times c_2 \times b_2 = 1,8 \times 1,4 \times 7.837$$
$$= 19,749\ KN = 19.749,240\ N$$

$$WS_{sub} = WS_{xamu} + WS_{th.tru} = 5040 + 19.749,24 = 24.789,240\ N$$

Bảng giá trị nội lực do gió ngang tác động lên xà mũ

Kí hiệu	P_B	A_{sup}	WS	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	kN/m^2	mm^2	N	mm	mm	Nmm	Nmm
45 m/s	2,132	2.800.000	5968,67292	8537	10.537	50.954.560,72	62.891.907
25 m/s	1,800	2.800.000	5040	8537	10.537	43.026.480	53.106.480

Bảng giá trị nội lực do gió ngang tác động lên thân trụ

Kí hiệu	P_B	A_{sup}	WS	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	kN/m^2	mm^2	N	mm	mm	Nmm	Nmm
45 m/s	2,132	3.679.200	23.388,24484	6523	8523	152.561.521,1	199.338.011
25 m/s	1,8	3.679.200	19.49,24	6523	8523	128.824.292,5	168.22.773

5.7.3.Tải trọng gió dọc tác dụng lên kết cấu hạ tầng

$$WS_{xamu} = P \times A_{xamu} = 2,13 \times (0,5 \times 700 \times (11500 + 5500) + 700 \times 11500)$$
$$= 29.843\ N$$

Bảng giá trị nội lực do gió dọc tác động lên xà mũ

Kí hiệu	P_B	A_{sup}	WS	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	kN/m^2	mm^2	N	mm	mm	Nmm	Nmm
59 m/s	2,132	14.000.000	29.843,365	8537	10.537	254.772.803,6	314.459.533
25 m/s	1,800	14.000.000	25.200	8537	10.537	215.132.400	265.532.400

Bảng giá trị nội lực do gió dọc tác động lên thân trụ

Kí hiệu	P_B	A_{sup}	WS	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	kN/m^2	mm^2	N	mm	mm	Nmm	Nmm
59 m/s	2,132	14.454.000	30.811,14228	6523	8523	200.81.081,1	262.603.366
25 m/s	1,800	14.454.000	26.017,2	6523	8523	169.710.195,6	221.744.596

5.7.4.Tải trọng gió tác dụng lên hoạt tải (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 lên trụ $L = 25000 \quad mm$

$$WL_n = 1,5 \times 25000 = 37.500 \text{ N}$$

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đỉnh bệ cọc :Z_1 =13837 mm

Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đáy bệ :Z_2= 15837mm

$$M_x = WL_n \times Z$$

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. Lấy trường hợp xếp xe hết toàn bộ mặt cầu.

$$WL_{dl} = 0,75 \times 8500 = 6375 \text{ N}$$

Momen tại đỉnh bệ và đáy bệ

$$M_y = WL_n \times Z_1 \text{ và } M_y = WL_n \times Z_2$$

Tải trọng gió dọc tác dụng lên hoạt tải

Ký hiệu	WL	WL	H_{WL}	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	N/mm	N	mm	mm	mm	Nmm	Nmm
Gió ngang	1,500	37.500	1800	13.837	15.837	518.887.500	593.887.500
Gió dọc	0,750	6375	1800	13.837	15.837	88.210.875	100.960.875

5.8.TẢI TRỌNG NƯỚC TÁC DỤNG LÊN TRỤ

Lực đẩy nổi

Theo như bố trí cấu tạo thì bệ trụ được đặt dưới mực nước thấp nhất , do đó ta tính áp lực nước đẩy nổi tác dụng lên phần trụ ngập trong nước và ta tính với mực nước thông thuyền.

Lực đẩy nổi của nước là một lực đẩy hướng lên trên, được lấy bằng tổng của các thành phần thẳng đứng của áp lực tĩnh tác dụng lên tất cả các bộ phận nằm dưới mực nước thiết kế.

Ap lực đẩy nổi được xác định theo công thức :

$$B = \gamma_w \times V_0$$

Trong đó: V_0 : Thể tích phần ngập nước.

γ_w : Trọng lượng riêng của nước.

Thể tích trụ chiếm chỗ tính đến mặt cắt đỉnh bệ :

$$V = \left(0,7^2 \times \pi + 5,5 \times 1,4\right) \times \left(24,25 - 19,041\right) = 48,124 \ m^3$$

Ap lực đẩy nổi tại mặt cắt đỉnh bệ:

$$P = V \times \gamma_n = 48,124 \times 10 = 481,239 \ kN = \ 481.238,674 \ N$$

Thể tích trụ chiếm chỗ tính đến mặt cắt đáy bệ

$$V = 48,124 + 9,5 \times 6 \times 2 = 160,249 \ m^3$$

Ap lực đẩy nổi tại mặt cắt đáy bệ:

$$P = V \times \gamma_n = 160,249 \times 10 = 1602,489 kN = 1.602.488,674 \ N$$

Ap lực nước tĩnh

Ap lực tĩnh của nước được giả thiết là tác động thẳng góc với mặt cản nước. Ap lực được tính toán bằng tích của chiều cao mặt nước phía trên điểm đang tính nhân với tỷ trọng của nước. Xét với MNCN

Tại mặt cắt đỉnh bệ:

- Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đỉnh bệ là: 7,969m
- Ap lực nước tĩnh:

$$P = h \times \gamma_n \times A = 7,969 \times 10 \times 7,969 \times 1,4 = 889,069 \ kN = 889.069,454 \ N$$

- Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đỉnh bệ $Z_1 = \frac{7,969}{2} = 3,985 \ m$

Tại mặt cắt đáy bệ:

- Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đáy bệ là 9,969m
- Áp lực nước tĩnh :

$$P = h \times \gamma \times A = 10 \times 9,969 \times \left(9,969 \times 1,4 + 2 \times 6\right) = 2308,481 \ kN = 2.308.481,454 \ N$$

- Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đang xét $Z_2 = \frac{9,969}{2} = 4,985 \ m$

Áp lực dòng chảy p : (A3.7.3.1)

Áp Lực dòng chảy theo phương ngang cầu:

$$p = 5,14\times10^{-4}\times C_D\times V^2$$

Trong đó :

p : áp lực dòng chảy (MPa)

C_D: Hệ số cản của trụ . Với trụ đầu tròn $C_D = 0,7$

V : Vận tốc nước thiết kế , V = 2,5 m/s

$$p = 5,14\times10^{-4}\times0,7\times2,5^2 = 0,002249\ N/mm^2$$

Diện tích chắn của trụ (tính đến đỉnh bệ)

$$A_1 = h_5\times c_2 = 7969\times1400 = 11.156.600 mm^2$$

Vậy áp lực dòng chảy theo phương ngang :

$$P = p\times A_1 = 0,002249\times11.156.600 = 25.088,404N$$

Điểm đặt của lực :

$$e_1 = \frac{h_5}{2} = \frac{7969}{2} = 3.984,5\ mm$$

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ:

$$M_y = P\times e = 25.088,404\times3984,5 = 99.964.746,734N.mm$$

Diện tích chắn của trụ (tính đến mặt cắt đáy bệ)

$$A_2 = A_1 + h_3\times c_3 = 11.156.600 + 2000\times6000 = 23.156.600\ mm^2$$

Vậy áp lực dòng chảy theo phương ngang :

$$P = p\times A_2 = 0,002249\times23.156.600 = 52.073,404N$$

Điểm đặt của lực :

$$e_2 = \frac{h_5 + h_3}{2} = \frac{7969+2000}{2} = 4.984,5\ mm$$

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ:

$$M_y = P\times e = 52.073,404\times4984,5 = 259.559.883,484\ N.mm$$

Áp Lực dòng chảy theo phương dọc cầu:

$$p = 5,14\times10^{-4}\times CL\times V^2 = 0$$

CL = 0 - hệ số cản của trụ theo phương dọc cầu

Bảng 5.4 Bảng tổng hợp áp lực dòng chảy

Mặt cắt	Đỉnh bệ	Đáy bệ
A	11.156.600	23.156.600
P	25.088,404	52.073,404
e	3.984,5	4.984,5
My	99.964.746,734	259.559.883,484

5.8.1.Tính va tàu (CV).

Cầu được thiết kế với cấp đường sông cấp VI, nên *theo điều 3.14.2* ta có :

Tải trọng va tàu đối với tàu tự hành : là 40 Tấn

Vận tốc va tàu thiết kế : (điều 3.14.3.1)

$$V = 2,5 + V_s = 2,5 + 1,3 = 3,8 \text{ m/s}$$

V_s - Vận tốc bình quân năm của dòng chảy liền kề bộ phận được xem xét

V_s = 1,3 m/s (lấy ở phần số liệu thuỷ văn)

Lực va tàu vào trụ :

$$P_s = 1,2 \times 10^5 \times V \times \sqrt{DWT} = 1,2 \times 10^5 \times 3,8 \times \sqrt{40} = 2.883.997,226 \text{ N}$$

Cao độ mực nước thông thuyền MNTT +24,25 m

Cao độ đỉnh bệ : +19,041m

Cao độ đáy bệ : +17,041m

Điểm đặt của lực : Cách mặt cắt đỉnh bệ : h_5 = 7,969 mm

Ta có 100% lực va thiết kế trong phương song song với đường tim luồng vận tải

$$P_s = 2.883.997,226 \text{ N}$$

50% của lực va thiết kế trong phương thẳng góc với đường tim luồng vận tải

$$P_s = \frac{2.883.997,226}{2} = 1.441.998,613 \text{ N}$$

Mômen tại mắt cắt đỉnh bệ :

$$M_x = P_s \times h_5 = 2.883.997,226 \times 7,969 = 22.982.573.894,58 \text{N.mm}$$

Momen tại mặt cắt đáy bệ

$$M_x = P_s \times h_5 = 2.883.997,226 \times 9,969 = 28.750.568.346,727 \text{ N.mm}$$

5.9.TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN XÀ MŨ

5.9.1.Tĩnh tải:

Kết cấu phần trên: (tính cho gối biên trên phần hẫng của xà mũ):

Thành phần	Phản lực (N)		Tổng phản lực gối 1 (N)	Tổng phản lực gối 2(N)
	Gối 1Rt=Rp	Gối 2 Rp=Rt	Xà mũ	Xà mũ
DC	400.225	318.796,250	800.450	637.592,5
DW	29.843,750	29.843,750	59.687,5	59.687,500

23Kết cấu phần dưới (Trọng lượng phần hẫng của xà mũ) :

$$P_s = 25 \times (700 \times 2000 + 1400 \times 2000) \times 0,5 \times 3000 \times 10^{-6} = 157.500 \text{ N}$$

5.9.2.Hoạt tải:

Bảng 5.5 Tổng hợp hoạt tải tác dụng lên xà mụ

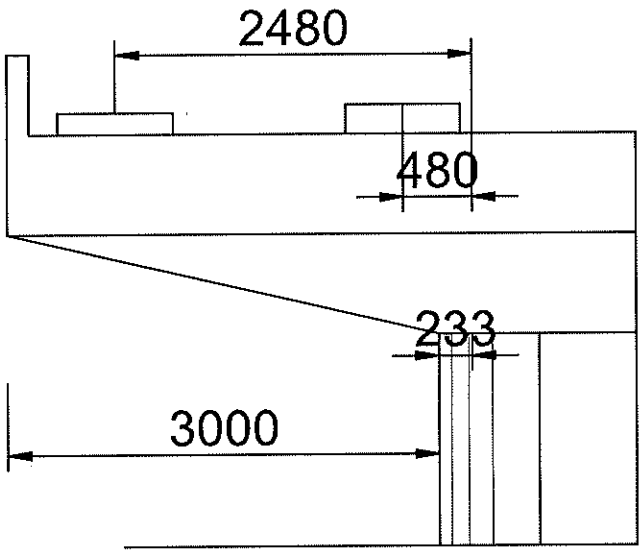
Tải trọng	R_t (N)	R_p (N)	R_{LL} (N)
Gối 1			
V_1^{TR}	5.444,498	28.419,593	33.864,090
V_1^{Lane}	18.161,447	18.1 61,447	36.322,894
V_1^{PL}	43.938,984	43.938,984	87.877,969
Gối 2			
V_2^{TR}	18.427,530	96.189,390	114.616,920
V_2^{Lane}	85.722,029	85.722,029	171.44,059
V_2^{PL}	5.72,678	5.272,678	10.545,356

Tổ hợp nội lực tại các mặt cắt:

Trạng thái giới hạn	1+IM	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL}	η

TTGHCĐ I	1,25	1,25	1,5	1,75	1,05
TTGHSD	1,25	1	1	1	1

Mặt cắt A-A:



Hình 5.5 Sơ đồ cấu tạo xà mũ

Lực cắt:

$$V = \eta \times \left\{ \gamma_{DC} \times \left(P + V_{DC} \right) + \gamma_{DW} \times V_{DW} + \gamma_{LL} \times \left[0.9 \times \left(V_I^{TR} \left(1 + IM \right) + V_I^{Lan} \right) + V_i^{Lan} \right] \right\}$$

Mô men:

$$M = V \times y$$

y: là khoản cách cánh tay đòn của xà mũ

$$\Delta l = \frac{R}{3} = \frac{700}{3} = 233 \text{ mm (chiều sâu ngàm với trụ vát tròn R = 700 mm)}$$

Bảng 5.6 Tổng hợp nội lực tính toán phần hẫng của xà mũ trụ

	V1(N)	X1 (mm)	M1(Nmm)
TTGH CĐI	1.663.540,381	2480	4.125.580.143,888
THGH SD	1.183.922,595	2480	2.936.128.034,670
	V2(N)	X2 (mm)	M2(Nmm)
TTGH CĐI	1.513.595,707	480	726.525.939,494

THGH SD	1.034.002,257	480	496.321.083,240

	V(N)	M(Nmm)
TTGH CĐI	3.177.136,088	4.852.106.083,382
THGH SD	2.217.924,851	3.432.449.117,910

5.10.TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN ĐỈNH BỆ TRỤ

Ta sẽ đưa tất cả tải trọng về trọng tâm đỉnh bệ tru :

5.10.1.Tĩnh tải:

Tĩnh tải của kết cấu:

+ Kết cấu phần trên (KCPT) :

$$V = 2\times V_{DC_b} + 4\times V_{DC_g} = 2\times 400.225 + 4\times 318.796,25 = 2.075.635\ N$$

+ Kết cấu phần dưới(KCPD):

Xà mũ: $V_{xm} = 542.500 + 2\times 4500 = 551.500\ N$

Thân trụ: $V_t = 1.426.059,705N$

Đá kê gối + gối kê:

	Gối 1&6	Gối 2&5	Gối 3&4
bkg	800	800	800
lkg	800	800	800
hkg	150	190	230

⇨ Pkg=17280 N

$$V = 10\times V_{kg} + 12\times V_g = 10\times 1256 + 12\times 15.072 = 193.424\ N$$

Bảng tổng hợp:

Tĩnh tải của kết cấu		V (N)	H_x (N)	H_y (N)	M_x (Nmm)	M_y (Nmm)
DC (KCPT)	Nhịp trái	2.075.635	0	0	0	0
	Nhịp phải	2.075.635	0	0	0	0

DC (KCPD)	Xá mũ	551.500	0	0	0	0
	Thân trụ	1.426.059,705	0	0	0	0
	Đá kê gối	193.424	0	0	0	0
	Bệ trụ	2.850.000	0	0	0	0
Xét đến mặt cắt đỉnh bệ		6.322.253,705	0	0	0	0
Xét đến mặt cắt đáy bệ		9.172.253,705	0	0	0	0
Tĩnh tải của lớp phủ		V (N)	H_x (N)	H_y (N)	M_x (Nmm)	M_y (Nmm)
DW (KCPT)	Nhịp trái	175.312,5	0	0	0	0
	Nhịp phải	175.312,5	0	0	0	0
Tổng		350.625	0	0	0	0

5.10.2.Hoạt tải:

5.10.2.1.Theo phương dọc cầu:

$$V_{lane} = m \times n \times \left(R_t + R_p\right)$$

$$V_{TR} = m \times n \times \left(R_t + R_p\right) \times \left(1 + IM\right)$$

$$V_{PL} = 2 \times \left(R_t + R_p\right)$$

$$M_y = V \times X$$

$X = 450$ mm là khoảng cách tim trụ tới tim gối theo phương dọc cầu

$m = 1$: hệ số làn trong trường hợp xếp xe trên cả 2 làn trên cả 2 nhịp tạo lực nén lớn nhất

$n = 2$: số làn chất tải tạo ra mô men uốn theo phương ngang cầu

Bảng 5.7 Lực nén và momen dọc cầu(trường hợp xếp tải trên toàn bộ cầu)

Tải trọng	R_t	R_p	V	X	H_x	M_y
	(N)	(N)	(N)	(mm)	(N)	(Nmm)
2 nhịp (Truck)	27.920,5	145.741,500	434.155	450	0	195.369.750,000

1 nhịp (Truck)	0.000	145.741,500	227.721,094	450	0	102.474.492,18
2 nhịp (Lane)	116.233,260	116.233,260	464.933,040	450	0	209.219.68,000
1 nhịp (Lane)	0.000	116.233,260	145.291,575	450	0	65.381.208,750
2 nhịp (PL)	56.241,900	56.241,900	224.967,600	450	0	65.381.208,750
1 nhịp (PL)		56.241,900	112.483,800	450	0	50.617.710,000
Giá trị thiết kế			**1.124.055,640**			**469.970.826,750**

Bảng 5.8 Lực nén và momen dọc cầu(trường hợp xếp tải trên 1/2 cầu)

Tải trọng	R_t	R_p	V	X	H_x	M_y
	(N)	(N)	(N)	(mm)	(N)	(Nmm)
2 nhịp (Truck)	27.920,500	145.741,500	260.493,000	450	0	117.221.850
1 nhịp (Truck)	0.000	145.741,500	218.612,250	450	0	98.375.512,500
2 nhịp (Lane)	116.233,260	116.233,260	278.959,824	450	0	125.531.920,800
1 nhịp (Lane)	0.000	116.233,260	174.349,890	450	0	78.457.450,500
2 nhịp (PL)	56.241,900	56.241,900	224.967,600	450	0	101.235.420,000
1 nhịp (PL)	0.000	56.241,900	112.483,800	450	0	50.617.710,000
Giá trị thiết kế			764.420,424			343.989.190,800

5.10.2.2.Theo phương ngang cầu :

Ta đặt tải sao cho lệch tâm nhiều nhất để M_x lớn nhất

$$M_x = V \times y$$

Với y: là khoảng cách gối đến trọng tâm trụ

Bảng 5.9 Tổng hợp Momen ngang cầu – trường hợp xếp 1 làn chất tải.

Tải trọng	V (N)	Y (mm)	M_x (Nmm)
Gối 1	158.064,953	5,000	790.324.762,5
Gối 2	296.606,335	3,000	889.819.004,25

Gối 3	131.106,262	1,000	131.106.261,75
Gối 4	0	0.00	0.00
Giá trị thiết kế	585.777,549		**1.811.250.028,5**

Bảng 5.10 Tổng hợp Momen ngang cầu – trường hợp xếp 2 làn chất tải

Tải trọng	V (N)	Y (mm)	M_x (Nmm)
Gối 1	146.367,122	5,000.00	731.835.609,375
Gối 2	248.929,505	3,000.00	746.788.515
Gối 3	218.510,436	1,000.00	218.510.436,25
Gối 4	238.84,149	0.00	0
Giá trị thiết kế	852.191,212		**1.697.134.560,625**

5.11.TỔNG HỢP CÁC LOẠI TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ

Bảng 5.11 Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ

Tên tải trọng	Ký hiệu	V (N)	H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
Tĩnh tải	DC	6.322.253,705	0.000	0.000	0.000	0.000
Tĩnh tải chất thêm	DW	350.625	0.000	0.000	0.000	0.000
Hoạt tải + 1 làn	LL+IM	764.420,424	0.000	343.989.190,800	0.000	1.811.250.028,500
Hoạt tải + 3(2) làn	LL+IM	1.124.055,640	0.000	469.970.826,750	0.000	1.697.134.560,625
Lực hãm xe	BR	0.000	81.250	1.016.600.000,000	0.000	0.000
Tải trọng gió tác dụng lên ht	WL	0.000	6.375	88.210.875,000	37.500,000	518.887.500
Tải trọng gió tác dụng lênKCPT	59 m/s	0.000	0.000	0.000	149.216,823	1.587.219.346,251
	25 m/s	0.000	0.000	0.000	126.000,000	1.340.262.000
Tải trọng gió tác dụng lên KCPD	59 m/s	0.000	60.654,507	455.753.884,687	29.356,918	203.516.081,790
	25 m/s	0.000	51.217,200	384.842.595,600	24.789,240	171.850.772,520

Áp lực dòng chảy	p	0.000	0.000	0.000	25.088,404	99.964.746,734
Lực đẩy nổi, áp lực nước tĩnh	WA	-481.238,674	0.000	0.000	889.069,454	3.542.497.239,463
Tải trọng va tàu	CV	0.000	1.441.998,613	11.491.286.947,290	2.883.997,226	22.982.573.894,580

Bảng 5.12 Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ

Tên tải trọng	Ký hiệu	V (N)	H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
Tĩnh tải	DC	9.172.253,705	0.000	0.000	0.000	0.000
Tĩnh tải chất thêm	DW	350.625	0.000	0.000	0.000	0.000
Hoạt tải + 1 làn	LL+IM	764.420,424	0.000	343.989.190,800	0.000	1.811.250.028,500
Hoạt tải + 3(2) làn	LL+IM	1.124.055,640	0.000	469.970.826,750	0.000	1.697.134.560,625
Lực hãm xe	BR	0.000	81.250	1.179.100.000	0.000	0.000
Tải trọng gió tác dụng lên ht	WL	0.000	6.375	100.960.875	37.500	593.887.500
Tải trọng gió tác dụng lên KCPT	59 m/s	0.000	0.000	0.000	149.216,823	1.885.652.992,251
	25 m/s	0.000	0.000	0.000	126.000	1.592.262.000
Tải trọng gió tác dụng lên KCPD	59 m/s	0.000	60.654,507	577.062.898,448	29.356,918	262.229.917,304
	25 m/s	0.000	51.217,200	487.276.995,600	24.789,240	221.429.252,520
Áp lực dòng chảy	p	0.000	0.000	0.000	52.073,404	259.559.883,484
Lực đẩy nổi, áp lực nước tĩnh	WA	-1.602.488,674	0.000	0.000	2.308.481,454	11.506.625.807,463
Tải trọng va tàu	CV	0.000	1.441.998,613	14.375.284.173,364	2.883.997,226	28.750.568.346,727

Bảng 5.13 Hệ số tải trọng và hệ số điều chỉnh tải trọng

Ký hiệu	DC	DW	LL+IM	LL+IM	BR	WL	WL	WS (59m/s)	WS (25m/s)	WA	CV	ç
CĐI	1,25	1,5	1,75	1.75	1.75	0	0	0	0	0	0	1.05
CĐII	1,25	1,5	0	0	0	0	0	1.4	0	1	0	1.05
CĐIII	1,25	1,5	1,35	1.35	1.35	1	1	0	0.4	1	0	1.05
SD	1	1	1	1	1	1	1	0	0.3	1	0	1
ĐB	1,25	1,5	0.5	0.5	0.5	0	0	0	0	1	1	1.05

- Trạng thái giới hạn cường độ I

$$U_I = \eta \times \left[1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 1.75 \times (LL + IM) + 1.75 \times BR\right]$$

- Trạng thái giới hạn cường độ II

$$U_{II} = \eta \times \left[1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 0 \times (LL + IM) + 0 \times BR + 1.4 \times WS + 1 \times WA\right]$$

- Trạng thái giới hạn cường độ III:

$$U_{III} = \eta \times \left[1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 1.35 \times [LL + IM] + 1.35 \times BR + 0.4 \times WS + 1 \times WL + 1 \times WA\right]$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng (dùng để kiểm tra nứt):

$$S = \eta \times \left[1 \times DC + 1 \times DW + 1 \times (LL + IM) + 1 \times BR + 1 \times WL + 1 \times WA\right]$$

-Trạng thái giới hạn đặc biệt

$$U_{DB} = \eta \times \left[0.9 \times DC + 0.65 \times DW + 0.5 \times (LL + IM) + 0.5 \times BR + 1 \times WA + 1 \times CV\right]$$

Bảng 5.14 Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ - Trường hợp xếp xe tất cả trênlàn

Tổ hợp tải trọng	N (N)	Hướng dọc cầu		Hướng ngang cầu	
		H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
CĐI	12.464.734	149.297	3.379.252.440	0	5.457.348.322
CĐII	6.685.301	89.162	669.958.210	1.222.369	6.456.966.165
CĐIII	10.495.913	14.3377	2.594.633.732	2.581.289	8.252.183.449
SD	7.315.696	102.990	1.690.234.480	2.443.292	6.312.117.879
ĐB	8.639.956	1.556.755	12.722.933.637	3.961.720	28.401.785.497

Bảng 5.14 Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ - Trường hợp xếp xe ½

Tổ hợp tải trọng	N (N)	Hướng dọc cầu		Hướng ngang cầu	
		H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
CĐI	11.308.282	149.297	2.974.142.742	0	5.824.300.873
CĐII	8.344.892	89.162	669.958.210	1.222.369	6.456.966.165
CĐIII	9.807.706	143.377	2.353.552.124	2.581.289	8.470.557.661
SD	6.956.060	102.990	1.564.252.844	2.443.292	6.426.233.346
ĐB	8.545.552	1.556.755	12.689.863.457	3.988.063	28.431.740.807

Bảng 5.15 Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ - Trường hợp xếp xe trên tất cả các làn

Tổ hợp tải trọng	N (N)	Hướng dọc cầu		Hướng ngang cầu	
		H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
THGH CĐI	16.205.359	149.297	3.677.846.190	0	5.457.348.322
THGH CĐII	10.908.204	89.162	848.282.461	2.741.086	15.511.882.853
THGH CĐIII	13.059.225	143.377	2.881.387.430	2.581.289	16.987.506.300
THGH SD	9.044.446	102.990	1.896.214.800	2.443.292	14.601.315.127
THGH ĐB	11.203.269	1.556.755	15.836.443.224	5.506.780	42.988.089.562

Bảng 5.16 Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ - Trường hợp xếp xe 1/2

Tổ hợp tải trọng	N (N)	Hướng dọc cầu		Hướng ngang cầu	
		H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
CĐI	15.048.907	149.297	3.272.736.492	0	5.824.300.873
CĐII	10.908.204	89.162	848.282.461	2.741.086	15.511.882.853
CĐIII	12.371.018	143.377	2.640.305.822	2.581.289	17.205.880.512
SD	8.684.810	102.990	1.770.233.164	2.443.292	14.715.430.595
ĐB	11.108.865	1.556.755	15.713.075.882	5.506.780	43.018.044.872

5.12.THIẾT KẾ CỐT THÉP

5.12.1.Thiết kế cốt thép cho xà mũ:

Tiết diện: h = 1400 mm, b = 2000 mm

5.12.1.1.Kiểm tra theo TTGH CĐ:

Dùng thép CIII có f_y = 420 MPa để thiết kế thép chịu lực

Dùng thép AII có f_y = 280 MPa để thiết kế thép đai

Thép chịu mômen âm : M_u = 4.852.106.083,382 N.mm

Sức kháng danh định:

$$\frac{M_u}{\phi}=\frac{4.852.106.083,382}{0,9}=5.391.228.981,535\text{N.mm}$$

$$d_s=h-a_0=1400-100=1300\text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a=d_s-\sqrt{d_s^{\,2}-\frac{2\times M_u}{0,85\times f_c^{'}\times b}}=1300-\sqrt{1300^2-\frac{2\times 4.852.106.083,382}{0,85\times 35\times 2000}}=64,32\text{ mm}$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\beta_1=0,85-\frac{0,05}{7}\times\left(f_c^{'}-28\right)=0,85-\frac{0,05}{7}\times\left(35-28\right)=0,8$$

$$a_{max}=0,75\times a_b=0,75\times\frac{0,003\times E_s}{0,003\times E_s+f_y}\times\beta_1\times d_s$$

$$=0.75\times\frac{0,003\times 200.000}{0,003\times 200.000+420}\times 0,8\times 1300=494,11\text{ mm}>a=64,32\text{mm}$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s=\frac{0,85\times f_c^{'}\times a\times b}{f_y}=\frac{0,85\times 35\times 64,32\times 2000}{420}=9.112,061\text{ mm}^2$$

Diện tích cốt thép tối thiểu:

$$A_{s\min}=0,03\times b\times h\times\frac{f_c^{'}}{f_y}=0,03\times 2000\times 1400\times\frac{35}{420}=7000\text{ mm}^2$$

Ta chọn $20\phi 30\Rightarrow A_s=20\times\frac{\pi\times 30^2}{4}=14.137,16694\text{mm}^2$

Bố trí thành 2 lớp, mỗi lớp $10\phi 30a100$

Sức kháng danh định của tiết diện:

$$\phi Mn=A_s\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)=14.137,17\times 420\times\left(1300-\frac{64,32}{2}\right)$$

$$=6.775.144.495,503\text{ Nmm}\geq M_u=4.852.106.083,382\text{Nmm}$$

5.12.1.2.Kiểm tra nứt theo TTGH SD:

Tiết diện kiểm toán: tiết diện có $b\times h=2000\text{ mm}\times 1400\text{ mm}$

Bê tông có môđun đàn hồi:

$$E_c=0.043\times\gamma_c^{1.5}\times\sqrt{f_c^{'}}=0,043\times 2500^{1.5}\times\sqrt{35}=31.798,929\text{ MPa}$$

Cốt thép có môđun đàn hồi: $E_s=200000$ MPa

Giá trị momen tác dụng: $M_S=3.432.449.117,910\ (\text{N.mm})$

* Kiểm tra điều kiện nứt :

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

$$d_s = h - a_0 = 1400 - 100 = 1300 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép là:

$$A_s = 14.137,17 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bêtông bọc quanh thép là:

$$A_c = (100 + 50 + 50) \times 2000 = 400.000 \text{ mm}^2$$

Diện tích trung bình phần bêtông bọc quanh 1 cây thép:

$$A = \frac{A_c}{n_t} = \frac{400.000}{20} = 20.000 \text{ mm}^2$$

Tỷ số môđun đàn hồi thép trên môđun đàn hồi bêtông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{31.798,929} = 6,290$$

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

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right]$$

$$= \frac{6,29 \times 14.137,167}{2000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 1300 \times 2000}{6,29 \times 14.137,167}} - 1 \right] = 298,42 \text{ mm}$$

Mômen quán tính của tiết diện:

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

$$= \frac{2000 \times 298,42^3}{3} + 6,29 \times 14.137,167 \times (1300 - 298,42)^2 = 106.914.286.435,11 \text{ mm}^4$$

$\Rightarrow$ Ứng suất của thép khi chịu mômen là:

$$f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6,29 \times 3.432.449.117,910}{106.914.286.435,11} \times (1300 - 298,42) = 202,241 \text{ MP}$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

Thông số bề rộng vết nứt : trong điều kiện khắc nghiệt

Lấy: Z = 23000 (N/mm)

Ứng suất cho phép trong cốt thép là :

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{125 \times 20000}} = 230 \text{ MPa}$$

Mặt khác ta lại có :

$$0.6\times f_y = 0{,}6\times 420 = 252 \text{ MPa}$$

Lấy $f_{sa} = 0.6\times f_y = 240$ MPa

Theo điều kiện khả năng chịu nứt : $f_s = 202{,}241$ MPa $< f_{sa} = 0{,}6\times f_y = 240$ MPa

**** Vậy thoả điều kiện chống nứt.***

5.12.1.3.Thiết kế cốt đai chịu cắt

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^0$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Chiều cao vùng nén a đã được xác định trong bài toán thiết kế thép dọc

$a = 64{,}32 mm$

Vu=1.83.922,595+1.034.002,257=2.217.924,851

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max\begin{cases} d_s - \dfrac{a}{2} \\ 0.9\times d_s \\ 0.72\times h \end{cases} = \max\begin{cases} 1300 - \dfrac{64{,}32}{2} = 1267{,}84 \\ 0{,}9\times 1300 = 1170 \\ 0{,}72\times 1400 = 1008 \end{cases} = 1267{,}84 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0{,}083\times\beta\times\sqrt{f'_c}\times b_w\times d_v$$

Trong đó:

β hệ số chỉ khả năng của bêtông bị nứt chéo

f'_c cường độ chịu nén của bêtông

b_w bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v

d_v chiều cao chịu cắt hữu hiệu

$$V_c = 0{,}083\times 2\times\sqrt{f'_c}\times b\times d_v$$

$$= 0{,}083\times 2\times\sqrt{35}\times 2000\times 1.267{,}84 = 2.490.212{,}917 \text{ N}$$

Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2.217.924{,}851}{0{,}9} - 2.490.212{,}917 = -25.851{,}971 N$$

$\Rightarrow$ Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt

Dùng đai có đường kính $\phi 16$ và 4 nhánh, bố trí theo cấu tạo

diện tích thép đai

$$A_v = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 803,84 \text{ mm}^2$$

Chọn $s = 200$ mm để bố trí.

Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:

$$S \le \min \begin{cases} \dfrac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f_c'} \times b_w} \\ \min\left(0.8 \times d_v ; 600\text{mm}\right) \text{khi} \dfrac{V_u}{f_c' \times b_w \times d_v} < 0,1 \\ \min\left(0.4 \times d_v ; 300\text{mm}\right) \text{khi} \dfrac{V_u}{f_c' \times b_w \times d_v} \ge 0,1 \end{cases}$$

Trong đó ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0,083 \times \sqrt{f_c'} \times b_w} = \frac{803,84 \times 280}{0,083 \times \sqrt{35} \times 2000} = 229,185 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u}{f_c' \times b_w \times d_v} = \frac{2.217.924,851}{35 \times 2000 \times 1267,84} = 0,03 < 0.1$$

Vậy:

$$S \le \min \begin{cases} 229,185 \text{ mm} \\ \min\left(0,8 \times d_v \ ; \ 600 \text{ mm}\right) = \min\left(0,8 \times 1267,2 \ ; \ 600\text{mm}\right) \end{cases} = 229,185 \text{ mm}$$

Ta chọn bước cốt đai $S = 200$ mm

5.12.2.Thiết kế cốt thép cho thân trụ

Ta sẽ đưa tất cả tải trọng về trọng tâm đỉnh bệ trụ.

Tiết diện trụ chọn được bo tròn cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng của trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho có mômen quán tính tương đương.

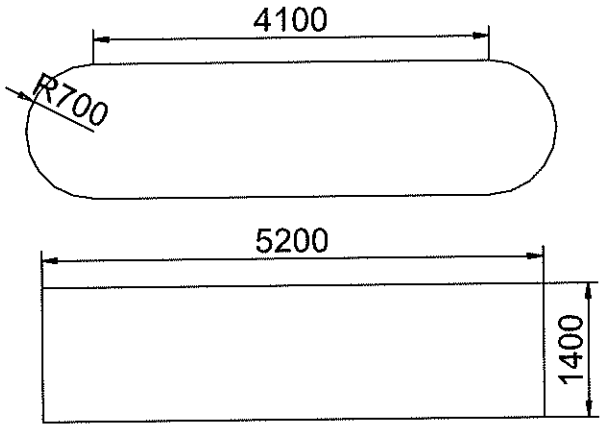
Ta có: diện tích trụ

$$A_1 = (5500 - 1400) \times 1400 + \pi \times \frac{1400^2}{4} = 7.279.380,4 \text{ mm}^2$$

Ta quy đổi theo chiều rộng trụ:

$$L = \frac{A_1}{1400} = \frac{7.279.380,4}{1400} = 5.199,55 \text{ mm}$$

Tiết diện quy đổi như hình vẽ:



Hình 5.6 Quy đổi tiết diện tính toán thân trụ

5.12.2.1.Thiết kế cốt thép theo trạng thái gới hạn cường độ I:

Dùng thép CIII có f_y = 420 MPa để thiết kế thép chịu lực

Dùng thép AII có f_y = 280 MPa để thiết kế thép đai

Kết cấu chịu nén lệch tâm và mo men uốn theo hai phương nên ta tiến hành kiểm toán theo công thức sau:

- Giá trị tải trọng dọc trục có hệ số: $N = 12.464.733,780$ N
- Nếu lực tính toán dọc trục có hệ số nhỏ hơn $0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$ thì tính theo công thức:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \le 1$$

- Nếu lực tính toán dọc trục có hệ số lớn hơn $0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$ thì tính theo công thức:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\varphi\times P_o}$$

Kiểm tra: $0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g = 0,1\times 0,75\times 35\times 7.278.600 = 19.106.325$ N.

Vậy $N \le 0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$

Sức kháng uốn danh định theo phương ngang cầu:

$$M_{rx} = \varphi\times A_{sx}\times f_y\times\left(d_s - \frac{a}{2}\right)(\text{Nmm})$$

Sức kháng uốn dọc trục theo phương dọc cầu:

$$M_{ry} = \varphi\times A_{sy}\times f_y\times\left(d_s - \frac{a}{2}\right)(\text{Nmm})$$

Trong đó: $\varphi = 0,9$ Là hệ số kháng uốn với cấu kiện chịu uốn

Số thanh cốt thép và điện tích theo phương dọc cầu: 51□25

$A_s = 25.016,969\ mm^2$

Số thanh cốt thép theo và diện tích phương ngang cầu: 13□25 $A_s = 6.378,125\ mm^2$

Chiều cao có hiệu của mặt cắt tính toán là:

- Theo phương ngang cầu: $d_s = 5199,56\text{-}50 = 5149,56 mm$
- Theo phương dọc cầu: $d_s = 1400\text{-}50 = 1350\ mm$

Xác định vị trí trục trung hòa của tiết diện theo phương ngang và dọc cầu:

$$c = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times \beta_1 \times f_c' \times b_w}$$

Chiều cao khối ứng suất quy đổi: $a = \beta \times c$, $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{f_c' - 28}{7} = 0,8$

- Theo phương dọc cầu: c=84,916 mm, a=67,932 mm
- Theo phương ngang cầu: c= 80,397, a= 64,317 mm

Tri số sức kháng tính toán theo hai phương: $M_{ry} = 13.302.377.574,974$ Nmm

$M_{rx} = 13.573.118.041,820$ Nmm

Mô men quán tính theo phương trục x:

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1400 \times 5199^3}{12} = 16.400.078.528.889,50\ mm^3$$

Mô men quán tính theo phương trục y:

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1400^3 \times 5199}{12} = 1.188.965.465.375,64\ mm^3$$

Bán kính quán tính theo phương trục x:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{16.400.078.528.889,50}{7.279.380,40}} = 47,46\ m$$

Bán kính quán tính theo phương trục y:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{1.188.965.465.375,64}{7.279.380,40}} = 12,78\ m$$

Tỷ số độ mảnh theo phương ngang cầu: $K \times \frac{L_u}{r_x} = 2 \times \frac{7,837}{12,78} = 1,226$

Tỷ số độ mảnh theo phương dọc cầu: $K \times \frac{L_u}{r_y} = 2 \times \frac{7,837}{47,46} = 0,33$

Kiểm toán:

Mux (kNm)	Muy (kNm)	Mry (kNm)	Mrx (kNm)	Mux/Mrx	Muy/Mry	Mux/Mrx+Muy/Mry	KL
5.824,301	3.379,252	13.302,378	13.573,118	0,429	0,254	1.000	ĐẠT

5.12.2.2.Thiết kế cốt thép đai thân trụ theo TTGH ĐB

Thiết kế cốt đai cho thân trụ theo phương ngang cầu vì có $H_{y(max)}$

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^0$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Thép chịu mômen $M_u = 28.431.740.807,298$ N.mm,

$H_{y(max)} = 3.988.062,839$N

Sức kháng danh định :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{28.431.740.807,298}{0,9} = 31.590.823.119,219 \text{ N.mm}$$

$$d_s = h - 70 = 5199,55 - 70 = 5129,55 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_n}{0.85 \times f_c' \times b}} = 5129,55 - \sqrt{5129,55^2 - \frac{31.590.823.119,219}{0,85 \times 35 \times 1400}} = 167,032 \text{ mm}$$

Kiểm tra điều kiện:

$$a_{max} = 0,75 \times a_b = 0,75 \times \frac{0,003 \times E_s}{0,003 \times E_s + f_y} \times \beta_1 \times d$$

$$= 0,75 \times \frac{0,003 \times 200.000}{0,003 \times 200.000 + 280} \times 0,8 \times 5.199,55 = 2127,09 \text{ mm} > a = 167,032 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_s \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 5129,55 - \frac{167,032}{2} = 5045,484 \text{ mm} \\ 0,9 \times 5129,55 = 4616,1 \text{ mm} \\ 0,72 \times 5129,55 = 3743,28 \text{ mm} \end{cases} = 5045,484 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

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

Trong đó:

β hệ số chỉ khả năng của bêtông bị nứt chéo

f'_c cường độ chịu nén của bêtông

b_w bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nh nhất trong chiều cao d_v

d_v chiều cao chịu cắt hữu hiệu

$$V_c = 0,083 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d_v$$
$$= 0,083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 1400 \times 5045,484 = 6.937.020,275 \text{ N}$$

Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{3.988.062,839}{0,9} - 6.937.020,275 = -2.505.839,344 \text{ N}$$

Vậy ta bố trí cốt thép theo cấu tạo:

Bố trí cốt đai theo cấu tạo đai 2 nhánh 16 a 200, $A_v = 401,920 \text{ mm}^2$

Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:

$$S \le \min \begin{cases} \dfrac{A \times f_{vy}}{0,083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min\left(0,8 \times d_v; 600\text{mm}\right) \text{khi} \dfrac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0,1 \\ \min\left(0,4 \times d_v; 300\text{mm}\right) \text{khi} \dfrac{V_u}{f \times b_w \times d_v} \ge 0,1 \end{cases}$$

Trong đó:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0,083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{402 \times 280}{0,083 \times \sqrt{35} \times 1400} = 163,7 \text{ mm}$$

Vậy:

$$S \le \min \begin{cases} 163,7 \text{ mm} \\ \min\left(0,8 \times d_v; 600 \text{ mm}\right) = \min\left(0,8 \times 5045,484; 600 \text{ mm}\right) \end{cases} = 163,7\text{mm}$$

Ta chọn bước cốt đai $s = 150$ mm.

5.12.2.3.Kiểm toán nứt thân trụ.

Xét theo phương dọc cầu.

Tiết diện kiểm toán: bxh=5199 mm x1400 mm.

Diện tích cốt thép theo phương dọc: $A_s = 25.016,969 \ mm^2$

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

$d_c = 50 - 32/2 = 34\ mm.\ Chọn\ dc=34\ mm$

Diện tích vùng cốt thép bao quanh một nhóm thép:

$A=2\ x\ 34\ x\ 5199.000 = 353.532$ mm2

Diện tích trung bình của bê tông bọc quanh một nhóm thép:

$$A_{tb} = \frac{A}{n} = \frac{353.532}{51} = 6.933,359\ mm^2$$

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

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) = 6,29 \times \frac{25.016,969}{5.199,55} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 5.199,55 \times 1300}{6,29 \times 25.016,969}} - 1 \right)$$

$=250,248$ mm

Mô men quán tính tiết diện khi bê tông nứt:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \right)$$

$$= \left(\frac{5199 \times 250,248^3}{3} + 6,29 \times 25.016,969 (1300 - 250,248)^2 \right) = 180.180.199.683,453 mm^2$$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{1.690.234.480,430}{180.180.199.683,453} \times (1300 - 250,248) \times 6,29$$

$= 61,936$ Mpa

Dựa vào điều kiện môi trường khí hâu ta chọn: Z=23000

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{34 \times 353.532}} = 372,323 \text{ Mpa}$$

$$0,6 \times f_y = 0,6 \times 280 = 168 \text{ Mpa}$$

$$f_s = 61,963 (\text{Mpa}) \le 168 (\text{Mpa})$$

Xét theo phương ngang cầu.

Tiết diện kiểm toán: bxh=1400 mm x5199 mm.

Diện tích cốt thép theo phương dọc: $A_s = 6.378,125\ mm^2$

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

$d_c = 50 - 25/2 = 37\ mm.\ Chọn\ dc=34\ mm$

Diện tích vùng cốt thép bao quanh một nhóm thép:

$A=2\ x\ 34\ x\ 1400 = 95.200$ mm2

Diện tích trung bình của bê tông bọc quanh một nhóm thép:

$$A_{tb} = \frac{A}{n} = \frac{95200}{13} = 7323,077 \ mm^2$$

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

$$x = n \times \frac{A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) = 6,29 \times \frac{6.378,125}{1400} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 5099 \times 1400}{6,29 \times 6.378,125}} - 1 \right)$$

$=512,671$ mm

Mô men quán tính tiết diện khi bê tông nứt:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \right)$$

$$= \left(\frac{1400 \times 512,671^3}{3} + 6,29 \times 6.378,125 \times (5099 - 512,671)^2 \right)$$

$= 906.684.282.440,444 \ mm^2$

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

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{6.426.233.346,453}{906.684.282.440,444} \times (5099 - 512,671) \times 6,29$$

$= 204,448$ Mpa

Dựa vào điều kiện môi trường khí hâu ta chọn: Z=23000

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{34 \times 7.323,077}} = 365,598 \text{ Mpa}$$

$$0,6 \times f_y = 0,6 \times 420 = 168 \text{ Mpa}$$

$$f_s = 129,674 (\text{Mpa}) \le 168 (\text{Mpa})$$

Kiểm toán trụ cầu theo trạng thái gới hạn đặc biệt

Dùng thép CIII có f_y = 420 MPa để thiết kế thép chịu lực

Dùng thép AII có f_y = 280 MPa để thiết kế thép đai

Kết cấu chịu nén lệch tâm và mo men uốn theo hai phương nên ta tiến hành kiểm toán theo công thức sau:

- Giá trị tải trọng dọc trục có hệ số: $N = 11.203.268,861$ N
- Nếu lực tính toán dọc trục có hệ số nhỏ hơn $0.1 \times \varphi \times f'_c \times A_g$ thì tính theo công thức:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \le 1$$

- Nếu lực tính toán dọc trục có hệ số lớn hơn $0.1 \times \varphi \times f'_c \times A_g$ thì tính theo công thức:

$$\frac{1}{P_{rxy}}=\frac{1}{P_{rx}}+\frac{1}{P_{ry}}-\frac{1}{\varphi\times P_o}$$

Kiểm tra: $0,1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g=0,1\times0,75\times35\times7.278.600=19.106.325$ N.

Vậy $N\le0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$

Sức kháng uốn danh định theo phương ngang cầu:

$$M_{rx}=\varphi\times A_{sx}\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)(\text{Nmm})$$

Sức kháng uốn dọc trục theo phương dọc cầu:

$$M_{ry}=\varphi\times A_{sy}\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)(\text{Nmm})$$

Trong đó: $\varphi=0,9$ Là hệ số kháng uốn với cấu kiện chịu uốn

Số thanh cốt thép và điện tích theo phương dọc cầu: 51□25

$A_s=25.016,969\ mm^2$

Số thanh cốt thép theo và diện tích phương ngang cầu: 13□25 $A_s=6.378,125\ mm^2$

Chiều cao có hiệu của mặt cắt tính toán là:

- Theo phương ngang cầu: $d_s=5199\text{-}100=5099\ mm$
- Theo phương dọc cầu: $d_s=1400\text{-}100=1300\ mm$

Xác định vị trí trục trung hòa của tiết diện theo phương ngang và dọc cầu:

$$c=\frac{A_s\times f_y}{0.85\times\beta_1\times f_c^{'}\times b_w}$$

Chiều cao khối ứng suất quy đổi: $a=\beta\times c$, $\beta_1=0,85-0,05\times\frac{f_c^{'}-28}{7}=0,8$

- Theo phương dọc cầu: c=84,916 mm, a=67,932mm
- Theo phương ngang cầu: c= 80,397, a= 64,317mm

Tri số sức kháng tính toán theo hai phương: $M_{ry}=13.302.377.574,974$ Nmm

$M_{rx}=13.573.118.041,82$ Nmm

Trị số nội lực có hệ số theo hai phương: $M_{uy}=15.836.443.224,054$ Nmm

$M_{ux}=43.018.044.872,039$ Nmm

Mô men quán tính theo phương trục x: $I_x=\frac{b\times h^3}{12}=\frac{1,4\times5,199^3}{12}=16,395\ m^3$

Mô men quán tính theo phương trục y: $I_y = \frac{b^3 \times h}{12} = \frac{1,4^3 \times 5,199}{12} = 1,189\ m^3$

Bán kính quán tính theo phương trục x: $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{16,395}{7,2786}} = 1,5\ m$

Bán kính quán tính theo phương trục y: $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{1,189}{7,2876}} = 0,404\ m$

Tỷ số độ mảnh theo phương ngang cầu: $K \times \frac{L_u}{r_x} = 2 \times \frac{7,837}{1,5} = 10,449$

Tỷ số độ mảnh theo phương dọc cầu: $K \times \frac{L_u}{r_y} = 2 \times \frac{7,837}{0,404} = 38,797$

Kiểm toán:

Mux (kNm)	Muy (kNm)	Mry (kNm)	Mrx (kNm)	Mux/ Mrx	Muy/ Mry	Mux/Mrx+ Muy/Mry	K L
43.018.044.87 2,039	15.836.443.22 4,054	13.302.377.57 4,974	13.573.118.04 1,820	3,169	1,190	4,360	K O

5.13.THIẾT KẾ MÓNG TRỤ

5.13.1.Số liệu địa chất – Nội lực tại mặt cắt đáy bệ

Bảng 5.17 Bảng tóm tắt các chỉ tiêu cơ lý của các lớp địa chất

Lớp đất	Loại đất	H	C	φ	γ	SPT
		(m)	KN/m^2	(độ)	KN/m^3	
Lớp A	Sét dẻo mềm	0.8				
Lớp 1	Bùn sét- chảy	18.4	10.2	5°05'	16.7	0-3
Lớp 1A	Sét pha- dẻo chảy	2.1	12.9	9°32'	18.5	2-3
Lớp 2	Sét pha dẻo cứng – nửa cứng	3.2	30.7	19°2'	20.4	3-20
Lớp 3	Sét, nửa cứng	0.8	-	–	-	20-22
Lớp 4	Sét, dẻo cứng	2.9	24	19°45'	19.6	22-26

Lớp 5	Sét – nửa cứng	10	55	19°02'	19.4	26-37
Lớp 5A	Sét- dẻo cứng	1	47.1	16°35'	20.1	37-40

Bảng nội lực đáy bệ trụ (đã tính ở phần trên)

Tổ hợp tải trọng	N (N)	Hướng dọc cầu		Hướng ngang cầu	
		H_x (N)	M_y (Nmm)	H_y (N)	M_x (Nmm)
THGH CĐI	16.205.359	149.297	3.677.846.190	0	5.457.348.322
THGH CĐII	10.908.204	89.162	848.282.461	2.741.086	15.511.882.853
THGH CĐIII	13.059.225	143.377	2.881.387.430	2.581.289	16.987.506.300
THGH SD	9.044.446	102.990	1.896.214.800	2.443.292	14.601.315.127
THGH ĐB	11.203.269	1.556.755	15.836.443.224	5.506.780	42.988.089.562

5.13.2.Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc

+ Đường kính D = 1,2 m
+ Chiều dài cọc L = 37 m tính từ đáy đài cọc, chiều dài cọc ngàm trong đài cọc là 150 mm.
+ Chu vi mặt cắt ngang cọc: 3,768 m
+ Diện tích mặt cắt ngang cọc: 1,131 m^2
+ Đường kính cốt thép dọc: 25 mm
+ Trọng lượng riêng của vật liệu làm cọc: $\gamma = 25$ KN/m^3.
+ Cường độ bêtông: $f_c' = 35$ MPa.

5.13.3.Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu

+ Sức chịu tải của cọc theo vật liệu cho bởi công thức sau (sử dụng cốt đai xoắn):

$$Q_{coc} = \varphi \times \left(0.85 \times f_c' \times A_c + f_y \times A_s\right)$$

+ Trong đó:
  - $\varphi = 0.75$: Hệ số uốn dọc.
  - $f_c' = 30$ MPa : Cường độ chịu nén của bêtông.
  - $A_c = 1,119$ m^2 : Diện tích của phần bêtông.
  - $f_y = 420$ MPa : Cường độ chịu nén của cốt thép.
  - $A_s = 0,01178$ m^2 : Diện tích của thép. (24Þ25)

$$Q_{coc} = 0,75 \times \left(0,85 \times 35 \times 1,119 \times 10^6 + 420 \times 0,01178 \times 10^6\right)$$
$$= 24.727.500 \text{ N} = 24.727,5 \text{ kN}$$

5.13.4.Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền

Sức chịu tải của cọc theo đất nền được cho bởi công thức sau đây:

$$Q_R = \eta \times \left(\varphi_{pq} \times Q_p + \varphi_{ps} \times Q_s\right) - \gamma_n \times W$$

Với $Q_p = q_p \times A_p$

$Q_s = q_s \times A_s$

Trong đó:

- η : hệ số nhóm cọc, theo 10.7.3.10.2 : $\eta = 0,73$
- Q_p : Sức kháng mũi cọc (N)
- A_p : Diện tích mũi cọc (m^2)
- Q_s : Sức kháng thân cọc (N)
- A_s : Diện tích bề mặt thân cọc (m^2)
- φ_{pq} : hệ số sức kháng mũi trong đất sét

$$\varphi_{pq} = 0,55 \text{ (Bảng 10.5.5-3)}$$

- φ_{ps} : hệ số sức kháng thành bên trong đất sét

$$\varphi_{ps} = 0,65 \text{ (Bảng 10.5.5-3)}$$

5.13.5.Tính sức kháng đơn vị của thân cọc qs (MPa)

+ ***Đất cát : (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.2)***

$q_s = 0,0028 \times N$ (N<53)

$q_s = 0,00021 \times (N - 53) + 0,15$ (53<N<100)

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy N theo từng loại đất.

+ ***Đất dính : (Tính theo phương pháp α) (điều 10.7.3.3.2)***

+ $q_s = \alpha \times S_u$

S_u: Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

$$S_U = c + \delta \times tg\varphi$$

α : Hệ số dính bám. (10.5.5-3)

Tính toán theo các quy tắc trên ta có kết quả sức kháng thân cọc như sau:

+ Bỏ qua sức kháng thành bên tại 1m đầu cọc và một đoạn bằng đường kính cọc
+ Đáy đài cọc nằm dưới mặt đất tự nhiên 1m.

Bảng 5.18 Bảng tính sức kháng đơn vị của thân cọc (Trụ T1)

Tên lớp	l_i	Loại	N	j	d	S_{ui}	a	q_s	A_s	$\Phi_{qs}xQ_s$

đất	(m)	đất	(búa /30cm)	(độ)	(kN/m^2)			(kPa)	(m^2)	(KN)
A	0.8	Sét		-	-	-	-	-	-	-
1	0.4	Sét		5.05	6.68	10.79	0.55	5.935	1.508	
	2	Sét		5.05	40.08	13.742	0.55	7.558	7.540	56.987
	2	Sét		5.05	73.48	16.693	0.55	9.181	7.540	69.225
	2	Sét		5.05	106.88	19.645	0.55	10.805	7.540	81.47
	2	Sét		5.05	140.28	22.596	0.55	12.428	7.540	93.707
	2	Sét		5.05	173.68	25.548	0.55	14.051	7.540	105.95
	2	Sét		5.05	207.08	28.499	0.55	15.674	7.540	118.18
	2	Sét		5.05	240.48	31.451	0.55	17.298	7.540	130.43
	2	Sét		5.05	273.88	34.402	0.55	18.921	7.540	142.66
	2	Sét		5.05	307.28	37.354	0.55	20.545	7.540	154.91
1A	2	Sét		9.3	344.28	69.278	0.55	38.103	0.377	287.297
	0.1	Sét		9.33	346.13	69.581	0.55	38.27	7.540	14.428
2	2	Sét		19.2	386.93	165.443	0.55	90.994	7.540	686.095
	1.2	Sét		19.2	411.41	173.968	0.55	95.682	4.524	432.865
3	0.8	Sét		-	-	-	-	-	-	-
4	2	Sét		19.45	450.61	183.127	0.55	100.72	7.54	759.429
	0.9	Sét		19.45	468.25	189.356	0.55	104.15	3.393	353.367
5	2	Sét		19.02	507.05	229.79	0.55	126.38	7.54	952.94
	2	Sét		19.02	545.85	243.16	0.55	133.74	7.54	1008.4
	2	Sét		19.02	584.65	256.54	0.55	141.1	7.54	1063.9

	2	Sét		19.02	623.45	269.92	0.55	148.45	7.54	1119.3
	2	Sét		19.02	662.25	283.29	0.55	155.81	7.54	1174.8
5A	1	Sét		20.1	682.35	248.28	0.55	136.004	3.77	512.735
Tổng	**37**									**9328.02**

5.13.5.1.Tính sức kháng đơn vị của mũi cọc qp (MPa)

+ Đất cát: (Tính theo Reese và Wright) ***(điều 10.8.3.4.3)***

$$q_p = 0,064 \times N \quad (N<60)$$

$$q_p = 3,8 \ (N>60)$$

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy N theo từng loại đất.

+ Đất dính : ***(điều 10.8.3.3.2)***

$$q_p = 9 \times S_u$$

+ Loại đất tại mũi cọc là sét, chỉ số SPT là 40: , vậy sức kháng mũi cọc là :

$$q_p = 9 \times 248,28 = 2.234,52 \text{ MPa}$$

$$Q_p = q_p \times A_p = 2.234,52 \times 1,131 = 2.527,24 \text{ kN}$$

5.13.5.2.Tổng hợp sức chịu tải của cọc (N)

$$Q_R = \left(\varphi_{qp} \times Q_p + \varphi_{qs} \times Q_s\right) = \left(0.55 \times 2.527,24 + 0.65 \times 9.328,02\right)$$
$$= 7.453,195\left(\text{kN}\right) = 745,32 \text{ T}$$

Xét đẩy nổi của cọc:

Trọng lượng của phần cọc ngập trong nước

$$W = \left(25 - 10\right) \times 37 \times 1,1304 = 627,372 \text{ (kN)}$$

Vậy sức chịu tải theo đất nền của cọc:

$$Q_R = 7.453,195 - 627,372 = 6.825,823 \text{ kN} \approx 682,58 \text{ T}$$

So sánh với sức kháng của cọc theo vật liệu ta chọn sức chịu tải của cọc theo đất nền để thiết kế cọc.

5.13.5.3.Tính toán số lượng cọc.

$$n = \beta \times \frac{V}{Q}$$

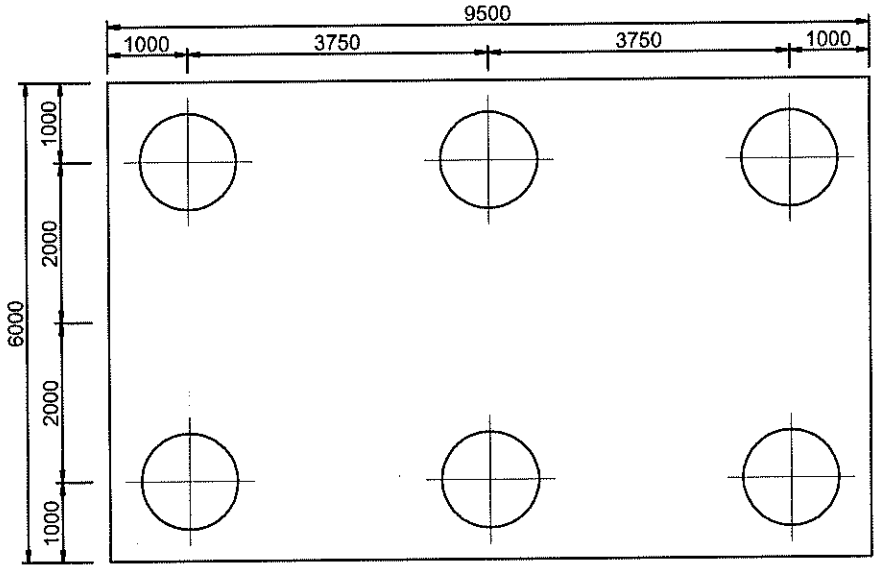
Trong đó:

- n : Số lượng cọc trong móng

- V: Tổng lực đứng tính tại đáy bệ ở TTGH CDI V = 16.205.359kN
- Q: Sức chịu tải tính toán của cọc theo đất nền
- β: Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng ngang và momen, β = 1.1 ÷ 1.5 chọn β = 1.1

$$n = 1.5 \times \frac{16.205.359}{6.825.823} = 3,56$$

+ Chọn 6 cọc và được bố trí như sau.



Hình 5.7 Mặt bằng bố trí cọc (Trụ T1)

5.13.5.4.Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị đài cọc

Xác định chiều dài chịu uốn L_M và chịu nén L_N của cọc:

$$L_M = L_o + (5 \div 7) \times D$$

$$L_N = L \times \cos\alpha$$

Trong đó:

- L_o : Khoảng cách từ đáy bệ đến mặt đất sau khi xói

  L_0= CDĐB - CĐTN +1,5 = 17,041- 17,257 + 1,5 =1,284m

  D : Đường kính cọc.
- L : Chiều dài cọc .
- α : Góc ngiêng của cọc

$$L_M = 1,284 + (5 \div 7) \times 1,2 = 7,284 \div 9,684 \text{ m}, \text{ chọn } L_M = 8,4\text{m}$$

$$L_N = L \times \cos(0^0) = 37 \text{ m}$$

Mô đun đàn hồi của bêtông : (f_c' = 35 MPa)

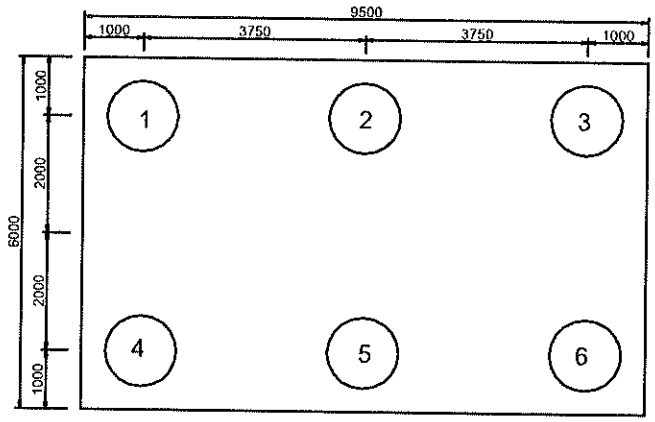
$$E_c = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.798,93 \text{ MPa}$$

Diện tích tiết diện ngang : $A = 1{,}1304 \times 10^6 \text{ mm}^2$

Momen quán tính : $J = 0{,}10178 \text{ m}^4$

Kiểm tra cọc ở trạng thái giới hạn cường độ I

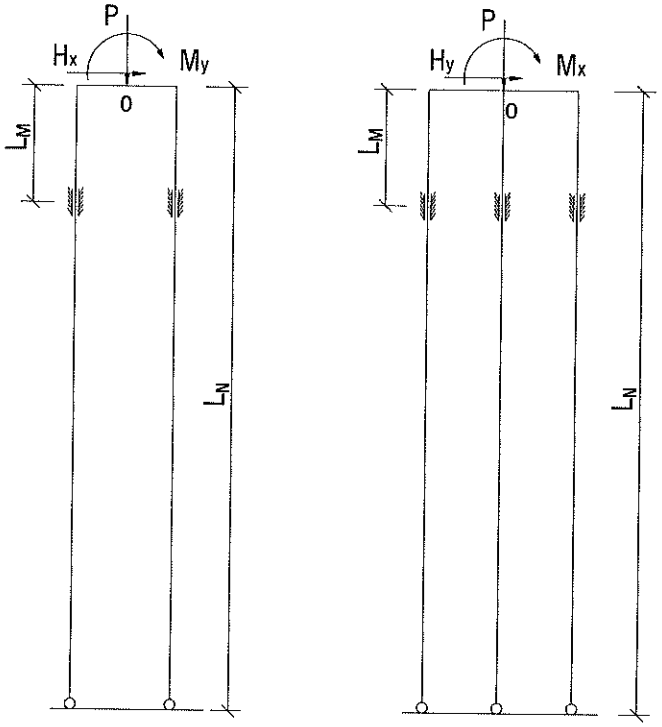
Đánh số thứ tự cọc:



Hình 5.8 Đánh số thứ tự tính toán cọc (Trụ T1)

Đài cọc được xem như cứng tuyệt đối.

Ta tính toán trong hai mặt phẳng như hình vẽ.



Hình 5.9 Sơ đồ tính toán cọc (Trụ T1)

□ ***Tính cho trường hợp ngang cầu***

Tải trọng tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1 có lực nén max

$P_1^{II} = 16.205{,}359 \text{ kN}$

$$H_y^I = 0 \text{ kN}$$

$$M_x^I = 5.457,348 \text{ kNm}$$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bệ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{vww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

u,v,ω : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bệ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bệ)

r_{ik} : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

Tính các hệ số r_{ik} :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i .$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin\beta \times \cos\beta = 0$$

$r_{vw} = r_{wv} = 0$ (do cọc bố trí đối xứng nên $\Sigma x_i = 0$)

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \Sigma \frac{A_i}{l_n} \times x_i \times \sin\beta_i \times \cos\beta_i - 6 \times E \times \Sigma \frac{J}{L_m^{\ 2}} \times \cos\beta_i$$

Trong đó:

E modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc

$$E_c = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.798,93 \text{ MPa}$$

Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 5.19 Bảng tính các hệ số của hệ phương trình chính tắc (ngang cầu)

Vị trí cọc	Fi	L_N (m)	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{MI}\cos^2\beta$
P1	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P2	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P3	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P4	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P5	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P6	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
Tổng r_{vv}					0.15276

r_{uu}	Fi/L_{ni}	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{ni}*sin^2\beta$	$Cos^2\beta$	$Ji/L^3_{MI}\cos^2\beta$
P1	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P2	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P3	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P4	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
p5	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
p6	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
Tổng r_{uu}					0.01236

r ww	y_i^2	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	Ji/L_{MI}	$y_i^2*Fi/L_{ni}*\cos^2\beta$
P1	14.0625	1.000	0.000	0.012117	0.42962838
P2	0.0000	1.000	0.000	0.012117	0.00000000
P3	14.0625	1.000	0.000	0.012117	0.42962838
P4	14.0625	1.000	0.000	0.012117	0.42962838
p5	0.0000	1.000	0.000	0.012117	0.00000000
p6	14.0625	1.000	0.000	0.012117	0.42962838
Tổng r_{ww}					2.00931

$r_{uw} = r_{wu}$	$Cos\,\beta_i$	$Sin\,\beta_i$	$Cos\,\beta_i * J_i/L_{Mi}^2$	y_i	$y_i*\sin\beta*\cos\beta*A_i/L_{ni}$
P1	1.00000	0.000	0.00144246	3.75000	0.00000000
P2	1.00000	0.000	0.00144246	0.00000	0.00000000
P3	1.00000	0.000	0.00144246	3.75000	0.00000000
P4	1.00000	0.000	0.00144246	-3.75000	0.00000000
p5	1.00000	0.000	0.00144246	0.00000	0.00000000
p6	1.00000	0.000	0.00144246	3.75000	0.00000000
Tổng r					-0.05193

Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} E\times(0,15276\times v+0\times u+0\times w)=16.205,359 \\ E\times(0\times v+0,01236\times u-0,05193\times w)=0 \\ E\times(0\times v-0,05193\times u+2,00931\times w)=5.457,348 \end{cases}$$

$$\Rightarrow\begin{cases} v=0,00333615(m) \\ u=0,000403(m) \\ w=0,0000958(rad) \end{cases}$$

Tính nội lực từng cọc

Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i=\frac{E\times A_i}{L_{Ni}}\times(v\times\cos\beta_i+u\times\sin\beta_i+x_i\times\omega\times\cos\beta_i)$$

Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i=\frac{12\times E\times J_i}{L_M^3}\times(-v\times\sin\beta_i+u\times\cos\beta_i-x_i\times\omega\times\sin\beta_i)-\frac{6\times E\times J_i}{L_M^3}\times\omega$$

Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i=\frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i+u\cos\beta_i-x_i\omega\sin\beta_i)-\frac{4EJ_i}{L_M}\omega$$

Bảng 5.20 Kết quả tính toán lực dọc trục trong móng theo TTGH CĐ 1 (ngang cầu)

STT	y_i	N_i	Q_i	M_{Ti}	M_{Di}	Ni xXi
P1	3,750	3.590,083	0,04193709	-36,735	-37,088	13.462,812
P2	0.000	3.241,072	0,04193709	-36,735	-37,088	0
P3	3,750	3.590,083	0,04193709	-36,735	-37,088	13.462,812
P4	3,750	3.590,083	0,04193709	-36,735	-37,088	13.462,812
P5	0.000	3.241,072	0,04193709	-36,735	-37,088	0
P6	-3,750	2.892,060	0,04193709	-36,735	-37,088	-10.845,226
Tổng		20.144,454	0,25162254	-220,412	-222,526	29.543,210

□ ***Tính cho trường hợp dọc cầu***

Tải trọng tính toán:

$$P_1^{tt}=16.205,359\ kN$$

$$H_y^I = 149,297 \text{ kN}$$

$$M_y^I = 1.896,215 \text{ kNm}$$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bệ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

u,v,ω : chuyển vị ngang , chuyển vị thẳng đứng , góc quay của bệ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bệ)

r_{ik} : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

Tính các hệ số r_{ik} :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i .$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin\beta \times \cos\beta = 0$$

$r_{vw} = r_{wv} = 0$ (do cọc bố trí đối xứng nên $\sum x_i = 0$)

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \Sigma \frac{A_i}{l_n} \times x_i \times \sin\beta_i \times \cos\beta_i - 6 \times E \times \Sigma \frac{J}{L_m^{\ 2}} \times \cos\beta_i$$

Trong đó:

E modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc

$$E_c = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.798,93 \text{ MPa}$$

Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 5.21 Bảng tính các hệ số của hệ phương trình chính tắc (dọc cầu)

Vị trí cọc	Fi	L_N (m)	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{MI} cos^2\beta$
P1	1.130	37	1	0	0.03055135
P2	1.130	37	1	0	0.03055135
P3	1.130	37	1	0	0.03055135
P4	1.130	37	1	0	0.03055135
P5	1.130	37	1	0	0.03055135

P6	1.130	37	1	0	0.03055135
Tổng r_{vv}					0.18331

r_{uu}	Fi/L_{ni}	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{ni}*sin^2\beta$	$Cos^2\beta$	$Ji/L^3_{MI}\cos^2\beta$
P1	0.03055	0	0	1	0.00017172
P2	0.03055	0	0	1	0.00017172
P3	0.03055	0	0	1	0.00017172
P4	0.03055	0	0	1	0.00017172
P5	0.03055	0	0	1	0.00017172
P6	0.03055	0	0	1	0.00017172
Tổng r_{uu}					0.01236

r ww	x_i^2	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	Ji/L_{MI}	$x_i^2*Fi/L_{ni}*\cos^2\beta$
P1	4	1	0	0.01212	0.12220541
P2	4	1	0	0.01212	0.12220541
P3	4	1	0	0.01212	0.12220541
P4	4	1	0	0.01212	0.12220541
P5	4	1	0	0.01212	0.12220541
P6	4	1	0	0.01212	0.12220541
Tổng r_{ww}					1.02403243

$r_{uw}=r_{wu}$	$\text{Cos}\,\beta_i$	$\text{Sin}\,\beta_i$	$\text{Cos}\,\beta_i*J_i/L_{Mi}^2$	x_i	$x_i*\sin\beta*\cos\beta*A_i/L_{ni}$
P1	1	0	0.00144246	2	0
P2	1	0	0.00144246	2	0
P3	1	0	0.00144246	2	0
P4	1	0	0.00144246	-2	0
P5	1	0	0.00144246	-2	0
P6	1	0	0.00144246	-2	0
Tổng $r_{uw}=r_{wu}$					-0.05193

Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} E\times(0.18331\times v+0\times u+0\times w)=16,205.359 \\ E\times(0\times v+0.01236\times u-0.05193\times w)=149.297 \\ E\times(0\times v-0.05193\times u+1.02403243\times w)=1,896.215 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v = 0.00278013(m) \\ u = 0.0007936(m) \\ w = 0.0000985(rad) \end{cases}$$

Tính nội lực từng cọc

Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i = \frac{E \times A_i}{L_{Ni}} \times \left(v \times \cos\beta_i + u \times \sin\beta_i + x_i \times \omega \times \cos\beta_i\right)$$

Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i = \frac{12 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \left(-v \times \sin\beta_i + u \times \cos\beta_i - x_i \times \omega \times \sin\beta_i\right) - \frac{6 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \omega$$

Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i = \frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i + u\cos\beta_i - x_i\omega\sin\beta_i) - \frac{4EJ_i}{L_M}\omega$$

Bảng 5.22 Kết quả tính toán lực dọc trục trong móng theo TTGH CĐ 1 (dọc cầu)

STT	X_i	N_i	Q_i	M_{Ti}	M_{Di}	Ni xXi
P1	2.000	2.892,279	24,894	66,601	-142,505	5.784,557
P2	2.000	2.892,279	24,894	66,601	-142,505	5.784,557
P3	2.000	2.892,279	24,894	66,601	-142,505	5.784,557
P4	-2.000	2.509,508	24,894	66,601	-142,505	-5.019,015
P5	-2.000	2.509,508	24,894	66,601	-142,505	-5.019,015
P6	-2.000	2.509,508	24,894	66,601	-142,505	-5.019,015
Tổng		16.205,359	149,362	399,608	-855,029	2.296,627

Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin\beta_i = N_{tt} \\ \sum X = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \sin\beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos\beta_i = H_{tt} \\ \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times x_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times x_i \times \sin\beta_i - \sum M_{Ti} = M_{tt} \end{cases}$$

$$\sin\beta_i = 0 \quad ; \quad \cos\beta_i = 1$$

Ta có : $\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 16.205,359 \approx N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 149,362 \approx H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 1.897,019 \approx M_{tt} \end{cases}$

Tương tự ta tính toán cho TTGH SD. Ta có :

Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương ngang:

$$\begin{cases} N_{tt} = 9.044,446 \text{ kN} \\ H_{tt} = 2.443,292 \text{ kN} \\ M_{tt} = 14.601,315 \text{ kN} \end{cases}$$

Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu

STT	y_i	N_i	Q_i	M_{Ti}	M_{Di}	Ni xXi
P1	3,750	2.408,353	383,367	-181,851	-9,129	9.031,323
P2	0.000	1.507,408	383,367	-181,851	-9,129	0
P3	-3,750	606,463	383,367	-181,851	-9,129	-2.274,235
P4	3,750	2.408,353	383,367	-181,851	-9,129	9.031,323
P5	0.000	1.507,408	383,367	-181,851	-9,129	0
P6	-3,750	606,463	383,367	-181,851	-9,129	-2.274,235
Tổng		9.044,446	2.300,202	-1.091,104	-54,775	13.514,176

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 9.044,446 \approx N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 2300,202 \approx H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 14.605,279 \approx M_{tt} \end{cases}$$

5.13.6.Kiểm toán cọc

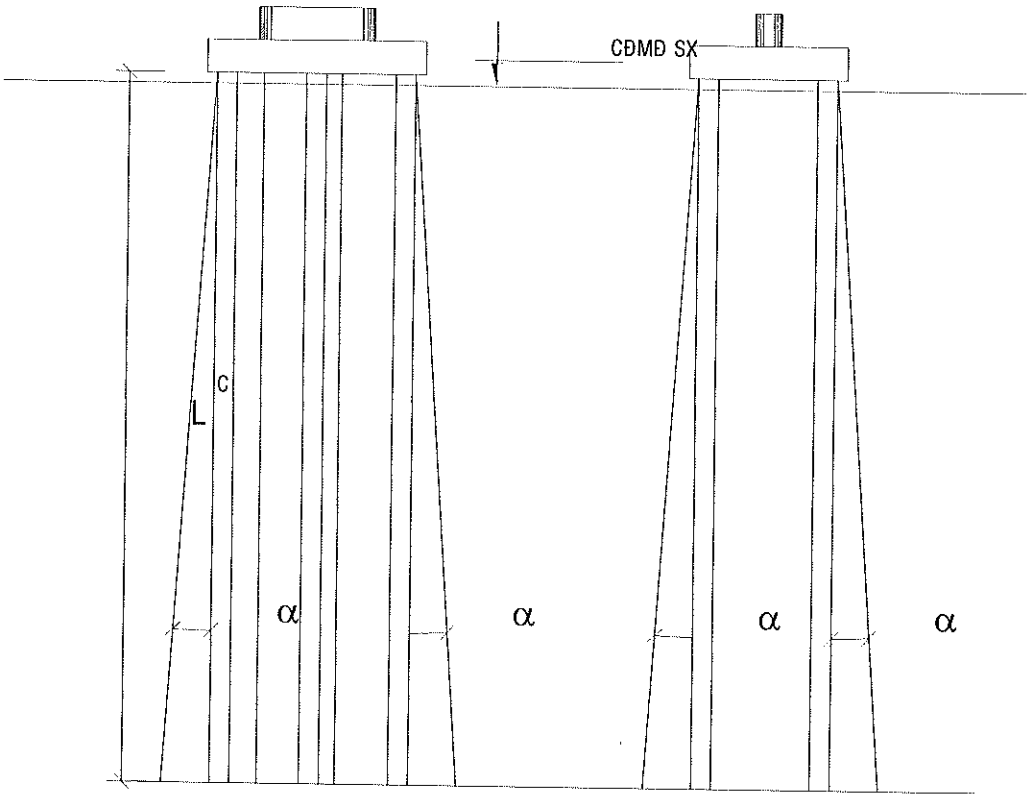
5.13.6.1.Kiểm tra sức chịu tải của cọc.

Ở trạng thái giới hạn cường độ I

$$Max(N_i) = 3.590,053(kN) < Q = 6825,823(kN)$$

5.13.6.2.Kiểm toán cường độ nền đất tại vị trí mũi cọc

5.13.6.3.Xác định kích thước khối móng qui ước



Hình 5.10 Sơ đồ móng khối quy ước(Trụ T1)

Góc mở được tính theo công thức:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Trong đó

φ_{tb} là góc ma sát trong của đất nền được tính trung bình cho các lớp đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \times l_i}{L_{tb}}$$

φ_i là góc ma sát trong của các lớp đất

l_i chiều dày của các lớp đất tương ứng

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = 14,53^o \Rightarrow \alpha = \frac{14,53^o}{4} = 3,43^o$$

Theo phương dọc cầu:

$$A_1 = a\times(n-1)+d+2\times L_c\times\tan\alpha$$

Theo phương ngang cầu:

$$B_1 = b\times(m-1)+d+2\times L_c\times tg\alpha$$

Trong đó:

a: khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương dọc cầu a = 4,0 m

n: số hàng cọc theo phương dọc cầu, n = 2

d đường kính cọc, d = 1,2 m

L_c chiều sâu cọc ngàm trong đất, L_c = 37 m

b khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu b = 3,75 m

m số hàng cọc theo phương ngang cầu m = 3

Thay số vào tính ta đươc:

$$A_1 = 4,0\times(2-1)+1,2+2\times 37\times\tan(3,43)=10\ \text{m}$$

$$B_1 = 3,75\times(3-1)+1,2+2\times 37\times\tan(3,43)=13,64\ \text{m}$$

Diện tích móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$F_{qu} = A_1\times B_1 = 10\times 13,64 = 136,4\ \text{m}^2$$

Momen kháng uốn theo phương ngang cầu:

$$W_n = \frac{A_1\times B_1^2}{6} = \frac{10\times 13,64^2}{6} = 310\ \text{m}^3$$

Momen kháng uốn theo phương dọc cầu:

$$W_d = \frac{B_1\times A_1^2}{6} = \frac{13,64\times 10^2}{6} = 227,33\ \text{m}^3$$

5.13.6.4.Xác định khả năng chịu tải của đất nền dưới mũi cọc

Sức chịu tải tính toán của đất nền theo QPXD 45-78 được tính như sau:

$$R_{II} = \frac{m_1\times m_2}{k_{tc}}\times\left(A\times b\times\gamma_{II}+B\times D_f\times\gamma'_{II}+D\times c_{II}\right)$$

Trong đó:

- m_1, m_2 lần lược là hệ số làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất được chọn theo bảng 1.22 (Nền móng, Châu Ngọc Ẩn)

  $m_1 = 1,1$ $m_2 = 1$

- k_{tc} hệ số độ tin cậy, lấy bằng 1 đối với các đặc trưng tính toán lấy từ thí nghiệm.

- A, B, D giá trị sức chịu tải, lấy ứng với góc ma sát trong của đất nền là $15^o49'$:
- A = 0,34 ; B = 2,36 ; D = 4,92
- D_f chiều sâu chôn móng D_f = 37m (Tính đến cao độ mặt đất sau xói)
- γ_{II} : trọng lượng ơn vị thể tích của ất từ ́y mĩng trở xuống

$$\gamma_{II} = 19,9\ kN/m^3$$

$$\gamma'_{dn} = \frac{\sum \gamma_i \times h_i}{\sum h_i} =$$

$$= \frac{16,7\times 19,2 + 18,5\times 2,1 + 20,4\times 4 + 19,6\times 2,9 + 19,4\times 8,8}{19,2 + 2,1 + 4 + 2,9 + 8,8}$$

$$= 18,07\ kN/m^3$$

- b bề rộng khối móng qui ước b = 10 m
- c lực dính đơn vị của đất dưới đáy móng, c = 0 kN/m^2

Vậy sức chịu tải của đất nền dưới mũi cọc là:

$$R_{II} = \frac{1,1\times 1}{1}\times\left(0,34\times 10\times 19,9 + 2,36\times 37\times 18,07 + 4,92\times 0\right)$$

$$= 1.810,086\ kN/m^2$$

5.13.6.5.Xác định ứng suất dưới đáy khối móng qui ước.

Trọng lượng thể tích của móng khối qui ước

$$\gamma_{qu} = \gamma_{tb} + \frac{n_c \times F_c \times L_c \times \gamma_{bt}}{V_{qu}}$$

Trong đó:

γ_{tb} trọng lượng đơn vị trung bình của đất từ mũi cọc trở lên , $\gamma_{tb} = 18,92\ kN/m^3$

γ_{bt} : trọng lượng riêng của bê tông : $\gamma_{bt} = 25\ kN/m^3$

n_c : số lượng cọc, n_c = 6 cọc

F_c : diện tích tiết diện ngang của cọc $F_c = \pi\times\frac{1,2^2}{4} = 1,13\ m^2$

L_c : chiều dài cọc : L_c = 37 m

V_{qu} : thể tích khối móng qui ước : $V_{qu} = F_{qu}\times D_f = 136,4\times 37 = 5.046,8\ m^3$

$$\Rightarrow \gamma_{qu} = 18,92 + \frac{6\times 1,13\times 37\times 25}{5046,8} = 20,163\ kN/m^3$$

5.13.6.6.Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước và kiểm toán

➢ Trạng thái giới hạn cường độ I :

Ta lấy nội lực trường hợp xếp tải trên tất cả các làn để đạt lực nén và momen dọc cầu lớn nhất.

Tải trọng thẳng đứng tính toán:

$$N_{0tt} = P_{tt} + 1,25 \times \gamma_{qu} \times V_{qu} = 16.205,359 + 1,25 \times 20,163 \times 5.046,8 = 143.403,6445 \text{ kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu,

$$H_{oytt} = H_y = 0 \text{ kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu

$$H_{oxtt} = H_x = 149,297 \text{ kN}$$

Momen tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{0ytt} = M_y + H_{oxtt} \times L_n = 3.677,846 + 149,297 \times 37 = 9.201,835 \text{ kNm}$$

Momen tính toán theo phương ngang cầu

$$M_{oxtt} = M_x + H_{oytt} \times L_m = 5.457,348 + 0 \times 37 = 5.457,348 \text{ kNm}$$

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} + \frac{M_{oytt}}{W_d} + \frac{M_{oxtt}}{W_n} = \frac{143.403,6445}{134,6} + \frac{9.201,835}{227,33} + \frac{5.457,348}{310} = 1.123,488 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{min} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} - \frac{M_{oytt}}{W_d} - \frac{M_{oxtt}}{W_n} = \frac{143.403,6445}{134,6} - \frac{9.201,835}{227,33} - \frac{5.457,348}{310} = 1.007,324 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{1123,488 + 1007,324}{2} = 1065,406 \text{ kN/m}^2$$

Kiểm toán ứng suất dưới đáy móng.

Điều kiện kiểm toán: $\begin{cases} \sigma_{max} < 1.2 \times R_{II} \\ \sigma_{tb} < R_{II} \\ \sigma_{min} > 0 \end{cases}$

Thay vào ta có: $\begin{cases} \sigma_{max} = 1123,488 < 1,2 \times 1810,086 \\ \sigma_{tb} = 1065,406 < 1810,086 \\ \sigma_{min} = 1007,324 > 0 \end{cases}$ vậy thỏa điều kiện kiểm toán

➢ Trạng thái giới hạn đặc biệt :

Ta xét trường hợp xếp tải trên ½ cầu lấy momen ngang cầu lớn nhất.

Tải trọng thẳng đứng tính toán:

$$N_{0tt} = P_{tt} + 1.25 \times \gamma_{qu} \times V_{qu} = 11203,269 + 1,25 \times 20,163 \times 5046,8 = 138.401,5545$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu

$$H_{oytt} = H_y = 5506,78 \text{ kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu:

$$H_{oxtt} = H_x = 1556,755 \text{ kN}$$

Momen tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{0ytt} = M_y + H_{oxtt} \times L_m = 15.836,443 + 1.556,755 \times 37 = 73.436,378 \text{ kNm}$$

Momen tính toán theo phương ngang câu:

$$M_{oxtt} = M_x + H_{oytt} \times L_m = 42.988,09 + 5506,78 \times 37 = 246.738,95 \text{ kNm}$$

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} + \frac{M_{oytt}}{W_d} + \frac{M_{oxtt}}{W_n} = \frac{138.401,5545}{136,4} + \frac{73.436,378}{227,33} + \frac{246.738,95}{310} = 2.133,645 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{min} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} - \frac{M_{oytt}}{W_d} - \frac{M_{oxtt}}{W_n} = \frac{138.401,5545}{136,4} - \frac{73.436,378}{227,33} - \frac{246.738,95}{310} = 23,45 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{2.133,645 + 23,45}{2} = 1.078,5475 \text{ kN/m}^2$$

Kiểm toán ứng suất dưới đáy móng.

Điều kiện kiểm toán: $\begin{cases} \sigma_{max} < 1.2 \times R_{II} \\ \sigma_{tb} < R_{II} \\ \sigma_{min} > 0 \end{cases}$

Thay vào ta có: $\begin{cases} \sigma_{max} = 2.133,645 < 1,2 \times 1.810,086 \\ \sigma_{tb} = 1.078,5475 < 1.810,086 \\ \sigma_{min} = 23,45 > 0 \end{cases}$ vậy thỏa điều kiện kiểm toán

5.13.6.7.Kiểm tra độ lún của cọc.

Tải trọng thẳng đứng tính toán: $N_{tc} = P_{tt} = 9.044,446 \text{ kN}$

P_{tt} lực thẳng đứng tại đáy đài được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng

Trọng lượng cọc : $Q_{coc} = L_c \times F_{coc} \times \gamma_{bt} = 37 \times 1,131 \times 25 = 1046,175 \text{kN}$

Ứng suất do tải trọng thẳng đứng gây ra dưới đáy khối móng qui ước:

$$\sigma = \frac{N_{tc} + nQ_{coc}}{F_{qu}} = \frac{9044,446 + 6 \times 1046,175}{136,4} = 112,328 \ kN/m^2$$

Ta chia đất dưới mũi cọc thành các lớp có chiều dày 2m để tính lún.

Độ biến dạng trong từng lớp được tính theo công thức:

$$S_i = \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma_{zi}' \times h_i$$

Trong đó:

- S_i : độ lún lớp đất phân tố.
- h_i : chiều dày lớp phân tố thứ i.
- $\sigma_{tb}(T/m^2)$: ứng suất tại vị trí giữa lớp phân tố do tải trọng gây lún gây ra
- N_i (búa/30cm) : Trị số SPT đặc trưng cho lớp phân tố.
- β_i : Hệ số tính từ hệ số poison của đất theo công thức sau :

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \mu^2}{1 - \mu} \ (\mu \text{ là hệ số Poisson})$$

Ta có thể lấy gần đúng đối với đất dưới đáy móng khối là đất cát $\beta = 0.56$

- E_i : Modun biến dạng của đất :

$$E_i = 766 \times \frac{N_i}{10} \ (T/m^2)$$

Độ lún tổng cộng của nền đất dưới đáy móng được xác định:

$$S = \sum S_i$$

Độ lún cho phép của công trình là:

$$[S] = 1,5 \times \sqrt{L} = 1,5 \times \sqrt{24,4} = 7,41 \ cm$$

(L là chiều dài nhịp tính toán cầu cầu được tính bằng m, $L_{tt} = 24,4$ m)

Chiều sâu lớp đất tính lún đước xác định tại vị trí ứng suất do tải trọng bản thân lớn hơn 10 lần ứng suất do tải trọng ngoài gây ra.

Vì số liệu thí nghiệm lớp dưới đáy khối móng qui ước không đủ độ dài tính lún nên ta xem như lớp cuối cùng sâu vô hạn.

σ_γ : ứng suất do tải trọng bản thân đất nền gây ra (T/m^2)

σ_p : ứng suất do tải trọng gây lún $\sigma = 122,74 \ kN/m^2 = 12,274 T/m^2$ gây ra

Z_i : độ sâu điểm tính ứng suất tính từ đáy móng khối quy ước. (m)

B : bề rộng đáy móng khối quy ước. (m)

K : hệ số phụ thuộc tỷ số Z/B.

γ : Trọng lượng riêng đẩy nổi của các lớp phân tố. (T/m^3)

Bảng 5.23 Tổng hợp lún nền đất dưới đáy móng (Trụ T1)

z (m)	z/B_{qu}	K_o	s_{zi}^{gl} (kN/m^2)	s_{zi}^{bt} (kN/m^2)	$0,2.s_{zi}^{bt}$ (kN/m^2)	s_{tb}^{gl} (kN/m^2)	E_{oi} (kN/m^2)	S_i (cı
0	0.000	1.000	254,708	309,379	61,876	249,613	27.576	0,5
2	0.160	0.960	244,519	327,979	65,596	221,779	27.576	0,5
4	0,320	0.814	199,039	365,179	73,036	162,714	27.576	0,3
6	0,481	0.635	126,390	420,979	84,196	93,655	27.576	0,2
8	0,641	0.482	60,920	495,379	99,076	41,669	27.576	0,0
10	0,801	0.368	22,418	588,379	117,676	22,418	27.576	0,0

Tổng S = 1,79cm < 8,9cm

Vậy điều kiện về chuyển vị thỏa mãn.

5.13.7.Thiết kế cốt thép cho đài cọc

Xem đài cọc như một dầm công xôn bị ngàm vào trụ, tiết diện tính toán đi qu mép cột và bị uốn bởi các phản lực đầu cọc không nằm dưới chân trụ.

Hình 5.11 Sơ đồ tính toán nội lực bệ cọc

5.13.7.1.Thép đặt theo phương dọc cầu

❖ **Thiết kế cốt thép**

Phản lực đầu cọc ở ttgh cường độ I đối với nhóm cọc ngoài cùng :

$$N_n = 3 \times 3.590,053 = 10.770,159(kN)$$

Ta có khoảng cách từ trọng tâm nhóm cọc đến mặt cắt xét là 1300 mm

$$M = 10.770,159 \times 1,3 = 14.001,2067 \text{ kNm}$$

Sức kháng uốn của cấu kiện:

$$M_r = \varphi \times M_n$$

Sử dụng thép $\phi 32a150$ có $f_y = 420$ MPa.

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo đến mép chịu nén là:

$$d_s = h - a_0 = 2000 - 200 = 1800 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép là: $A_s = 63 \times \frac{\pi \times 32^2}{4} = 50.667,606 \text{ mm}^2$

Chiều cao vùng nén của bêtông:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{50.667,606 \times 420}{0,85 \times 35 \times 9500} = 75,3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{75,3}{0,8} = 94,119 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_s} = \frac{94,119}{1800} = 0,072 < 0.42$$

Mômen kháng uốn danh định:

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 50.667,606 \times 420 \times \left(1800 - \frac{75,30}{2}\right)$$

$$= 3,75 \times 10^{10} \text{Nmm}$$

Sức kháng uốn:

$$M_r = \varphi \times M_n = 0,9 \times 3,75 \times 10^{10} = 3,37 \times 10^{10} \text{Nmm} = 33.753,2 \text{ kNm}$$

Suy ra: $M_r > M_x = 14.001,2067$ kNm . Vậy thoả mãn điều kiện chịu uốn

❖ **Kiểm tra khả năng chịu nứt của tiết diện**

Điều kiện chịu nứt

$$f_s \le \begin{cases} f_{sa} = \dfrac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} \\ 0.6 \times f_y \end{cases} \qquad (*)$$

Tiết diên tính toán $b \times h = 9,5 \times 2$ m , $d_s = 1800$ mm, $A_s = 50.667,61$ mm^2

Tỷ số modun đàn hồi: $n = \dfrac{E_s}{E_c}$

$E_s = 200\,000$ MPa

$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1,5} \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{35} = 31.798,93$ MPa

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{31.798,93} = 6,289$$

Chiều dày làm việc của bêtông sau khi bị nứt:

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right)$$

$$= \frac{6,2895 \times 50.667,61}{9500} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1800 \times 9500}{6,289 \times 50.667,61}} - 1 \right) = 315,58 \text{ mm}$$

Ta lần lượt tính các giá trị trong biểu thức (*) :

Tính f_s (ứng suất trong thép do tải trọng gây ra):

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n$$

+ Momen quán tính của tiết diện nứt:

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

$$= \frac{9500 \times 315,58^3}{3} + 6,289 \times 50.667,61 \times (1800 - 315,58)^2 = 8,02 \times 10^{11} \text{mm}^3$$

+ Ta kiểm toán nứt của bệ cọc theo phương ngang ở TTGH sử dụng nên phản lực đầu cọc ở TTGH này

$$N_n = 2.408,353 \times 3 = 7.225,059 (\text{kN})$$

$M_s = 7225,059 \times 1,3 = 9.392,577$ kNm

+ Do đó:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{9.392,577 \times 10^6}{8,02 \times 10^{11}} \times (1800 - 315,58) \times 6,289 = 109,332 \text{ MPa}$$

Tính $f_{sa} = \dfrac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}}$

+ Thông số vết nứt ở điều kiện khắc nghiệt

$Z = 23000$ N/mm

+ d_c khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài của bê tông chịu kéo và không được lớn hơn 50 mm

+ Diện tích trung bình của bêtông bao quanh một thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n}; \quad \text{với} \quad A_c = 9500 \times (50 + 50) = 950000 \ \text{mm}^2$$

$$\Rightarrow A = \frac{950000}{63} = 15.079,36 \ \text{mm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{50 \times 15.079,36}} = 252,7029 \ \text{MPa}$$

+ Tính $0.6 \times f_y$

$0.6 \times f_y = 0,6 \times 420 = 252\text{MPa}$

Vậy: $f_s = 109,332 \le \begin{vmatrix} f_{sa} = 252,7029 \ \text{Mpa} \\ 0,6 \times f_y = 252 \ \text{Mpa} \end{vmatrix}$ Thoả điều kiện chịu nứt

5.13.7.2.Thép đặt theo phương ngang cầu:

Do nội lực tại mặt cắt ngàm tính toán nhỏ hơn so với phương dọc cầu nên ta đặt giống thép bệ dọc cầu để tiện thi công và gia công cốt thép.

. Tính toán côt thép cho cọc khoan nhồi.

Nhận thấy momen lớn nhất khi tính toán cọc chịu tải trọng ngang là:

$M_{max} = 1400,121$ Tm

Cường độ chịu nén tính toán của betong M300:

$R_n = 110\text{kG/cm}^2 = 11000\text{kN/m}^2$

Cường độ chịu kéo của betong AII:

$R_a = 2700\text{kG/cm}^2 = 270000\text{kN/m}^2$

Chọn lớp bê tông bảo vệ là 7,5cm

Suy ra $h_0 = 120 - 7,5 = 112,5$cm

Tính toán các đại lượng:

$$A = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{1400,121}{11000.1,2.1,13^2} = 0,08$$

$$\gamma = \frac{1}{2}\left(1+\sqrt{1-2A}\right) = \frac{1}{2}\left(1+\sqrt{1-2\times 0,08}\right) = 0,96$$

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_0} = \frac{14.001,21}{270.000\times 0,97\times 1,13} = 473,1cm^2$$

❖ ***Diện tích tối thiểu của 1 thanh cốt thép dọc sẽ là:***

Nếu bố trí trên mặt cắt ngang là 30 thanh cốt thép dọc thì số thanh thép chịu momen uốn trên tiết diện cọc là 15 thanh

$$F_{uon1thanh} = \frac{F_a}{15} = \frac{4,731}{15} = 0,315cm^2$$

Chọn đường kính cốt thép dọc của cọc là 30 thanh ϕ28

Diện tích của 1 thanh cốt thép dọc của thanh là:

$f_{ct} = 7,065cm^2 > 0,315cm^2$ → Đạt yêu cầu.

- ***Bố trí cốt thép đai cho đốt cọc***

Lực cắt lớn nhất khi tính toán cọc chịu tải trọng ngang là Q = 708,85 T

Giá trị của lực cắt nhỏ nên chọn cốt đai làm cốt cấu tạo.

Chọn cốt thép đai là ϕ10a150mm

CHƯƠNG 6:THIẾT KẾ MỐ CẦU – MÓNG MỐ

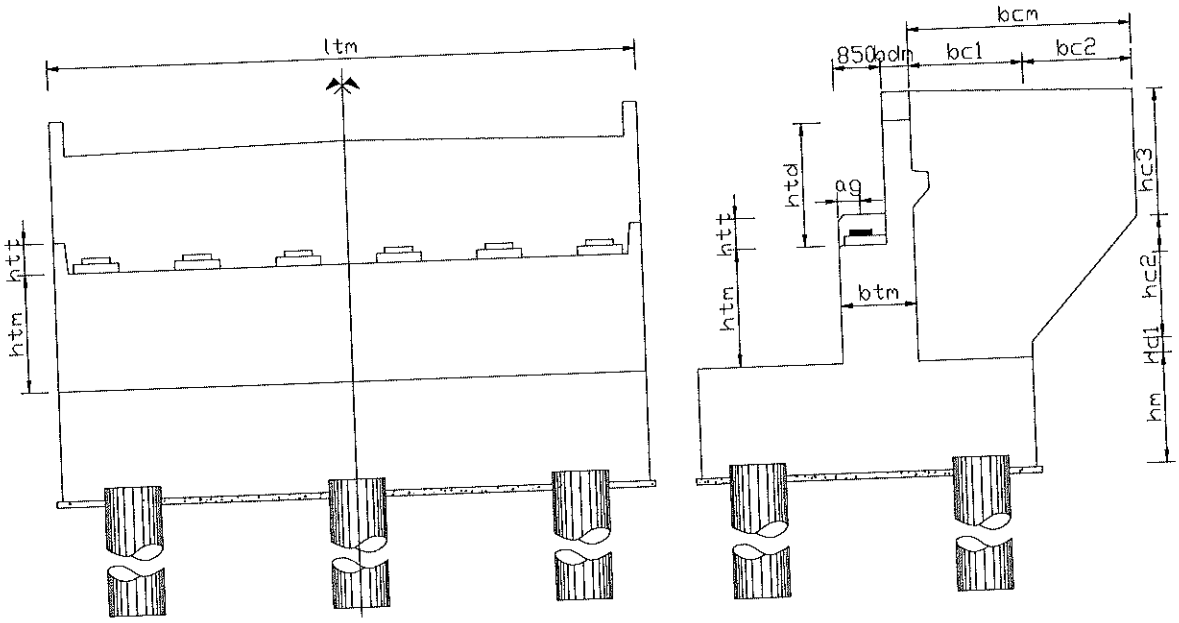
.1.GIỚI THIỆU CHUNG

- Loại mố thiết kế: Mố đặc chữ U BTCT không DƯL
- Tên mố tính toán: M1
- Quy trình thiết kế: 22 TCN 272-05
- Hoạt tải thiết kế: Tổ hợp xe HL93 + Hoạt tải người

6.1.1..Kích thước hình học mố

- Số gối mố thiết kế: N = 6 (gối)
- Chiều cao gối thiết kế : h_g = 80 (mm)
- KC giữa các gối theo PNC: S = 2000 (mm)
- KC từ tim gối đến mép tường mố : a_g = 360 (mm)
- Số làn xe thiết kế: n = 2 (làn)

Các kí hiệu kích thước mố :

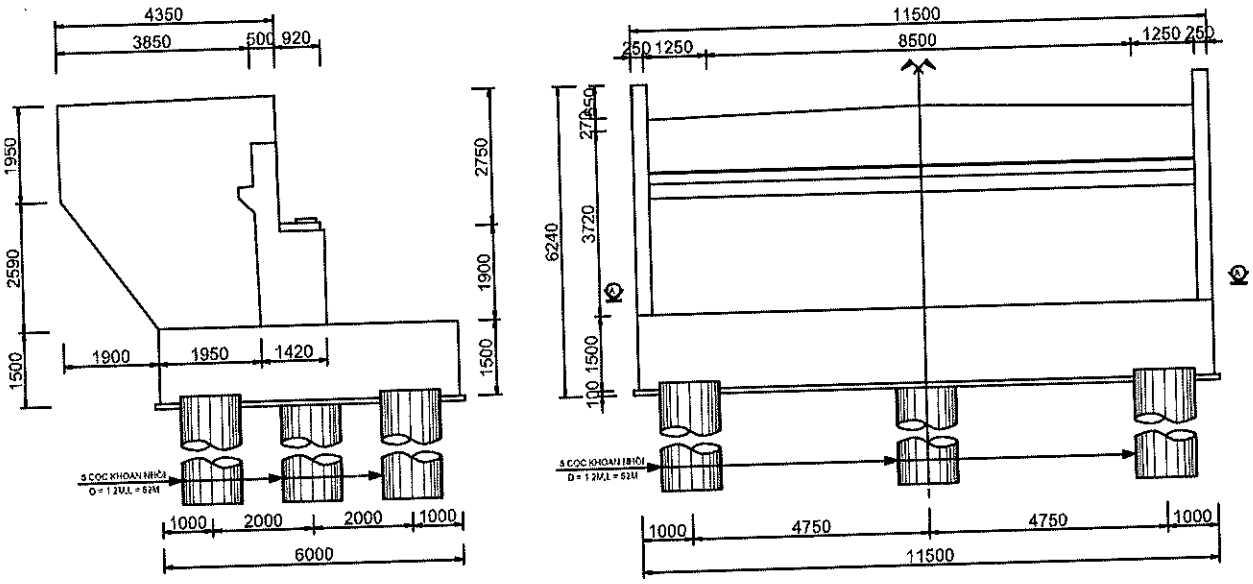


Các kích thước cơ bản:

Bảng 6.1 Các kích thước cơ bản của mố cầu

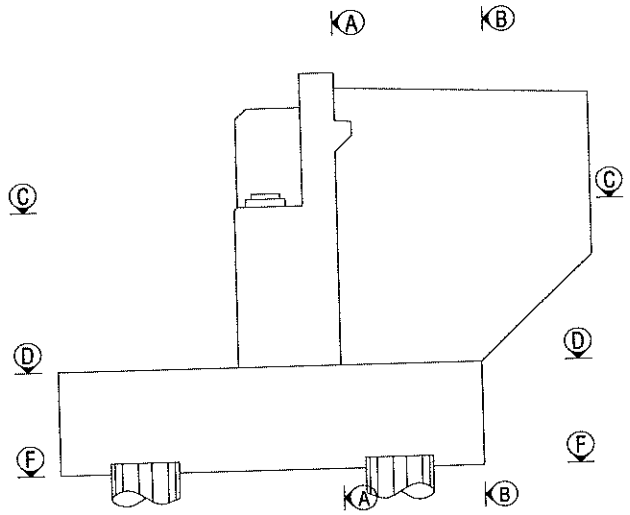
	Ký hiệu	Giá trị
Bề dày tường đỉnh	Btd	500
Chiều cao tường đỉnh	Htd	1705
Chiều dài thân mố	Ltd	11500
Bề rộng thân mố	Btm	1420
Chiều cao thân mố	Htm	1900
Bề dày cánh mố	Tcm	300
Bề rộng cánh mố 1	Bc1	1950
Bề rộng cánh mố 2	Bc2	1870
Bề rộng toàn cánh mố	Bcm	3820
Chiều cao cánh mố 1	Hc1	2577
Chiều cao cánh mố 2	Hc2	1678
Chiều cao toàn cánh mố	Hcm	4255
Bề rộng móng mố	Bm	6000
Chiều cao móng mố	Hm	2000
Chiều dài móng mố	Lm	11500

(Chiều cao đất đắp được tính từ đỉnh bệ mố)



Hình 6.1 Các kích thước cơ bản của mố cầu

Mặt cắt cần kiểm toán



Hình 6.2 Mặt cắt tính toán mố cầu

- Mặt cắt A-A: Tường cánh (phần thân)
- Mặt cắt B-B: Tường cánh (phần đuôi)
- Mặt cắt C-C: Đáy tường đỉnh
- Mặt cắt D-D: Tường thân
- Mặt cắt F-F: Đáy bệ

6.1.2.Vật liệu sử dụng

Cường độ chịu nén của bêtông $f_c' = 35$ MPa

Khối lượng riêng của bêtông $\gamma_c = 0,25\times10^{-4}\,N/mm^3$,

Môđun đàn hồi của bêtông $E_c = 0,043\times2500^{1.5}\times\sqrt{35} = 31.798,93MPa$

Cường độ chảy dẻo của cốt thép $f_y = 280$ MPa

Giới hạn ứng suất ở trạng thi sử dụng :

Giới hạn ứng suất nén: $0,45 \times f_c^{'} = 0,45 \times 35 = 16$ MPa

Giới hạn ứng suất ko: $0,5 \times \sqrt{f_c^{'}} = 0,5 \times \sqrt{35} = 3$ MPa

6.1.3.Các thông số đất đắp

Trọng lượng riêng đất đắp: $\gamma_s = 1800$ (kG/m^3)

Góc ma sát trong của đất đắp: $\varphi = 35^0$

Góc ma sát giữa đất và tường: $\varphi = 24^0$

6.2.CÁC TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN MỐ VÀ NỘI LỰC

Tại mỗi vị trí gối có các lực tồn tại theo 3 phương vuông góc tác dụng:

- Lực theo phương dọc cầu: H_x
- Lực theo phương ngang cầu: H_y
- Lực theo phương đứng: V

6.2.1.Tĩnh tải

Kết cấu phần trên:

Tĩnh tải kết cấu phần trên tác dụng xuống mố M1 bao gồm: (1/2 kết cấu nhịp)

❖ Trọng lượng bản thân ½ dầm chủ:

$$DC_{1/2b} = 11,33 \times 25000 : 2 = 141.625 \text{ N}$$

Vậy tổng tĩnh tải bản thân dầm chủ ½ kết cấu nhịp truyền xuống mố :

$$DC = DC_{1/2b} x9 = 141.625x6 = 849.750 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng hệ dầm ngang

$$DC_{dn} = 9000 \times 5 \times 0,5 = 22.500 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng hệ lan can –lề bộ hành - bó vỉa:

$$DC_2 = 9,74 \times 25000 \times 0,5 = 121.750 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng lớp phủ bản mặt cầu

$$DW = 14,2025 \times 25000 : 2 = 177.531,25 \text{ N}$$

Bảng nội lực tại các mặt cắt do tải trọng kết cấu phần trên

TT	Tải trọng	P(N)	MC F-F		MC D-D	
			Độ lêch tâm	Mx	Độ lêch tâm	Mx
1.000	DC	994.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2.000	DW	177.531,25	0.000	0.000	0.000	0.000

Kết cấu phần dưới

Trọng lượng gối cầu: xét mố M1 gồm 6 gối .

Trọng lượng đá kê gối

$$P_{kg} = n \times \gamma_c \times b_{kg} \times l_{kg} \times h_{kg}$$

Trong đó:

b_{kg}, l_{kg}, h_{kg} : Lần lượt là bề rộng, dài và cao đá kê gối,

	Gối 1&6	Gối 2&5	Gối 3&4
bkg	800	800	800
lkg	800	800	800
hkg	150	190	230

$$\Rightarrow P_{kg} = 25 \times 10^{-6} \times 800 \times 800 \times (150 + 190 + 230) \times 2 = 18240N$$

❖ **Trọng lượng gối kê:**

$$P_g = n \times \gamma_g \times b_g \times l_g \times h_g$$

Trong đó:

γ_g : Khối lượng riêng của gối cao su, $\gamma_g = 78{,}5 \times 10^{-6} N/mm^3$

b_g, l_g, h_g : Lần lượt là bề rộng, dài và cao gối cao su, $b_{kg} = 400, l_{kg} = 500, h_{kg} = 80$ mm

$$P_g = 6 \times 78{,}5 \times 10^{-6} \times 400 \times 500 \times 80 = 7536N$$

❖ Trọng lượng tường đỉnh

$$P_{td} = 0{,}000025 \times (17050 \times 500 \times 11500) = 245.093{,}750 \text{ m}^3$$

❖ Mấu đỡ bản quá độ:

$$P_{mau} = \frac{215 + 545}{2} \times 300 \times (11500 - 2 \times 400) \times 0{,}000025 = 31.065 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng tường cánh (phần đuôi):

$$P_{tcd} = 2 \times 300 \times \left(\frac{1678 + 2577}{2} \times 1900 \right) \times 0{,}000025 = 59.676{,}375 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng tường cánh (phần thân)

$$P_{tct} = 4255 \times 1950 \times 300 \times 0{,}000025 \times 2 = 124.458{,}750 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng tường thân

$$P_{tt} = 1900 \times 1420 \times 11500 \times 0,25 \times 10^{-4} = 775.675 \text{ N}$$

❖ Trọng lượng bệ mố:

$$P_{bm} = 11500 \times 2000 \times 6000 \times 0,25 \times 10^{-4} = 3.450.000 \text{ N}$$

❖ Tổng phản lực không hệ số do trọng lượng bản thân:

$$P_{bt} = P_{bm} + P_{tt} + P_{tct} + P_{tcd} + P_{mau} + P_{td} + P_{gc} + P_{kg}$$
$$= 3.450.000 + 775.675 + 124.458,75 + 59.676,375 + 31.065 + 245.093,75 + 7.$$
$$= 4.711.744,875 \text{ N}$$

Tĩnh tải do trọng lượng bản thân mố sẽ gây ra lực thẳng đứng P_z, mô men tuỳ theo khoảng cách giữa trọng tâm các bộ phận so với trọng tâm mặt cắt t toán tại các mặt cắt C-C, D-D, F-F

Bảng 6.2 Bảng tính nội lực cho tiết diện F-F do trọng lượng bản thân

Bảng tính nội lực cho tiết diện F-F do trọng lượng bản thân

Kết cấu	Tiết diện F-F		
	P(N)	e (mm)	M (Nmm)
Bệ mố	3.450.000	0.000	0.000
Tường thân	775.675	305,000	236.580.875,000
Tường tai	0.000	55,000	0.000
Tường đỉnh	245.093,750	730,000	178.918.437,500
Vai kê bản quá độ	31.065	1.130,000	35.103.450,000
Tường cánh (phần đuôi)	59.676,375	3.799,628	226.747.995,978
Tường cánh (phần thân)	124.458,750	2.025,000	252.028.968,750
Đá kê gối	18.240,000	55,000	1.003.200,000
Gối kê	7.536,000	-10,000	-75.360,000
Tổng cộng	***4.711.744,875***		***930.307.567,228***

Bảng 6.3 Bảng tính nội lực cho tiết diện D-D do trọng lượng bản thân

Kết cấu	Tiết diện D-D		
	P(N)	e (mm)	M (Nmm)
Tường thân	775.675,000	0,000	0.000
Tường tai	0.000	-285,000	0.000
Tường đỉnh	245.093,750	460,000	112.743.125,000
Vai kê bản quá độ	31.065,000	841,034	26.126.736,207
Đá kê gối	18.240,000	-260,000	-4.742.400,000
Gối kê	7.536,000	-350,000	-2.637.600,000
Tổng cộng	1.077.609,750		131.489.861,207

Bảng 6.4 Bảng tính nội lực cho tiết diện C-C do trọng lượng bản thân

Kết cấu	Tiết diện C-C		
	P(N)	e (mm)	M (Nmm)
Vai kê bản quá độ	31.065,000	381,034	11.836.836,207
Tường đỉnh	245.093,750	0.000	0.000
Tổng cộng	276.158,750		11.836.836,207

6.2.2.Lực ly tâm

Do ở đây ta thiết kế mố của cầu thẳng nên không có lực ly tâm

6.2.3.Tải trọng gió

Tốc độ gió thiết kế được tính bằng công thức:

$$V = V_B \times S$$

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. Ta chọn vùng tính gió là vùng II nên có $V_{B1} = 45m/s$, đồng thời ta cũng phải tính tải trọng gió tác dụng vào công trình khi có $V_{B2} = 25m/s$ để kiểm toán ở trạng thái giới hạn cường độ III và sử dụng

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. Ta có độ cao mặt cầu cách mặt nước trên 10m và khu vực thông thoáng nên S = 1,14

Do đó:

$V_1 = V_{B1}.S = 45 \times 1,14 = 51,3m/s$

$V_2 = V_{B2}.S = 25 \times 1,14 = 28,5m/s$

Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu

❖ **Đối với tải trọng gió ngang**

Tải trọng gió ngang P_D được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp:

$$P_D = 0.0006 \times V^2 \times A_t \times C_d \geq 1.8 \times A_t$$

Trong đó:

A_t : Diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang.

C_d : Hệ số cản được quy định trong A3.8.1.2.1.1, phụ thuộc vào tỉ số b/d

b : Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)

b=11500mm

d : Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc

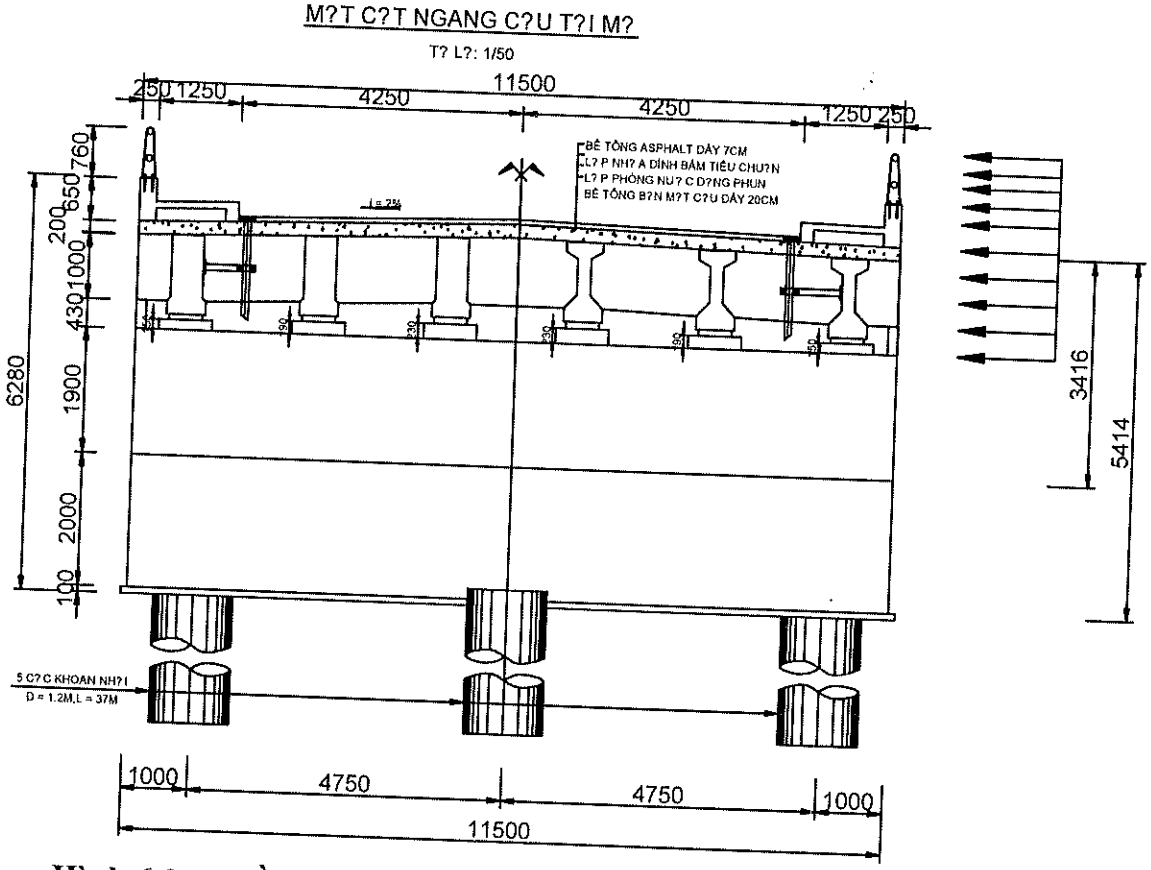
$$d = 1400 + 200 + 1200 = 2800 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \frac{b}{d} = \frac{11500}{2800} = 4.107$$

Tra biểu đồ 3.8.1.2.1.1, ta suy ra được hệ số cản gió $C_d = 1,35$

Gọi Z_1, Z_2 lần lượt là khoảng cách từ điểm đặt lực P_D của tải trọng gió đến mặt cắt đáy tường thân D-D và đáy bệ F-F.

– **Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu phần trên:**



Hình 6.3 Sơ đồ tác động tải trọng gió tác dụng lên kết cấu phần trên

Diện tích hứng gió được xác định như sau:

+ Lan can: $A_t = 1400 \times 12.500 = 17.500.000 mm^2$

+ Dầm I+ BMC : $A_t = (1200 + 200) \times 12.500 = 17.500.000 mm^2$

$$\Rightarrow A_{t-tren} = 17.500.000 + 17.500.000 = 35.000.000 \text{ mm}^2$$

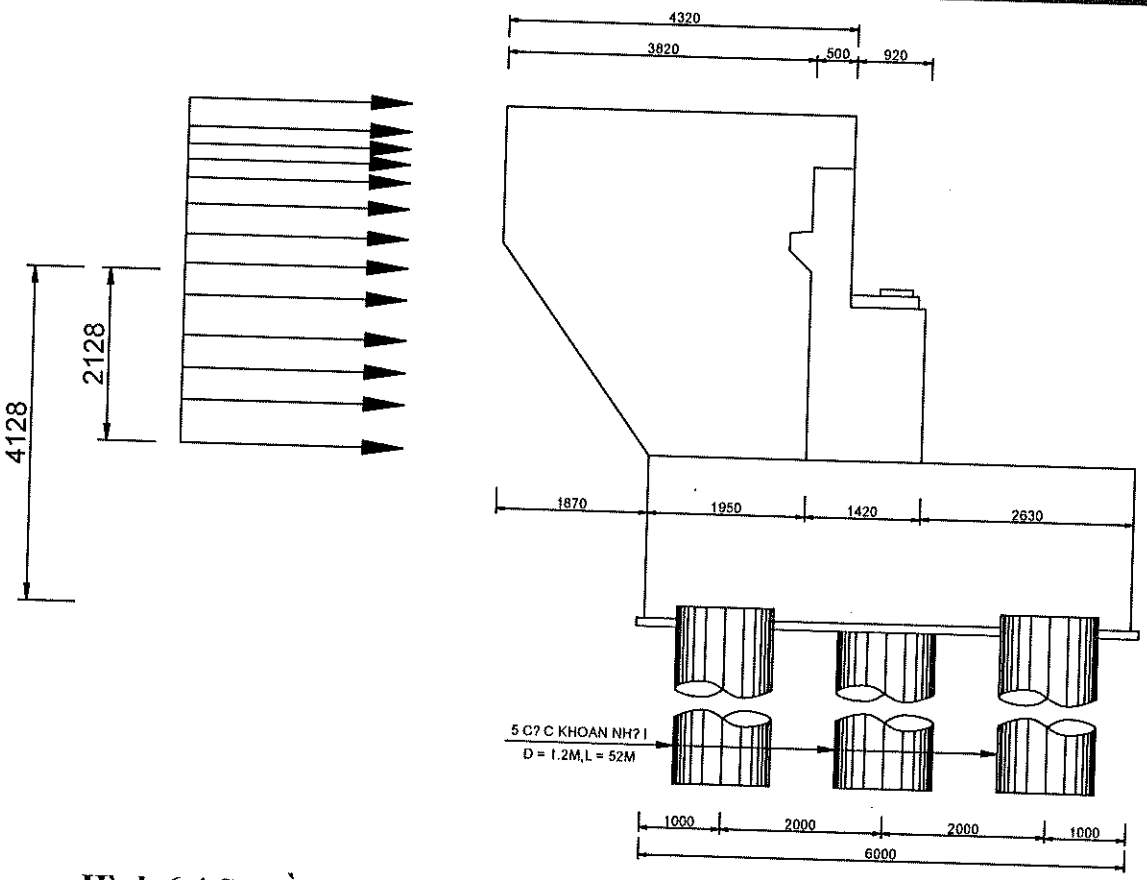
Bảng 6.5 Nội lực do tải trọng gió ngang tác động lên kết cấu phần trên

Kí hiệu	Ứng với V_1	Ứng với V_2	Đơn vị
A_t	35,000	35,000	m^2
C_d	1,350	1,350	
$1.8A_t$	63,000	63,000	kN
$0.0006V^2A_tC_D$	74,608	23,027	kN
P_D	74,608	63,000	kN
Z_1	3.416,000	3.416,000	mm
Z_2	5.416,000	5.416,000	mm

Bảng tổng hợp tải trọng gió ngang tác động lên kết cấu phần

Tải trọng	H_x (N)	Tiết diện D-D		Tiết diện F-F	
		Z_1 (mm)	Mô men M_x (Nmm)	Z_2 (mm)	Mô men M_x (Nmm)
Ứng với V_1	74.608,412	3.416,000	254.862.333,684	5.416,000	404.079.156,7
Ứng với V_2	63.000,000	3.416,000	215.208.000,000	5.416,000	341.208.000,0

– **Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu phần dưới:**



Hình 6.4 Sơ đồ tác động tải trọng gió tác dụng lên kết cấu phần dưới

Diện tích hứng gió của kết cấu phần dưới bao gồm:

Diện rích (thân mố + tường tai+ cánh mố): $A_{t_duoi} = 19515000 mm^2$

Bảng 6.6 Nội lực do tải trọng gió ngang tác động lên kết cấu phần dưới

Kí hiệu	Ứng với V_1	Ứng với V_2	Đơn vị
A_t	195,150	195,150	m^2
C_d	1,350	1,350	
$1.8A_t$	351,270	351,270	kN
$0.0006V^2A_tC_D$	415,995	128,394	kN
P_D	415,995	351,270	kN
Z_1	2.128,000	2.128,000	mm
Z_2	4.128,000	4.128,000	mm

Bảng tổng hợp tải trọng gió ngang tác động lên cấu phần trên

Tải trọng	H_x (N)	Tiết diện D-D		Tiết diện F-F	
		Z_1 (mm)	Mô men M_x (Nmm)	Z_2 (mm)	Mô men M_x (Nmm)
Ứng với V_1	415.995,186	2.128,000	885.237.755,457	4.128,000	1.717.228.127,127
Ứng với V_2	351.270,000	2.128,000	747.502.560,000	4.128,000	1.450.042.560,000

❖ **Đối với tải trọng gió dọc**

Tải trọng gió dọc tác dụng lên mố bằng 0 do tại vị trí mố ta sử dụng gối di động.

Tải trọng gió tác dụng lên hoạt tải

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 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở 1,8m trên mặt đường. Chiều dài tải trọng gió tác dụng lên xe cộ được lấy bằng chiều dài dầm tác dụng lên mố: $L = 12500\ mm$

$$WL_{ngang} = 1,5 \times 12.500 = 18.750\ N$$

Vì tại mố cầu đặt gối cao su di động nên tải trọng gió dọc bằng 0

Tải trọng gió tác động lên hoạt tải sẽ gây ra tải trọng theo phương ngang: H_y, và mô men M_x tại các mặt cắt D-D, F-F. Gọi Z_1, Z_2 lần lượt là khoảng cách từ điểm đặt lực WL của tải trọng gió đến mặt cắt đáy tường thân và đáy bệ.

Bảng 6.7 Nội lực do tải trọng gió tác động hoạt tải

Tên	Z_i (N)	Z_i (N)	Gió ngang		Gió dọc	
			H_y (N)	Mô men M_x (Nmm)	H_x (N)	Mô men M_y
Mặt cắt D-D	Z_1	5.545,000	18.750,000	103.968.750,000	0.000	0.000
Mặt cắt F-F	Z_2	7.545,000	18.750,000	141.468.750,000	0.000	0.000

6.2.4.Nội lực do trọng lượng đất đắp

Trọng lượng đất đắp bao gồm:

– **Đất đắp sau mố:**

Chiều cao đất đắp sau mố:

$$H_{db} = 2350\ mm$$

Chiều rộng mố chịu tải trọng đất đắp

$$L_{db} = L_{tm} - 2 \times T_{cm} = 11.500 - 2 \times 300 = 10.900\ mm$$

Chiều dài mố chịu tải trọng đất đắp

$$B_{db} = B_{cl} = 1950\ mm$$

Diện tích tác dụng của đất đắp

$$A_{db} = L_{db} \times B_{db} = 10.900 \times 1950 = 21.255.000\ mm^2$$

Trọng lượng riêng của đất đắp:

$$\gamma_s = 18\ kN/m^3$$

– **Đất đắp trước mố:**

Chiều cao đất đắp trước mố :

$H_{df} = 0$ m

Trọng lượng đất đắp sẽ sinh ra một tải trọng : lực thẳng đứng P_z và mô men M tại mặt cắt F-F:

Do đất sau mố:

+ Lực thẳng đứng:

$$P_{EVb} = \gamma_s \times A_{db} \times H_{db} = 18 \times 21,255 \times 2,35 = 899,087(kN)$$

+ Điểm đặt của lực:

$$e_{yEVb} = 2,025\ (m)$$

+ Momen:

$$M_{yEVb} = P_{EVb} \times e_{yEVb} = 899,087 \times 2,025 = 1.820,65(KN.m)$$

Do đất sau mố:

+ Lực thẳng đứng

$$P_{EVf} = 0(kN)$$

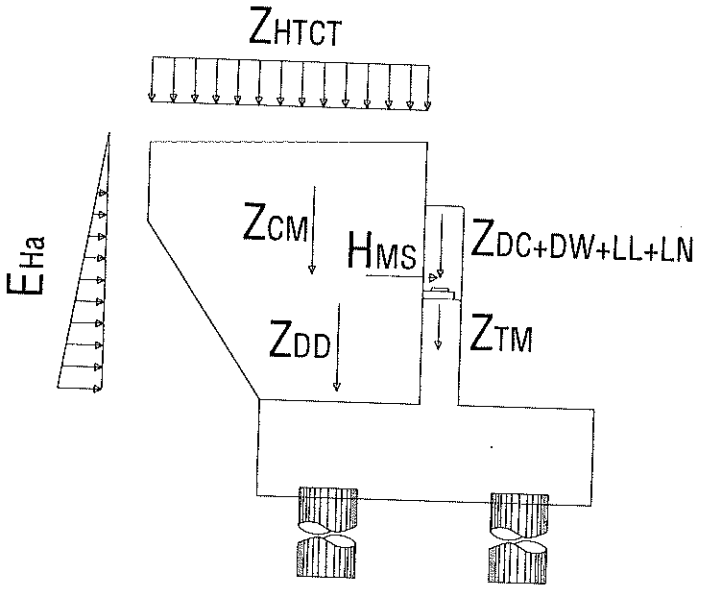
Bảng 6.8 Tổng hợp nội lực do tải trọng đất đắp tại mặt cắt F-F

Tải trọng	P (N)	Điểm đặt lực (mm)	Mô men M_y (Nmm)
Đất sau mố	899,087	2.025,000	1.820.650,163
Đất trước mố	0.000	0.000	0.000
Tổng cộng:	899,087		1.820.650,163

Tính toán nội lực do áp lực đất EH , LS

Áp lực đất theo phương dọc cầu:(áp lực lên tường thân)

Theo phương dọc cầu, áp lực đất gây ra tải trọng theo phương ngang H_x, mo men M_y tại các mặt cắt F-F, D-D, C-C.



Hình 6.5 Sơ đồ áp lực đất trước và sau mố

a. Ap lực ngang đất EH

❖ ***Áp lực đất sau mố:***

Vì đất đắp sau mố có xu hướng đẩy mố ra phía bờ sông nên áp lực đất sau mố là áp lực đất chủ động.

Ap lực ngang của đất đắp lên mố tính theo công thức:

$$EH = \gamma_s \times H^2 \times K \times \frac{1}{2} \ (kN/m)$$

$$P_{EH} = EH \times L_{db}$$

Trong đó

γ_s : Dung trọng riêng đất đắp sau mố

L_{db}: Chiều rộng mố chịu tải trọng đất đắp sau mố, L_{db} = 10.900 mm

H : Chiều cao áp lực đất :

H_1 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện F-F = 4350mm

H_2 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện D-D = 2350mm

H_3 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện C-C = 450mm

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.

$$K_a = \frac{\sin^2 \times (\theta + \phi')}{T \times \sin^2(\theta) \times \sin(\theta - \delta)}$$

Trong đó:

$$T = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \times \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \times \sin(\theta + \beta)}}\right]^2$$

$\delta = 24^o$ Góc ma sát giữa đất đắp và tường

$\beta = 0$ Góc của đất đắp với tường nằm ngang

$\theta = 90^o$ Góc của đất đắp sau tường với phương thẳng đứng

$\varphi' = 35^o$ Góc nội ma sát có hiệu

Thay số ta có:

$$T = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35+24) \times \sin(35-0)}{\sin(90-24) \times \sin(90+0)}}\right]^2 = 3,005$$

$$K_a = \frac{\sin^2(90+35)}{3,005 \times \sin^2 90 \times \sin(90-24)} = 0,245$$

Độ cao đặt 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 0.4 H.

Bảng 6.9 Tổng hợp nội lực do áp lực đất sau mố tại các mặt cắt F-F, D-D, C-C

Tiết diện	Áp lực ngang của đất đắp lên tường (EH)			
	H (mm)	P (N)	e (mm)	M (Nmm)
F-F	4.350,000	454.591,632	-1.740,000	-790.989.440,322
D-D	2.350,000	132.671,808	-940,000	-124.711.499,663
C-C	450,000	4.864,833	-180,000	-875.669,970

❖ **Áp lực đất trước mố**

Do không có đất đắp trước mố nên áp lực đất trước mố bằng 0

b.Hoạt tải chất thêm LS

– **Áp lực theo phương ngang:**

Khi hoạt tải đứng sau mố 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}

Ap lực ngang do hoạt tải sau mố tính theo công thức :

$$LS = K \times H \times \gamma_s \times h_{eq} \ (KN/m)$$

$$P_{LS} = LS \times L$$

Vị trí đặt hợp lực là 0.5H

Trong đó :

H : Chiều cao áp lực đất :

H_1 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện F-F = 4350 mm

H_2 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện D-D = 2350 mm

H_3 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện C-C = 450 mm

L: Chiều rộng mố chịu tải trọng đất đắp sau mố, $L = L_{db} = 10900$ mm

K: Hệ số áp lực đất, $K = K_a = 0,245$

h_{eq}: Chiều cao lớp đất tương đương với xe tải thiết kế, phụ thuộc vào chiều cao tường chắn H_{tc} (mm), tra bảng 3.11.6.2-1

Bảng 6.10 Tổng hợp nội lực do áp lực ngang hoạt tải sau mố LS

Bảng tổng hợp nội lực do áp lực ngang hoạt tải sau mố LS					
Tiết diện	Áp lực ngang do hoạt tải sau mố (LS)				
	H (mm)	heq (mm)	P_{LS} (N)	e (mm)	M (Nmm)
F-F	4.350,000	1.002,000	209.425,662	-2.175,000	-455.500.815,634
D-D	2.350,000	1.616,670	182.541,729	-1.175,000	-214.486.532,085
C-C	450,000	1.700,000	36.756,517	-225,000	-8.270.216,380

- **Áp lực theo phương đứng:**

Ngoài áp lực ngang LS nói trên, còn phải tính đến áp lực thẳng đứng (VS) do lớp đất tương đương tác dụng tới mặt cắt F-F khi thiết kế mố. Trị số VS được tính như sau :

$$VS = h_{eq} \times \gamma_s \times B_{cl} \times L = 1002 \times 0,000018 \times 1950 \times 10.900 = 383.355,180 \text{ N}$$

Độ lệch tâm: $e_y = 2025$ mm

Bảng 6.11 Tổng hợp áp lực theo phương đứng do hoạt tải chất thêm tại mặt cắt F-F

	Bảng tổng hợp áp lực theo phương đứng do hoạt tải chất thêm tại mặt cắt F-F			
Tiết diện	Áp lực đứng do hoạt tải sau mố (VS)			
	heq (mm)	Pz (N)	e (mm)	My (Nmm)
F-F	1.002,000	383.355,180	2.025,000	776.294.239,500

Áp lực đất theo phương ngang cầu : (áp lực lên tường cánh)

Theo phương ngang cầu, áp lực đất gây ra tải trọng ngang H_y và mô men M_z tại các mặt cắt A-A, B-B

Hình 6.6 Sơ đồ tính toán áp lực đất theo phương ngang cầu

a. Áp lực ngang đất EH

❖ ***Áp lực đất trong tường chắn:***

$$EH = \gamma_s \times H^2 \times K \times \frac{1}{2} \ (kN/m)$$

$$P_{EH} = EH \times L$$

Trong đó

γ_s : Dung trọng riêng đất đắp sau mố

L: Chiều rộng tường cánh chịu tải trọng đất đắp sau mố

L_1 :Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện A-A:

$L = B_{c1} = 1950$ mM

L_2: Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện B-B:

$L = B_{c2} = 1900$ mm

H : Chiều cao áp lực đất :

H_1 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện A-A : $H_1 = 3605$ mm

H_2 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện B-B :

$$H_{cm} - \frac{H_{c1}}{2} = 4255 - \frac{2577 + 1678}{2} = 2.127,5mm$$

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:

$$T=\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi'+\delta)\times\sin(\varphi'-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\times\sin(\theta+\beta)}}\right]^2$$

$\delta=24^o$ Góc ma sát giữa đất đắp và tường

$\beta=0$ Góc của đất đắp với tường nằm ngang

$\theta=90^o$ Góc của đất đắp sau tường với phương thẳng đứng

$\varphi'=35^o$ Góc nội ma sát có hiệu

Thay số ta có:

$$T=\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35+24)\times\sin(35-0)}{\sin(90+24)+\sin(90-0)}}\right]^2=3,005$$

$$K_a=\frac{\sin^2(90+35)}{3,005\times\sin^2 90\times\sin(90-24)}=0,245$$

Điểm đặt áp lực đất lên tường cánh đặt tại $e=\frac{L}{2}, P_{EH}=\gamma_s\times H^2\times K\times\frac{1}{2}\times L$

Bảng 6.12 Tổng hợp áp lực ngang đất trong mố

Tiết diện	Bảng tổng hợp áp lực ngang đất trong mố				
	H (mm)	L (mm)	Hy (N)	e (mm)	Mz (Nmm)
A-A	3.605,000	1.950,000	55.854,938	975	54.458.564,674
B-B	2.127,500	1.870,000	18.655,082	935	17.442.501,962

❖ ***Áp lực đất ngoài tường chắn:***

Thiên về an toàn bỏ qua lực dính của đất, trong trường hợp này áp lực đất ngoài tường chắn là áp lực bị động

Mặt khác đất đắp xiên (< 0). Nên công thức xác định áp lực đất bị động của đất đắp ngoài mố như sau:

$$EH_p=\gamma_s\times H^2\times K\times R\times\frac{1}{2}\ (\text{kN/m})$$

$$P_{EHp}=EH_p\times L$$

Trong đó:

L: Chiều rộng tường cánh chịu tải trọng đất đắp sau mố

L_1 :Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện A-A:

$L=B_{c1}=1950$ mM

L_2: Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện B-B:

$L=B_{c2}=1900$ mm

H : Chiều cao áp lực đất :

H_1 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện A-A : $H_1 = 3950$ mm

H_2 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện B-B :

$$H_{cm} - \frac{H_{cl}}{2} = 4255 - \frac{2577+1768}{2} = 2127,5 \text{ mm}$$

R: Hệ số giảm Kp tra theo bảng của Toán đồ phụ thuộc vào (ư, '/ư)

K_p : Hệ số áp lực bị động tra theo Toán đồ 3.11.5.4-2

Với mái taluy đất đắp ngoài mố: ***1:1.25***

⇒Góc giữa đất đắp với phương ngang: $= -39^0$

Góc nội ma sát hữu hiệu đất đắp mố: $= 35^0$

$$\Rightarrow \frac{\beta}{\varphi} = \frac{-39}{35} = -1.1$$

⇒ Tra được $K_p = 0,82$

R: Hệ số giảm Kp tra theo bảng của Toán đồ

Từ giá trị ư $=35^0$

⇒ ' $= 90 - 90 = 0^0$

$$\Rightarrow \frac{\theta'}{\varphi} = 0$$

Tra được: R = 0,362

Vậy :

$$P_{EHp} = \gamma_s \times H^2 \times R \times K_p \times L \times \frac{1}{2}$$

$$= 18 \times H^2 \times 0,362 \times 0,82 \times L \times 0,5 = 2,627 \times H^2 \times L$$

Điểm đặt áp lực đất lên tường cánh đặt tại e=$\frac{L}{2}$

Bảng 6.13 Tổng hợp áp lực đất ngoài mố

Bảng tổng hợp áp lực đất ngoài mố					
Tiết diện	Áp lực ngang của đất đắp lên tường				
	H (mm)	L (mm)	Hx (N)	e (mm)	My (Nmm)
A-A	3.605,000	1.950,000	67.703,338	975	66.010.754,619
B-B	2.127,500	1.870,000	22.612,349	935	21.142.546,152

b.Hoạt tải chất thêm LS

Ta không xét áp lực thẳng đứng của hoạt tải chất thêm LS mà chỉ xét áp lực theo phương ngang.

Khi hoạt tải đứng sau mố 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}

Ap lực ngang do hoạt tải sau mố tính theo công thức :

$$LS = K \times H \times \gamma_s \times h_{eq} \ (KN/m)$$

$$P_{LS} = LS \times L$$

Vị trí đặt hợp lực là 0,5L

Trong đó :

L: Chiều rộng tường cánh chịu tải trọng đất đắp sau mố

L_1 :Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện A-A:

$L = B_{c1} = 1950$ mM

L_2: Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện B-B:

$L = B_{c2} = 1900$ mm

H : Chiều cao áp lực đất :

H_1 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện A-A : $H_1 = 3605$ mm

H_2 chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện B-B :

$$H_{cm} - \frac{H_{c1}}{2} = 4255 - \frac{2577+1678}{2} = 2.127,5 \text{ mm}$$

K: Hệ số áp lực đất, $K = K_a = 0,245$

h_{eq}: Chiều cao lớp đất tương đương với xe tải thiết kế, phụ thuộc vào chiều cao tường chắn H_{tc} (mm), tra bảng 3.11.6.2-1

Bảng 6.14 Tổng hợp nội lực do áp lực ngang hoạt tải sau mố LS

Bảng tổng hợp nội lực do áp lực ngang hoạt tải sau mố						
Tiết diện	Áp lực ngang do hoạt tải sau mố					
	H (mm)	heq (mm)	L (mm)	LS (N)	e (mm)	Mz (Nmm)
A-A	3.605,000	1.105,220	1.950,000	34.247,986	975	33.391.786,324
B-B	2.127,500	1.211,167	1.870,000	21.240,348	935	19.859.725,287

6.2.5.Hoạt tải

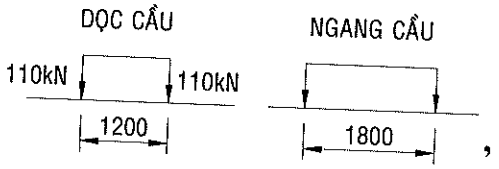
6.2.5.1.Xe tải thiết kế

Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 0.5x35 KN , hai trục sau mỗi trục nặng 0.5x145KN, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300mm, khoảng cách hai trục sau thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm.

Hình 6.7 Xe 3 trục thiết kế theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

6.2.5.2.Xe hai trục thiết kế

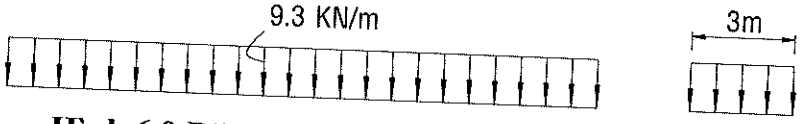
Xe hai trục gồm một cặp trục 110000N cách nhau 1200mm. Cự ly chiều ng của bánh xe lấy bằng 1800mm.



Hình 6.8 Xe 2 trục thiết kế theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

6.2.5.3.Tải trọng làn:

Tải trọng làn bao gồm tải trọng rải đều q_{lane}=9,3N/mm xếp theo phương d cầu, theo phương ngang cầu tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm, trọng làn có thể xe dịch theo phương ngang để gây ra nội lực lớn nhất.



Hình 6.9 Đặc trưng tải trọng làn thiết kế

6.2.5.4.Tải trọng người bộ hành

Là tại trọng phân bố được qui định độ lớn là $3,10^{-3}$ MPa.

Tải trọng người bộ hành phân bố đều trên toàn bộ bề rộng 1250 mm của lề b hành và kéo dài đến hết chiều dài nhịp dầm.

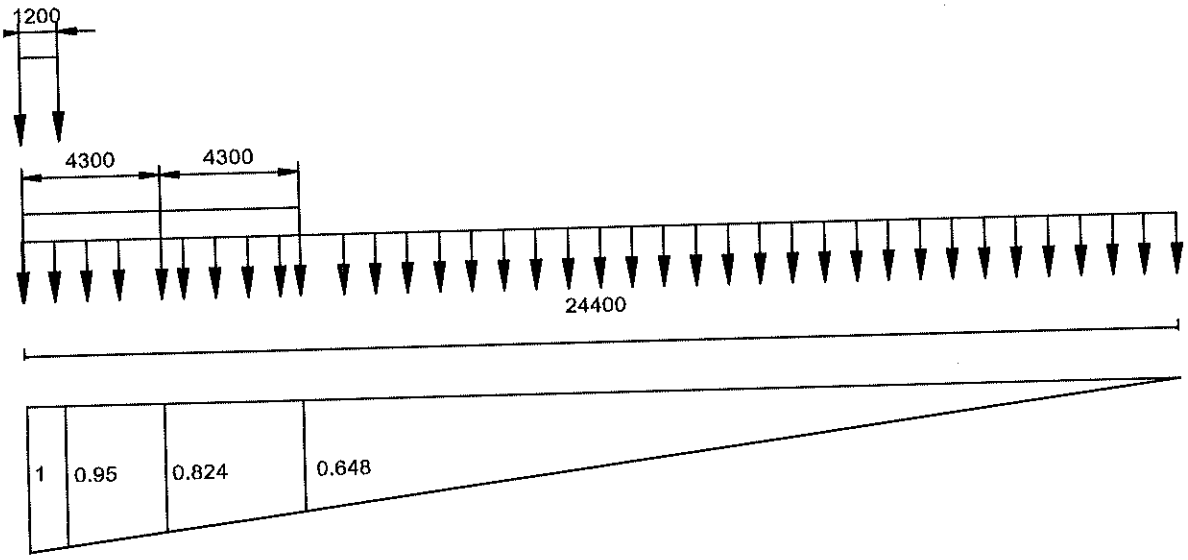
Không tính hệ số xung kích cho tải trọng người đi.

Sơ đồ xếp tải

Cần xét hai trường hợp đặt tải là đặt lệch tâm để xác định mômen uốn trên m trụ và xếp tải tất cả các làn xe để được lực dọc lớn nhất lên trụ.

❖ ***Xếp tải theo phương dọc cầu:***

Đường ảnh hưởng của phản lực tại trụ để xếp xe theo phương dọc cầu và sơ đ xếp tải:



Hình 6.10 Đường ảnh hưởng của phản lực gối tại mố

Phản lực gối do tải trọng xe:

$$R_{xe} = P_1 \times y_1 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_3$$

Tung độ đường ảnh hưởng tương ứng với các trục bánh xe của xe 3 trục và diện tích đường ảnh hưởng dương như bảng dưới:

Bảng 6.15 Bảng phản lực do tải trọng xe 3 trục

Bảng tổng hợp do tải trọng xe 3 trục			
Vị trí	Tung độ	Tải trọng trục (N)	Phản lực (N)
P3	0,648	17.500,000	11.331,967
P2	0,824	72.500,000	59.723,361
P1	1,000	72.500,000	72.500,000
Tổng cộng R_{xe}			143.555,328

Diện tích đường ảnh hưởng dương: $\Omega^+ = 12200 \ mm^2$

Phản lực gối do tải trọng làn:

$$R_{lane} = q_{lane} \times \Omega^+ = 9{,}3 \times 12.200 = 113.460 \ N$$

Phản lực tải trọng người:

$$R_{PL} = q_{PL} \times \Omega^+ = 3 \times 10^{-3} \times 1.250 \times 12.200 = 45.750 \ N$$

Phản lực gối tại trụ:

$$R_{2lane} = \left[n \times m \times \left(\{1 + IM\} \times R_{xe} + R_{lane} \right) \right]$$

Trong đó:

n : Số làn

m : Hệ số làn

IM: Hệ số xung kích, IM = 0,25

Phản lực gối tại trụ đối với trường hợp xếp hai làn xe: n =2, m = 1.0

$$R_{2lane} = \left\{2 \times 1,0 \times \left[\left(1+0,25\right) \times 143,555.328 + 113.460\right]\right\}$$

$$= 585.808,32 \text{ N}$$

Phản lực gối tại trụ đối với trường hợp xếp 1 làn xe: n = 1, m = 1,2

$$R_{3lane} = \left\{1 \times 1,2 \times \left[\left(1+0,25\right) \times 143.555,328 + 113.460\right]\right\}$$

$$= 351.484,992 \text{ N}$$

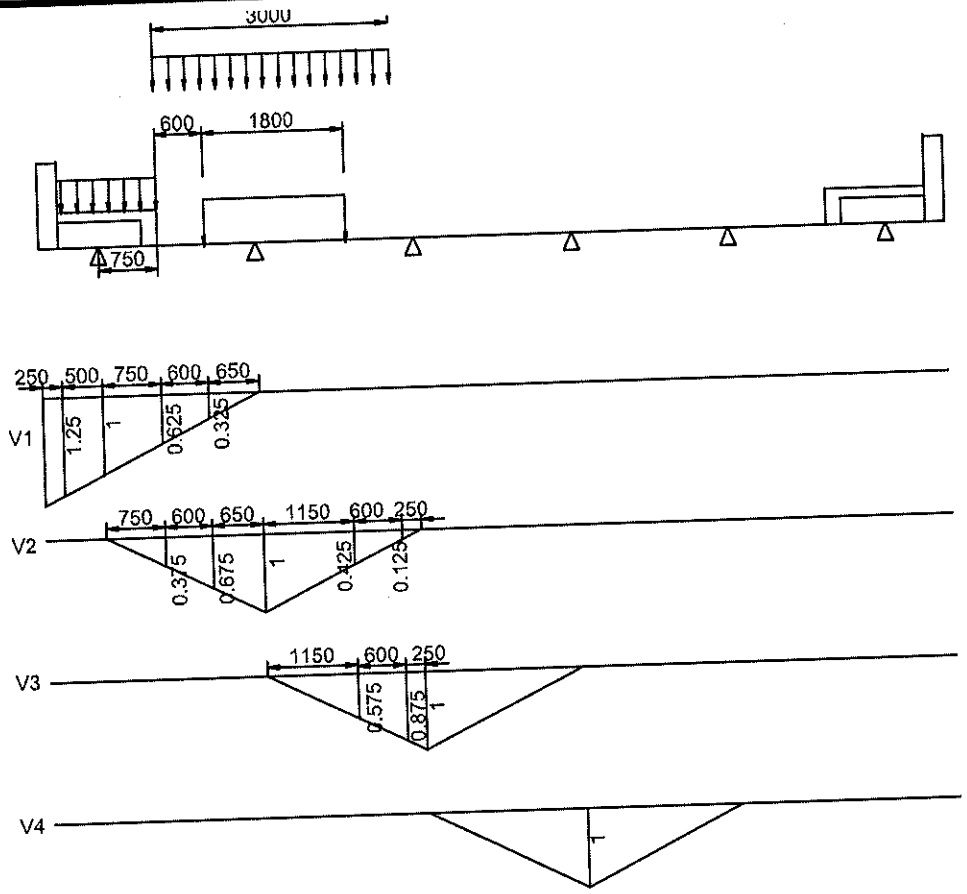
Bảng 6.16 Tổng hợp nội lực tại các mặt cắt do hoạt tải theo phương dọc cầu

Tải trọng	Pi (N)	Mặt cắt D-D		Mặt cắt F-F	
		e (mm)	My (Nmm)	e (mm)	My (Nmm
Hoạt tải	585.808,32	-350	-205.032.911,885	-10	-5.858.083,1

❖ ***Xếp tải theo phương ngang cầu:***

Xếp trên phương ngang cầu, số làn xe chất tải có thể là 1 làn, 2 làn sao cho g ra ứng lực nguy hiểm nhất xuống mố (trường hợp gây ra mô men uốn bất l nhất trên mố). Nhận thấy khi xếp tải trên 2 làn xe thì hiệu ứng momen lệch tâ nhỏ hơn khi xếp tải 1 làn xe do phản lực gối tựa đối xứng qua tim cầu triệt ti một phần.

Sơ đồ xếp 1 làn chất tải



Hình 6.11 Sơ đồ xếp tải theo phương ngang cầu trường hợp 2 làn chất tải

$$V^{lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000}$$

$$V^{PL} = \frac{m \times R^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250}$$

$$V^{TR} = m \times R^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

Gối 1: (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1250 \times 0,625 \times 0,5 = 390,625\ mm^2$

$\Omega_{PL} = 1250 \times 0,5 \times (1,25 + 0,625) = 1.171,875\ mm^2$

$\sum y_i = 0.325$

Vậy : $V_1^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1,2 \times 113.460 \times 390,625}{3000} = 17.728,125\ N$

$V_1^{PL} = \frac{R^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = \frac{45.750 \times 1.171,875}{1250} = 42.890,625\ N$

$$V_t^{TR} = m \times R^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 0,325 = 27.993,289 \text{ N}$$

Gối 2: (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lane} = 1250 \times 0.5 \times (0,375 + 1) + 1750 \times 0,5 \times (1 + 0,125) = 1.843,75$ mn

$\Omega_{PL} = 750 \times 0,5 \times 0,375 = 140,625 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0,425 + 0,675 = 1,1$

$$V_2^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1,2 \times 113.460 \times 1.843,75}{3000}$$
$$= 83.676,75 \text{ N}$$

$$V_2^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = \frac{45.750 \times 140,625}{1250} = 5.146,875 \text{ N}$$

$$V_2^{TR} = m \times R_2^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 1,1 = 94.746,52 \text{ N}$$

Gối 3 : (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 0,785 \times 0,5 \times 1750 = 765,625 \text{ mm}^2$

$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0,575$

$$V_3^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1,2 \times 113.460 \times 765,625}{3000}$$
$$= 34.747,125\text{N}$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = 0 \text{ N}$$

$$V_3^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$
$$= 1,2 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 0,575 = 49.526,588 \text{ N}$$

Gối 4 : (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 0 \text{ mm}^2$

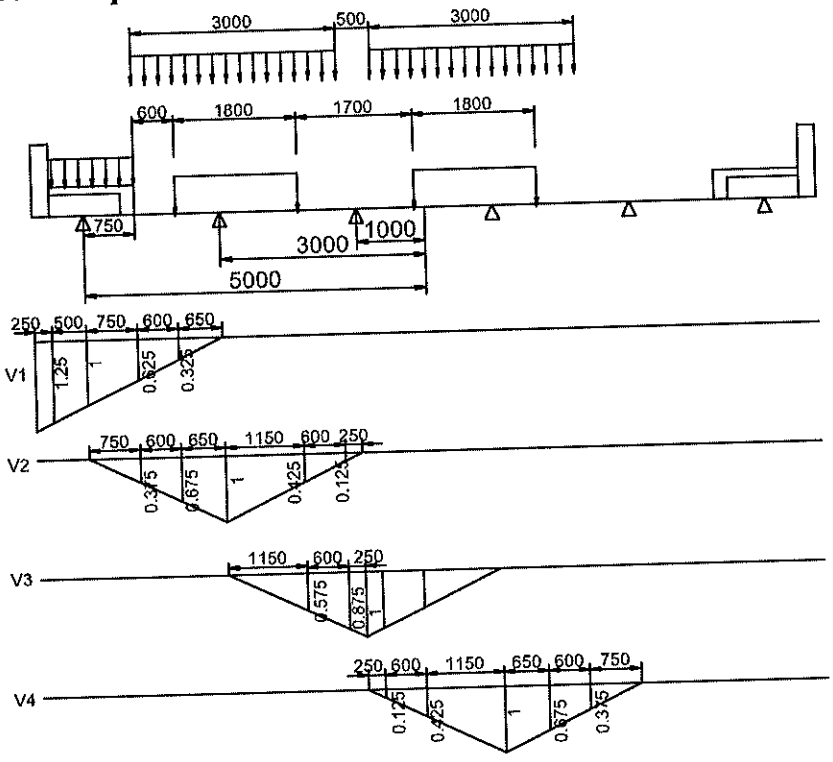
$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0$

Bảng 6.17 Tổng hợp phản lực gối trường hợp 1 làn chất tải

Gối	1	2	3	4	5
Ω_{lane}	390,625	1.843,750	765,625	0.000	0.000
Ω_{PL}	1.171,875	140,625	0.000	0.000	0.000
y_i	0,325	1,100	0,575	0.000	0.000
P_{lane}	17.728,125	83.676,750	34.747,125	0.000	0.000
P_{PL}	42.890,625	5.146,875	0.000	0.000	0.000
P_{TR}	27.993,289	94.746,516	49.526,588	0.000	0.000
Tổng	88.612,039	183.570,141	84.273,713	0.000	0.000
e	5.000,000	3.000,000	1.000,000	0.000	0.000
Mxi	443.060.194,672	550.710.424,180	84.273.713,115	0.000	0.000
Tổng Mx	1.078.044.331,967				
Tổng P(N)	356.455,893				

Sơ đồ xếp 2 làn chất tải



Hình 6.12 Sơ đồ xếp tải theo phương ngang cầu trường hợp 2 làn chất tải

$$V^{lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000}$$

$$V^{PL} = \frac{m \times R^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250}$$

$$V^{TR} = m \times R^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

Gối 1: (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1250 \times 0,625 \times 0,5 = 390,625 \text{ mm}^2$

$\Omega_{PL} = 1250 \times 0,5 \times (1,25 + 0,625) = 1.171,875 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0,325$

Vậy : $V_1^{Lane} = \dfrac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \dfrac{1,2 \times 113.460 \times 390,625}{3000} = 14.773,4375 \text{ N}$

$V_1^{PL} = \dfrac{R^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = \dfrac{45.750 \times 1.171,875}{1250} = 42.890,625 \text{ N}$

$V_1^{TR} = m \times R^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$

$= 1 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 0,325 = 23.327,741 \text{ N}$

Gối 2: (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lane} = 1250 \times 0,5 \times (0,375 + 1) + 1750 \times 0,5 \times (1 + 0,125) = 1.843,75 \text{ mm}^2$

$\Omega_{PL} = 750 \times 0,5 \times 0,375 = 140,625 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0,425 + 0,675 = 1,1$

$V_2^{Lane} = \dfrac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \dfrac{1 \times 113.460 \times 1.843,75}{3000}$

$= 69.730,625 \text{ N}$

$V_2^{PL} = \dfrac{R_1^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = \dfrac{45.750 \times 140,625}{1250} = 5.146,875 \text{ N}$

$V_2^{TR} = m \times R_2^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$

$= 1 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 1,1 = 78.955,43 \text{ N}$

Gối 3 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 0,785 \times 0,5 \times 1750 \times 2 = 1.531,25 \text{ mm}^2$

$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$

$\sum y_i = 0,575 \times 2 = 1,15$

$V_3^{Lane} = \dfrac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \dfrac{1 \times 113.460 \times 1.531,25}{3000}$

$= 57.911,875 \text{N}$

$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \dfrac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = 0 \text{ N}$

$$V_3^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 1,15 = 82.544,3136 \text{ N}$$

Gối 4 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = (0,125+1) \times 1750 \times 0,5 + (0,375+1) \times 1250 \times 0,5 = 1.843,75 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0,425 + 0,675 = 1,1$$

$$V_3^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 113.460 \times 1.843,75}{3000}$$
$$= 69.730,625 \text{N}$$

$$V_t^{PL} + V_p^{PL} = \frac{R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1250} = 0 \text{ N}$$

$$V_3^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0,5 \times \sum y_i$$
$$= 1 \times 143.555,328 \times 0,5 \times 1,1 = 78.955,430 \text{ N}$$

Tính tương tự cho trường hợp 1 làn chất tải ta được bảng tổng hợp:

Bảng 6.18 Tổng hợp phản lực gối trường hợp 2 làn chất tải

Gối	1	2	3	4	5
Ω_{lane}	390,625	1.843,750	1.531,250	1.843,750	0.000
Ω_{PL}	1.171,875	140,625	0.000	0.000	0.000
y_i	0,325	1,100	1,150	1,100	0.000
P_{lane}	14.773,438	69.730,625	57.911,875	69.730,625	0.000
P_{PL}	42.890,625	5.146,875	0.000	0.000	0.000
P_{TR}	23.327,741	78.955,430	82.544,314	78.955,430	0.000
Tổng	80.991,803	153.832,930	140.456,189	148.686,055	0.000
e	5.000,000	3.000,000	1.000,000	0.000	0.000
Mxi	404.959.016,393	461.498.790,984	140.456.188,525	0.000	0.000
Mx	1.006.913.995,902				
Tổng P(N)	523.966,977				

Xét sơ bộ ta thấy trường hợp xếp 1 làn chất tải tạo ra momen uốn quanh trục ngang cầu M_x lớn hơn nên ta dùng trường hợp này để tính toán.

6.2.5.5.Lực hãm xe

Lực hãm xe được truyền từ kết trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liện kết mà tỷ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau.

Lực hãm lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải như quy trình và coi như đi cùng một chiều. Các lực này coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800 mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lớn nhất.

Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như cùng một chiều trong tương lai.

Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2

$$BR = 25\% \times P_{truck} \times m \times n = 25\% \times (35000 + 145000 + 145000) \times 1 \times 2 \times 0,5 = 81.250$$

Bảng 6.19 Tổng hợp lực hãm xe ở các mặt cắt

Bảng nội lực do hãm xe gây ra tại các mặt cắt							
Tải trọng	Hx (N)	Mặt cắt F-F		Mặt cắt D-D		Mặt cắt C-C	
		e (mm)	My (Nmm)	e (mm)	My (Nmm)	e (mm)	My (Nmm)
Lực hãm xe BR	81.250	7.750	629.687.500	5.750	467.187.500	3.850	312.812.5

6.3.TỔ HỢP NỘI LỰC ỨNG VỚI CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Hệ số tải trọng

Bảng 6.20 Tổng hợp các hệ số tải trọng ở các trạng thái giới hạn

TTGH	gDC	gDW	gPL,LL,LS	gWS	gWL	gBR	gEH	gEV
SD	1	1	1	0.3	0.3	1	1	1
CĐ1	1.25	1.5	1.75	0	0	1.75	1.5	1.35
CĐ2	1.25	1.5	0	1.4	0	0	1.5	1.35
CĐ3	1.25	1.5	1.35	0.4	0.4	1.35	1.5	1.35

6.3.1.Mặt cắt F-F

Bảng 6.21 Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt F-F

TẢI TRỌNG		g	P_z(N)	H_x (N)	H_y (N)	M_x (Nmm)	M_y (Nmm)
Tĩnh tải nhịp (DC)		g_{DC}	994.000				0.00
Tĩnh tải mố (DCm)		g_{DC}	4.711.744,875				930.307.5622
Lớp phủ DW		g_{DW}	177.531,25				0.00
Áp lực đất (EH)	Sau mố	g_{EH}		-454.591,632			790.989.44032
	Trước mố	g_{EH}	0.000				0.00
Tĩnh tải đất đắp	Sau mố	g_{EV}	899,087				1.820.650,16
	Trước mố	g_{EV}	0.000				0.00
Hoạt tải LL + PL		g	585.808,3			1.078.044.33	

		$g_{PL,LL,LS}$	20			1,967	
Lực hãm xe (BR)		g_{BR}		-81.250,000			-601.656.250,000
Áp lực ngang do hoạt tải sau mố (LS)		$g_{PL,LL,LS}$		-209.425,662			-455.500.815,634
Áp lực đứng do hoạt tải sau mố (VS)		$g_{PL,LL,LS}$	383.355,180				776.294.239,500
Gió ngang tác dụng lên KCPT	V thiết kế	g_{WS}			74.608,412	404.079.156,684	
	V=25 m/s				63.000	341.208.000	
Gió ngang tác dụng lên KCPD	V thiết kế	g_{WS}			415.995,186	1.717.228.127,127	
	V=25 m/s				351.270	1.450.042.560	
Gió ngang tác dụng lên hoạt tải	Ngang cầu	g_{WL}			18.750	141.468.750	
	Dọc cầu			0.000			0.000

Bảng 6.22 Tổng hợp nội lực tại mặt cắt F-F

Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt F-F						
Trạng thái giới hạn	**Dọc cầu**			**Ngang cầu**		
	Pz (N)	**Hx (N)**	**My (Nmm)**	**Pz (N)**	**Hy (N)**	**Mx (Nmm)**
Sử dụng	6.853.338,711	-745.267,295	-139.724.049,065	6.853.338,711	129.906,000	1.657.860.124,967
Cường độ I	9.095.727,860	-1.190.569,858	-512.651.769,463	9.095.727,860	0.000	1.886.577.580,943
Cường độ II	7.399.826,599	-681.887,449	-21.141.823,729	7.399.826,599	686.845,036	2.969.830.197,335
Cường độ III	8.708.062,460	-1.074.299,593	-400.306.639,009	8.708.062,460	173.208,000	2.228.447.572,156

6.3.2.Mặt cắt D-D

Bảng 6.23 Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt D-D

Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt D-D

TẢI TRỌNG		g	Pz (N)	Hx (N)		Mx (Nmm)	My (Nm
Tĩnh tải nhịp (DC)		g_{DC}	994.000,000				0.000
Tĩnh tải mố (DC)		g_{DC}	1.077.609,750				131.489.8207
Lớp phủ (DW)		g_{DW}	177.531,250				0.000
Áp lực ngang đất (EH)	Sau mố	g_{EH}		132.671,808			-124.711.4663
	Trước mố	g_{EH}		0.000			0.000
Hoạt tải LL+PL		$g_{PL,LL,LS}$	585.808,320			1.078.044.331,967	-205.032.9885
Lực hãm xe BR		$g_{PL,LL,LS}$		81.250,000			-439.156.25000
Áp lực ngang do hoạt tải sau mố (LS)		$g_{PL,LL,LS}$		182.541,729			-214.486.53085
Gió ngang tác động lên KCPT	V thiết kế	g_{WS}			74.608,412	254.862.333,684	
	V=25m/s				63.000,000	215.208.000,000	
Gió ngang tác động lên KCPD	V thiết kế	g_{WS}			415.995,186	885.237.755,457	
	V=25m/s				351.270,000	747.502.560,000	
Gió ngang tác động lên hoạt tải	Ngang cầu	g_{WS}			18.750,000	103.968.750,000	
	Dọc cầu			0.000			0.000

Bảng 6.24 Tổng hợp nội lực tại mặt cắt D-D

Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt D-D						
Trạng thái giới hạn	Dọc cầu			Ngang cầu		
	Pz (N)	Hx (N)	My (Nmm)	Pz (N)	Hy (N)	Mx (Nmm)
Sử dụng	2.834.949,320	396.463,538	-851.897.332,426	2.834.949,320	129.906,000	1.398.048.124,967
Cường độ I	3.880.973,622	660.643,239	-1.525.387.387,434	3.880.973,622	0.000	1.886.577.580,943
Cường độ II	2.855.809,063	199.007,712	-22.704.922,986	2.855.809,063	686.845,036	1.596.140.124,797
Cường độ III	3.646.650,294	555.126,547	-1.181.917.109,846	3.646.650,294	173.208,000	1.882.031.572,156

6.3.3.Mặt cắt C-C

Bảng 6.25 Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt C-C

Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt C-C						
TẢI TRỌNG	g	Pz (N)	Hx (N)	Hy (N)	Mx (Nmm)	My (Nmm)
Tĩnh tải nhịp (DC)	g_{DC}	276.158,750				11.836.836,207
Áp lực đất sau mố (EH)	g_{EH}		4.864,833			-875.669,970
Áp lực do hoạt tải sau mố (LS)	g_{LS}		36.756,517			-8.270.216,380

Bảng 6.26 Tổng hợp nội lực tại mặt cắt C-C

Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt C-C					
Trạng thái giới hạn	Pz (N)	Ngang cầu		Dọc cầu	
		Hy (N)	Mx (Nmm)	Hx (N)	My (Nmm)
Sử dụng	276.158,750			41.621,350	2.690.949,858
Cường độ I	345.198,438			71.621,155	-990.338,360
Cường độ II	345.198,438			7.297,250	13.482.540,304
Cường độ III	345.198,438			55.702,340	2.317.748,192

6.3.4.Mặt cắt A-A

Bảng 6.27 Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt A-A

Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng tại mặt cắt A-A				
TẢI TRỌNG		g	Hy (N)	Mz (Nmm
Áp lực ngang đất sau mố (EH)	Trong mố	g_{EH}	55.854,938	54.458.564,6
	Ngoài mố	g_{EH}	-67.703,338	-66.010.754,(
Áp lực ngang đất do hoạt tải sau mố (LS)		$g_{PL,LL,LS,VS}$	34.247,986	33.391.786,3

Bảng 6.28 Tổng hợp nội lực tại mặt cắt A-A

Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt A-A		
Trạng thái giới hạn	Dọc cầu	
	Hx (N)	Mz (Nmm)
Sử dụng	22.399,586	21.839.596,379
Cường độ I	42.161,376	41.107.341,150
Cường độ II	-17.772,600	-17.328.284,917
Cường độ III	28.462,181	27.750.626,620

6.3.5.Mặt cắt B-B

Bảng 6.29 Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng lên mặt cắt B-B

Bảng tóm tắt các tải trọng tác dụng tại mặt cắt B-B				
TẢI TRỌNG		g	Hy (N)	Mx (Nmm)
Áp lực ngang đất sau mố (EH)	**Trong mố**	g_{EH}	18.655,082	17.442.501,96
	Ngoài mố	g_{EH}	-22.612,349	-21.142.546,15
Áp lực ngang đất do hoạt tải sau mố (LS)		$g_{PL,LL,LS,VS}$	21.240,348	19.859.725,28

Bảng 6.30 Tổng hợp nội lực tại mặt cắt B-B

Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt B-B		
Trạng thái giới hạn	**Dọc cầu**	
	Hy (N)	**Mx (Nmm)**
Sử dụng	17.283,081	16.159.681,098
Cường độ I	31.234,709	29.204.452,969
Cường độ II	-5.935,900	-5.550.066,284
Cường độ III	22.738,570	21.260.562,854

6.4.KIỂM TOÁN CÁC MẶT CẮT

6.4.1.Kiểm toán mặt cắt D-D

6.4.1.1Thiết kế cốt thép cho mặt cắt D-D (đáy tường thân)

Ta có bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt D-D (đã tính ở trên)

Bảng tổng hợp nội lực tại mặt cắt D-D			
Trạng thái giới hạn		Dọc cầu	Ngang cầu

	Pz (N)	Hx (N)	My (Nmm)	Hy (N)	Mx (Nmm)
Sử dụng	2.834.949,320	396.463,538	-851.897.332,426	129.906,000	1.398.048.124,97
Cường độ I	3.880.973,622	660.643,239	-1.525.387.387,434	0.000	1.886.577.580,9
Cường độ II	2.855.809,063	199.007,712	-22.704.922,986	686.845,036	1.596.140.124,8
Cường độ III	3.646.650,294	555.126,547	-1.181.917.109,846	173.208,000	1.882.031.572,2

Kích thước mặt cắt kiểm toán:

+ Chiều rộng mặt cắt: b.bw=1420 mm

+ Chiều rộng mặt cắt theo phương ngang cầu: bn=11500 mm

+ Cường độ chịu nén của bê tông: fc=35 Mpa

❖ **Kiểm tra cấu kiện chịu uốn theo hai phương.**

Dùng tổ hợp nội lực ở THGH CĐI.

Trị số tải trọng dọc trục tính toán: Ntt = 3880,974 KN

+ Nếu lực dọc trục tính toán nhỏ hơn: $0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}}+\frac{M_{uy}}{M_{ry}}\le 1$$

+ Nếu lực dọc trục tính toán không nhỏ hơn: $0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g$

$$\frac{1}{P_{rxy}}=\frac{1}{P_{rx}}+\frac{1}{P_{ry}}-\frac{1}{\varphi\times P_o}$$

Trong đó: $P_o=0.85\times f_c^{'}\times\left(A_g-A_{st}\right)+A_{st}\times f_y$

φ là hệ số sức kháng của cấu kiện nén dọc trục tính toán =0.75

P_{rxy} là hệ số sức kháng nén dọc trục theo hai phương

P_{rx} là sức kháng nén dọc trục có độ lệch tâm e_y

P_{ry} là sức kháng nén dọc trục có độ lệch tâm e_x

Kiểm tra: $\varphi=0,75$

$A_g=1420\times 11.500=16.330.000\ mm^2$

$0.1\times\varphi\times f_c^{'}\times A_g=0,1\times 0,75\times 35\times 16.330=42.866,25$ kN

+ M_{rx} sức kháng uốn tính toán theo dọc trục x: $M_{rx}=\varphi\times A_{sx}\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)$

+ M_{ry} Sức kháng uốn tính toán theo dọc trục y : $M_{ry} = \varphi \times A_{sy} \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$

Trong đó: $\varphi = 0.9$ hệ số sức kháng uốn

$A_{sx} = 35280\ mm^2$ diện tích cốt thép theo phương dọc. thép 72-D25

$A_{sy} = 4900\ mm^2$ diện tích cốt thép theo phương ngang. thép 10-D25.

Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép phương ngang 70mm

Chiều dày bảo vệ cốt thép phương dọc 70mm

Chiều cao có hiệu của mặt cắt tính toán phương dọc: $d_s = 1337,5$ mm

Chiều cao có hiệu của mặt cắt tính toán phương ngang: $d_s = 11.417,5$ mm

Xác định vị trí của trục trung hòa theo phương ngang và dọc cầu:

$$c = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times b_w}$$

Chiều cao khối ứng suất quy đổi $a = \beta \times c$

	ds	c	a	Mr(kNm)
Dọc cầu (y)	1.337,5	36,138	28,91	11.777,612
Ngang cầu(x)	11.417,5	40,648	32,519	14.096,209

Xét tỷ số độ mảnh:

+ Mô men quán tính theo phương x: $I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{1420 \times 11.500^3}{12} \times 10^{-12} = 179,97\ m^4$

+ Mô men quán tính theo phương y: $I_y = \frac{b^3 h}{12} = \frac{1420^3 \times 11.500}{12} \times 10^{-12} = 2,744\ m^4$

+ Bán kính quán tính theo phương x: $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{179,97}{16,33}} = 3,32$

+ Bán kính quán tính theo phương y: $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{2,744}{16,33}} = 0,41$

Tỷ số độ mảnh theo phương ngang cầu: $K \times \frac{L_u}{r_y} = 2 \times \frac{3,605}{0,41} = 17,589$

Tỷ số độ mảnh theo phương dọc cầu: $K \times \frac{L_u}{r_x} = 2 \times \frac{3,605}{3,32} = 2,172$

Bảng 6.31 Bảng tổng hợp tỉ số độ mảnh theo 2 phương

	I	r	K	tỷ số độ mảnh
Dọc cầu	2,744	0,41	3,605	2,172
Ngang cầu	179,97	3,32	3,605	17,589

Kiểm toán mặt cắt

Mux (kNm)	Muy (kNm)	Mry (kNm)	Mrx (kNm)	Mux/Mrx	Muy/Mry	Mux/Mrx+Muy/Mry	KL
1258.642	1.525,387	11.777,612	14.096,209	0,089	0,130	0,219	ĐẠT

6.4.1.2.Thiết kế cốt đai cho thân mố

Vì lực cắt thân mố theo phương dọc cầu lớn hơn theo phương ngang cầu nên ta tính toán theo phương dọc cầu sau đó bố trí cho cả phương ngang cầu.

Lực cắt thân mố theo phương dọc cầu : $V_{ux} = 660.643,239\ N = 660,643\ kN$

Khả năng chịu cắt của thân mố phải thoả mãn:

$$V_u \le \varphi \times V_n$$

Trong đó

V_u: Lực cắt do ngoại lực tác dụng

φ : Hệ số sức kháng

V_n: Sức kháng cắt của thân

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó

V_c: Sức kháng cắt của bêtông

$$V_c = 0,083 \times \beta \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d_v \qquad (5.8.3.3\text{-}3)$$

Trong đó

β: Hệ số chỉ khả năng của bêtông bị nứt chéo

f_c': Cường độ chịu nén của bêtông . $f_c' = 35MPa$

b_w : Bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v . $b_w = 1420mm$

d_v : Chiều cao chịu cắt hữu hiệu

V_s : Khả năng chịu cắt của cốt đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \qquad (5.8.3.3\text{-}4)$$

Trong đó

A_v : Diện tích cốt thép đai chịu cắt trong cự ly S

f_{vy} : Cường độ chịu cắt của cốt đai

d_v : Chiều cao chịu cắt hữu hiệu

S : Cự ly cốt thép đai

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^0$ và $\beta = 2$. do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt. bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này

$$d_s = h - 100 = 1420 - 100 = 1320 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0,85 \times f_c' \times b}}$$

$$= 1320 - \sqrt{1320^2 - \frac{2 \times 1.525.387.387,434}{0,9 \times 0,85 \times 35 \times 11.500}} = 3,758 \text{ mm}$$

6.4.2.Kiểm tra điều kiện

$$a_{max} = 0,75 \times a_b = 0,75 \times 0,85 \times \frac{0,003 \times 200.000}{0,003 \times 200.000 + 420} \times 1320$$

$$= 495 \text{ mm} > a = 7,79 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} = 1320 - \frac{3,587}{2} = 1.318,21 \\ 0,9 \times d_{ps} = 0,9 \times 1320 = 1188 \\ 0,72 \times h = 0,72 \times 1420 = 1022,4 \end{cases} = 1.318,21 \text{ mm}$$

Vậy khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \times 2 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d_v$$

$$= 0,083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 11.500 \times 1.318,21 = 14.886.588,085 \text{ N}$$

Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{660.643,239}{0,9} - 14.886.588,085 = -14.152.540,042 \text{ N}$$

$\Rightarrow$Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt

Vậy ta bố trí cốt đai theo cấu tạo 2 nhánh 14

$$A_v = 2\times\frac{\pi\times 14^2}{4} = 308 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo

$$S \le \min\begin{cases} \dfrac{A\times f_{vy}}{0.083\times\sqrt{f_c'}\times b_w} \\ \min(0.8\times d_v; 600\text{mm}) \text{khi} \dfrac{V_u}{f_c'\times b_w\times d_v} < 0,1 \\ \min(0.4\times d_v; 300\text{mm}) \text{khi} \dfrac{V_u}{f\times b_w\times d_v} \ge 0,1 \end{cases}$$

Trong đó ta có

$$\frac{A_v\times f_{vy}}{0,083\times\sqrt{f_c'}\times b_w} = \frac{308\times 420}{0,083\times\sqrt{35}\times 1420} = 185,524 \text{ mm}$$

Vậy:

$$S \le \min\begin{cases} 185,524 \text{ mm} \\ \min(0,8\times d_v; 600 \text{ mm}) = \min(1053,729; 600 \text{ mm}) \end{cases} = 185,524 \text{ mm}$$

Vậy chọn khoảng cách cốt đai là 150 mm

6.4.2.1.Kiểm tra điều kiện chống nứt của thân mố

Ta sẽ kiểm tra nứt của thân trụ bằng trạng thái giới hạn sử dụng:

- Theo phương dọc cầu: M_s^y = 851.897.332,426 N.mm
- Theo phương ngang cầu: M_s^x =1.398.048.124,967 N.mm

❖ ***Theo phương dọc cầu:***

Tiết diện tính toán: $b\times h = 11500\text{mm}\times 1420\text{mm}$

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=50mm

Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép

$$A_c = 2\times d_c\times b = 2\times 50\times 11500 = 1.150.000(\text{mm}^2)$$

Diện tích trung bình của bêtông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{1.150.000}{72} = 15.972,22(mm^2)$$

Khối lượng riêng của bêtông:

$$\gamma_c = 2500\ (KG/m^3)$$

Modul đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.799(MPa)$$

Modul đàn hồi của thép:

$$E_s = 200.000(MPa)$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{31.799} = 6,29$$

Chiều cao vùng nén của bêtông khi tiết diện nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1\right)$$

$$= 6,29 \times \frac{35.280}{11500}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1.337,5 \times 11.500}{6,29 \times 35.280}} - 1\right) = 227,333(mm)$$

Moment quán tính của tiết diện bêtông khi đã nứt:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2\right)$$

$$= \left(\frac{11.500 \times 227,333^3}{3} + 6,29 \times 35.280 \times (1.337,5 - 227,333)^2\right) = 318.863.477.086,244(mm^4$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n$$

$$= \frac{851.897.332,426}{318.863.477.086,244} \times (1.337,5 - 227,333) \times 6,29 = 18,329\ MPa$$

Dựa vào điều kiện môi trường tra ra Z. Khí hậu khắc nghiệt:

$$Z = 23000(N/mm)$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23.000}{\sqrt[3]{50 \times 15.972,22}} = 247,904MPa$$

So sánh: $f_{sa} = 247,904\ MPa > 0,6 \times 420 = 252\ MPa$ nên chọn 252 MPa để kiểm tra

Kiểm tra

Vậy $f_s = 18,729 \le 252\ (MPa)$

Vậy tiết diện thoả điều kiện chịu nứt

❖ ***Theo phương ngang cầu:***

Tiết diện tính toán: $b \times h = 1420mm \times 11500mm$

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=50mm

Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 50 \times 1420 = 142.000(mm^2)$$

Diện tích trung bình của bêtông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{142.000}{10} = 14.200(mm^2)$$

Mo men do ngoại lực tác dụng vào tiết diện:

Mxs= 1.398.048.124,967 Nmm

Khối lượng riêng của bêtông:

$$\gamma_c = 2500\ (KG/m^3)$$

Modul đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.799(MPa)$$

Modul đàn hồi của thép:

$$E_s = 200.000(MPa)$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{31.799} = 6,29$$

Chiều cao vùng nén của bêtông khi tiết diện nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1\right)$$

$$= 6,29 \times \frac{4900}{1420}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 11.417,5 \times 1420}{6,29 \times 4900}} - 1\right) = 704,433(mm)$$

Moment quán tính của tiết diện bêtông khi đã nứt:

$$I_{cr}=\left(\frac{b\times x^3}{3}+n\times A_s\times(d_s-x)^2\right)$$

$$=\left(\frac{1420\times 704,433^3}{3}+6,29\times 4.900\times(11.417,5-704,433)^2\right)=3.707.019.176.733,650(mm$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s=\frac{M_s}{I_{cr}}\times(d_s-x)\times n$$

$$=\frac{1.398.048.124,967}{3.707.019.176.733,650}\times(11.417,5-704,433)\times 6,29=25,411\ \text{MPa}$$

Dựa vào điều kiện môi trường tra ra Z. Khí hậu khắc nghiệt:

$$Z=23000(N/mm)$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa}=\frac{Z}{\sqrt[3]{d_c\times A}}=\frac{23000}{\sqrt[3]{50\times 14,200}}=257,815\text{MPa}$$

So sánh: $f_{sa}=257,815\ \text{MPa}>0,6\times 420=252\ \text{MPa}$ nên chọn 252 MPa kiểm tra

Kiểm tra

Vậy $f_s=25,411\le 252\ (\text{MPa})$

Vậy tiết diện thoả điều kiện chịu nứt

6.4.3.Kiểm toán mặt cắt C-C

6.4.3.1.Thiết kế cốt thép cho mặt cắt C-C (tường đỉnh)

Tiết diện tính toán : $b\times h=11500\text{mm}\times 500\text{mm}$

Kiểm tra điều kiện chịu uốn :

Thép chịu mômen âm $M_u=990.338,360\ \text{Nmm}$

Sức kháng danh định:

$$M_n=\frac{M_u}{\phi}=\frac{990.338,360}{0,9}=1.100.375,956\ \text{N.mm}$$

Chiều cao có hiệu của tiết diện

$$d_s=h-100=500-100=400\ \text{mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a=d_s-\sqrt{d_s^{\,2}-\frac{2\times M_n}{0,85\times f'_c\times b}}$$

$$=400-\sqrt{400^2-\frac{2\times 1.100.375,956}{0,85\times 35\times 11.500}}=0,009\ \text{mm}$$

Kiểm tra điều kiện

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,009}{0,8} = 0,01125$$

$$\frac{c}{d_s} = \frac{0,01125}{400} = 0,000028 < 0,45 \text{ vậy thoả điều kiện}$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0,85 \times f_c' \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 0,009 \times 11.500}{420} = 10,917 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra điều kiện cốt thép tối thiểu:

$$A_{s(min)} = \frac{0.03 \times b \times h \times f_c'}{f_y} = \frac{0,03 \times 11.500 \times 500 \times 35}{420} = 14.375 \text{ mm}^2 \geq A_s$$

Vậy chọn $A_s = 14375 \text{ mm}^2$ để bố trí cốt thép

Ta chọn $72\phi 18a160 \Rightarrow A_s = 72 \times \frac{18^2 \times \pi}{4} = 18.321,76 \text{ mm}^2$

6.4.3.2.Thiết kế cốt đai cho tường đỉnh

Lực cắt thân mố theo phương dọc cầu : $V_{ux} = 71.621,155$ N

Khả năng chịu cắt của dầm phải thoả mãn:

$$V_u \leq \varphi \times V_n$$

Trong đó

V_u: Lực cắt do ngoại lực tác dụng

φ : Hệ số sức kháng

V_n: Sức kháng cắt của dầm

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó

V_c: Sức kháng cắt của bêtông

$$V_c = 0,083 \times \beta \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d_v \qquad (5.8.3.3\text{-}3)$$

Trong đó

β: Hệ số chỉ khả năng của bêtông bị nứt chéo

f_c': Cường độ chịu nén của bêtông . $f_c' = 35$MPa

b_w : Bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v . $b_w = 500$mm

d_v: Chiều cao chịu cắt hữu hiệu

V_s : Khả năng chịu cắt của cốt đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \qquad (5.8.3.3\text{-}4)$$

Trong đó

A_v : Diện tích cốt thép đai chịu cắt trong cự ly S

f_{vy} : Cường độ chịu cắt của cốt đai

d_v : Chiều cao chịu cắt hữu hiệu

S : Cự ly cốt thép đai

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^0$ và $\beta = 2$. do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt. bước thép đai s tính trong trường hợp này

$$d_s = h - 100 = 500 - 100 = 400 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = 0.009 \text{ mm}$$

Kiểm tra điều kiện

$$a_{max} = 0,75 \times a_b = 0,75 \times 0,85 \times \frac{0,003 \times 200.000}{0,003 \times 200.000 + 280} \times 500$$
$$= 217,33 \text{ mm} > a = 0,009 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} = 400 - \frac{0,009}{2} = 399,996 \\ 0,9 \times d_{ps} = 0,9 \times 400 = 360 \\ 0,72 \times h = 0,72 \times 500 = 360 \end{cases} = 399,996 \text{ mm}$$

Vậy khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d_v$$
$$= 0,083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 11.500 \times 399,996 = 1.806.987,229 \text{ N}$$

Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{71.621,155}{0,9} - 1.806.987,229 = -1.727.408,168 \text{ N}$$

$\Rightarrow$Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt

Vậy ta bố trí cốt đai theo cấu tạo 2 nhánh 12

$$A_v = 2\times\frac{\pi\times 12^2}{4} = 226,080\ mm^2$$

Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo

$$S \le \min\begin{cases}\dfrac{A\times f_{vy}}{0.083\times\sqrt{f_c'}\times b_w}\\ \min\left(0.8\times d_v;600mm\right) khi \dfrac{V_u}{f_c'\times b_w\times d_v} < 0,1\\ \min\left(0.4\times d_v;300mm\right) khi \dfrac{V_u}{f\times b_w\times d_v} \ge 0,1\end{cases}$$

Trong đó ta có

$$\frac{A_v\times f_{vy}}{0,083\times\sqrt{f_c'}\times b_w} = \frac{226,080\times 280}{0,083\times\sqrt{35}\times 500} = 257,964mm$$

Vậy:

$$S \le \min\begin{cases}257,964\ mm\\ \min\left(0,8\times d_v;600\ mm\right) = \min\left(0,8\times 399,996;600\ mm\right)\end{cases} = 257,964\ mm$$

Vậy chọn khoảng cách cốt đai là 150 mm

6.4.3.3.Kiểm tra điều kiện chống nứt

Ta sẽ kiểm tra nứt của tường đỉnh ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$M_s = -2.690.949,858\ N.mm$

Tiết diện tính toán: $b\times h = 11.500mm\times 500mm$

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:

$d_c = 50\ mm$

Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép

$$A_c = 2\times d_c\times b = 2\times 50\times 11.500 = 1.150.000(mm^2)$$

Diện tích trung bình của bêtông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{1.150.000}{72} = 15.972,22(mm^2)$$

Khối lượng riêng của bêtông:

$$\gamma_c = 2500(KG/m^3)$$

Modul đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1,5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{35} = 31.799(MPa)$$

Modul đàn hồi của thép:

$$E_s = 200.000(MPa)$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{29.440} = 6,29$$

Chiều cao vùng nén của bêtông khi tiết diện nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1\right)$$

$$= 6,29 \times \frac{18.321,768}{11.500}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 400 \times 11.500}{6,29 \times 18.321,768}} - 1\right) = 80,08(mm)$$

Moment quán tính của tiết diện bêtông khi đã nứt:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2\right)$$

$$= \left(\frac{11.500 \times 80,08^3}{3} + 6,29 \times 18.321,768 \times (400 - 80,08)^2\right) = 13.762.738.251,843(mm^4)$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n$$

$$= \frac{2.690.949,858}{13.762.738.251,843} \times (400 - 80,08) \times 6,29 = 0,393(MPa)$$

Dựa vào điều kiện môi trường tra ra Z. Khí hậu khắc nghiệt:

$$Z = 23000(N/mm)$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23.000}{\sqrt[3]{50 \times 15.972,22}} = 247,90(MPa)$$

So sánh: $f_{sa} = 247,90(MPa) < 0,6 \times 420 = 252(MPa)$ nên chọn 247.90(MPa) để kiểm tra

Kiểm tra

Vậy $f_s = 0,393 \le 247,90(MPa)$

Vậy tiết diện thoả điều kiện chịu nứt

6.4.4.Kiểm toán mặt cắt A-A

6.4.4.1Tính toán cốt thép cho mặt cắt A-A (tường cánh phần thân)

Tiết diện tính toán : $b \times h = 3605mm \times 300mm$

Cường độ thép: $f_y = 280$ MPa.

Kiểm tra điều kiện chịu uốn :

Thép chịu mômen âm $M_u = 41.107.341,150$ Nmm

Sức kháng danh định:

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{41.107.341,150}{0,9} = 45.674.823,500 \text{ N.mm}$$

Chiều cao có hiệu của tiết diện

$$d_s = h - 100 = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_n}{0,85 \times f'_c \times b}}$$

$$= 250 - \sqrt{250^2 - \frac{2 \times 45.674.823,500}{0,85 \times 35 \times 3950}} = 1,9 \text{ mm}$$

Kiểm tra điều kiện

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1,9}{0,8} = 2,375$$

$$\frac{c}{d_s} = \frac{2,325}{250} = 0,01 < 0,45 \text{ vậy thoả điều kiện}$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0,85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0,85 \times 35 \times 1,9 \times 3605}{280} = 727,763 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra điều kiện cốt thép tối thiểu:

$$A_{s(min)} = \frac{0.03 \times b \times h \times f'_c}{f_y} = \frac{0,03 \times 3605 \times 300 \times 35}{280} = 4.055,625 \text{ mm}^2 > A_s$$

Vậy chọn $A_s = A_{smin} = 4.443,75 mm^2$ để bố trí cốt thép

Ta chọn 23ϕ16a200 $\Rightarrow A_s = 23 \times \frac{16^2 \times \pi}{4} = 4.622,08 \text{ mm}^2$

6.4.4.2Thiết kế cốt đai cho tường cánh

Lực cắt cánh mố theo phương dọc cầu : $V_{ux} = 42.161,376$ N

Khả năng chịu cắt của dầm phải thoả mãn:

$$V_u \le \varphi \times V_n$$

Trong đó:

V_u: Lực cắt do ngoại lực tác dụng

φ: Hệ số sức kháng

V_n: Sức kháng cắt của dầm

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó

V_c: Sức kháng cắt của bêtông

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d_v \qquad (5.8.3.3\text{-}3)$$

Trong đó

β: Hệ số chỉ khả năng của bêtông bị nứt chéo

f_c': Cường độ chịu nén của bêtông . $f_c' = 35MPa$

b_w: Bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiề cao d_v . $b_w = 300mm$

d_v: Chiều cao chịu cắt hữu hiệu

V_s: Khả năng chịu cắt của cốt đai

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \qquad (5.8.3.3\text{-}4)$$

Trong đó

A_v: Diện tích cốt thép đai chịu cắt trong cự ly S

f_{vy}: Cường độ chịu cắt của cốt đai

d_v: Chiều cao chịu cắt hữu hiệu

S: Cự ly cốt thép đai

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^0$ và $\beta = 2$. do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt. bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này

$$d_s = h - 50 = 300 - 50 = 250 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = 1.9 \text{ mm}$$

Kiểm tra điều kiện:

$$a_{max} = 0,75 \times a_b = 0,75 \times 0,85 \times \frac{0,003 \times 200.000}{0,003 \times 200.000 + 280} \times 300$$

$$= 130,4 \text{ mm} > a = 1,9 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} = 250 - \frac{1,9}{2} = 249,05 \\ 0,9 \times d_{ps} = 0,9 \times 250 = 225 \\ 0,72 \times h = 0,72 \times 300 = 216 \end{cases} = 249,05 \text{ mm}$$

Vậy khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0,083 \times 2 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d_v$$

$$= 0,083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 3.605 \times 249,05 = 881.726,549 \text{ N}$$

Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{42.161,376}{0,9} - 881.726,549 = -834.880,576 \text{ N}$$

$\Rightarrow$Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt

Vậy ta bố trí cốt đai theo cấu tạo 2 nhánh 12

$$A_v = 2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 226,08 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo

$$S \le \min \begin{cases} \dfrac{A \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f_c'} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600\text{mm}) \text{ khi } \dfrac{V_u}{f_c' \times b_w \times d_v} < 0,1 \\ \min(0.4 \times d_v; 300\text{mm}) \text{ khi } \dfrac{V_u}{f \times b_w \times d_v} \ge 0,1 \end{cases}$$

Trong đó ta có

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0,083 \times \sqrt{f_c'} \times b_w} = \frac{226,080 \times 280}{0,083 \times \sqrt{35} \times 300} = 429,721 \text{ mm}$$

Vậy:

$$S \le \min \begin{cases} 429,721 \text{ mm} \\ \min(0,8 \times d_v; 600 \text{ mm}) = \min(0,8 \times 249,05; 600 \text{ mm}) \end{cases} = 199,4 \text{ mm}$$

Vậy chọn khoảng cách cốt đai là 200 mm

6.4.4.3.Kiểm tra điều kiện chống nứt

Ta sẽ kiểm tra nứt của thân trụ bằng trạng thái giới hạn sử dụng:

$M_s = 21.839.596,379$ N.mm

Tiết diện tính toán: $b \times h = 3605mm \times 300mm$

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 g nhất:

$d_c = 44(mm) < 50$ (mm) nên $d_c = 44mm$

Diện tích của vùng bêtông bọc quanh 1 nhóm thép

$$A_c = 2 \times d_c \times b = 2 \times 44 \times 3.605 = 317.240(mm^2)$$

Diện tích trung bình của bêtông bọc quanh 1 thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n} = \frac{317.240}{23} = 13.793,043(mm^2)$$

Khối lượng riêng của bêtông:

$$\gamma_c = 2500(KG/m^3)$$

Modul đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0,043 \times \gamma^{1.5}{}_c \times \sqrt{f'_c} = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.799(MPa)$$

Modul đàn hồi của thép:

$$E_s = 200000(MPa)$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bêtông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200.000}{31.799} = 6,29$$

Chiều cao vùng nén của bêtông khi tiết diện nứt:

$$x = n \times \frac{A_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1\right)$$

$$= 6,29 \times \frac{4.622,08}{3605} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 250 \times 3605}{6,29 \times 4.622,08}} - 1\right) = 63,498(mm)$$

Moment quán tính của tiết diện bêtông khi đã nứt:

$$I_{cr} = \left(\frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2\right)$$

$$= \left(\frac{3605 \times 63,498^3}{3} + 6,29 \times 4.622,08 \times (250 - 63,498)^2\right) = 1.318.819.834,636(mm^4)$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{21.839.596,379}{1.318.819.834,636} \times (250 - 63,498) \times 6,29 = 19,425(MPa)$$

Dựa vào điều kiện môi trường tra ra Z. Khí hậu khắc nghiệt:

$Z = 23000(N/mm)$

Ứng suất cho phép trong cốt thép:

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23.000}{\sqrt[3]{44 \times 317.240,000}} = 95,524(MPa)$$

So sánh: $f_{sa} = 95,524(MPa) < 0,6 \times 420 = 252(MPa)$ nên chọn 252(MPa) để kiểm tra

Kiểm tra

Vậy $f_s = 19,425 \le 249,56(MPa)$

Vậy tiết diện thoả điều kiện chịu nứt

6.4.5.Kiểm toán mặt cắt B-B

Để thuận tiện cho việc bố trí và thi công cốt thép tường cánh. ta sẽ bố trí cốt thép tường cánh(phần đuôi) giống với cốt thép tường cánh(phần thân) đã được tính toán ở trên. Do các giá trị lực cắt và momen đều thấp hơn tại mặt cắt A-A nên ta không cần kiểm toán

6.5.THIẾT KẾ MÓNG MỐ

6.5.1.Số liệu địa chất – Nội lực tại mặt cắt đáy bệ

Bảng 6.32 Bảng tóm tắt các chỉ tiêu cơ lý của các lớp địa chất

Lớp đất	Loại đất	H	C	φ	γ	SPT
		(m)	KN/m^2	(độ)	KN/m^3	
Lớp A	Sét dẻo mềm	0.8				
Lớp 1	Bùn sét- chảy	18.4	10.2	5°05'	16.7	0-3
Lớp 1A	Sét pha- dẻo chảy	2.1	12.9	9°32'	18.5	2-3
Lớp 2	Sét pha dẻo cứng – nửa cứng	3.2	30.7	19°2'	20.4	3-20
Lớp 3	Sét. nửa cứng	0.8	-	–	-	20-22
Lớp 4	Sét. dẻo cứng	2.9	24	19°45'	19.6	22-26
Lớp 5	Sét – nửa cứng	10	55	19°02'	19.4	26-37
Lớp 5A	Sét- dẻo cứng	1	47.1	16°35'	20.1	37-40

Bảng nội lực đáy bệ mố (đã tính ở phần trên)

Bảng tổng hợp nội lực đáy bệ trụ					
Trạng thái giới hạn	Pz (kN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
		Hx (kN)	My (kNm)	Hy (kN)	Mx (kN
Sử dụng	6,853.339	-745.267	-139.724	129.906	1,657.8
Cường độ I	9,095.728	-1,190.570	-512.652	0.000	1,886.5
Cường độ II	7,399.827	-681.887	-21.142	686.845	2,969.8
Cường độ III	8,708.062	-1,074.300	-400.307	173.208	2,228.44

6.5.2.Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc

+ Đường kính D = 1.2 m
+ Chiều dài cọc L = 37 m tính từ đáy đài cọc. chiều dài cọc ngàm trong đài cọc l 200 mm.
+ Chu vi mặt cắt ngang cọc: 3,768 m
+ Diện tích mặt cắt ngang cọc: 1,131 m^2
+ Đường kính cốt thép dọc: 25 mm
+ Trọng lượng riêng của vật liệu làm cọc: $\gamma = 25$ KN/m^3.
+ Cường độ bêtông: $f_c' = 35$ MPa.

6.5.3.Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu

+ Sức chịu tải của cọc theo vật liệu cho bởi công thức sau (sử dụng cốt đai xoắn):

$$Q_{coc} = \varphi \times \left(0,85 \times f_c' \times A_c + f_y \times A_s\right)$$

+ Trong đó:
  - $\varphi = 0.75$: Hệ số uốn dọc.
  - $f_c' = 30$ MPa : Cường độ chịu nén của bêtông.
  - $A_c = 1.119\ m^2$: Diện tích của phần bêtông.
  - $f_y = 420$ MPa : Cường độ chịu nén của cốt thép.
  - $A_s = 0,01178\ m^2$: Diện tích của thép. (24Þ25)

$$Q_{coc} = 0,75\times\left(0,85\times35\times1,119\times10^{6}+420\times0,01178\times10^{6}\right),$$

$$= 28.668.445,313\ \text{N} = 28.668,445\ \text{kN}$$

6.5.4.Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền

Sức chịu tải của cọc theo đất nền được cho bởi công thức sau đây:

$$Q_R = \eta\times\left(\varphi_{pq}\times Q_p+\varphi_{ps}\times Q_s\right)-\gamma_n\times W$$

Với $Q_p = q_p\times A_p$

$Q_s = q_s\times A_s$

Trong đó:

- η : hệ số nhóm cọc. theo 10.7.3.10.2 : $\eta = 0.73$
- Q_p : Sức kháng mũi cọc (N)
- A_p : Diện tích mũi cọc (m^2)
- Q_s : Sức kháng thân cọc (N)
- A_s : Diện tích bề mặt thân cọc (m^2)
- φ_{pq} : hệ số sức kháng mũi trong đất sét

$$\varphi_{pq} = 0.55 \text{ (Bảng 10.5.5-3)}$$

- φ_{ps} : hệ số sức kháng thành bên trong đất sét

$$\varphi_{ps} = 0.65 \text{ (Bảng 10.5.5-3)}$$

6.5.5.Tính sức kháng đơn vị của thân cọc qs (MPa)

+ ***Đất cát : (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.2)***

$q_s = 0,0028\times N$ (N<53)

$q_s = 0,00021\times(N-53)+0,15$ (53<N<100)

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh. lấy N theo từng loại đất.

+ ***Đất dính : (Tính theo phương pháp α) (điều 10.7.3.3.2)***

+ $q_s = \alpha\times S_u$

S_u: Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

$$S_U = c+\delta\times tg\varphi$$

α : Hệ số dính bám. (10.5.5-3)

Tính toán theo các quy tắc trên ta có kết quả sức kháng thân cọc như sau:

+ Bỏ qua sức kháng thành bên tại 1m đầu cọc và một đoạn bằng đường kính cọc
+ Đáy đài cọc nằm dưới mặt đất tự nhiên 1m.

Bảng 6.33 Bảng tính sức kháng đơn vị của thân cọc

Tên lớp đất	l_i (m)	Loại đất	N (búa /30cm)	j (độ)	d (kN/m^2)	S_{ui}	a	q_s (kPa)	A_s (m^2)	$\Phi_{qs}x($ (KN)
A	0.8	Sét		-	-	-	-	-	-	
1	0.4	Sét		5.05	6.68	10.79	0.55	5.935	1.508	
	2	Sét		5.05	40.08	13.742	0.55	7.558	7.540	56.98
	2	Sét		5.05	73.48	16.693	0.55	9.181	7.540	69.22
	2	Sét		5.05	106.88	19.645	0.55	10.805	7.540	81.4
	2	Sét		5.05	140.28	22.596	0.55	12.428	7.540	93.70
	2	Sét		5.05	173.68	25.548	0.55	14.051	7.540	105.9
	2	Sét		5.05	207.08	28.499	0.55	15.674	7.540	118.1
	2	Sét		5.05	240.48	31.451	0.55	17.298	7.540	130.4
	2	Sét		5.05	273.88	34.402	0.55	18.921	7.540	142.6
	2	Sét		5.05	307.28	37.354	0.55	20.545	7.540	154.9
1A	2	Sét		9.3	344.28	69.278	0.55	38.103	0.377	287.297
	0.1	Sét		9.33	346.13	69.581	0.55	38.27	7.540	14.428
2	2	Sét		19.2	386.93	165.443	0.55	90.994	7.540	686.095
	1.2	Sét		19.2	411.41	173.968	0.55	95.682	4.524	432.865
3	0.8	Sét		-	-	-	-	-	-	-
4	2	Sét		19.45	450.61	183.127	0.55	100.72	7.54	759.429
	0.9	Sét		19.45	468.25	189.356	0.55	104.15	3.393	353.367
5	2	Sét		19.02	507.05	229.79	0.55	126.38	7.54	952.94
	2	Sét		19.02	545.85	243.16	0.55	133.74	7.54	1008.4

	2	Sét		19.02	584.65	256.54	0.55	141.1	7.54	1063.9
	2	Sét		19.02	623.45	269.92	0.55	148.45	7.54	1119.3
	2	Sét		19.02	662.25	283.29	0.55	155.81	7.54	1174.8
5A	1	Sét		20.1	682.35	248.28	0.55	136.004	3.77	512.735
Tổng	**37**									**9328.02**

6.5.6.Tính sức kháng đơn vị của mũi cọc qp (MPa)

+ Đất cát: (Tính theo Reese và Wright) ***(điều 10.8.3.4.3)***

$$q_p = 0,064 \times N \quad (N<60)$$

$$q_p = 3,8 \quad (N>60)$$

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh. lấy N theo từng loại đất.

+ Đất dính : ***(điều 10.8.3.3.2)***

$$q_p = 9 \times S_u$$

+ Loại đất tại mũi cọc là sét. chỉ số SPT là 40: . vậy sức kháng mũi cọc là :

$$q_p = 9 \times 248,28 = 2234,52 \text{ MPa}$$

$$Q_p = q_p \times A_p = 2.234,52 \times 1,131 = 2.527,24 \text{ kN}$$

6.5.7.Tổng hợp sức chịu tải của cọc (N)

$$Q_R = \left(\varphi_{qp} \times Q_p + \varphi_{qs} \times Q_s\right) = \left(0.55 \times 2.527,24 + 0.65 \times 9.328,02\right)$$

$$= 7.453,195(\text{kN}) = 745,32 \text{ T}$$

Xét đẩy nổi của cọc:

Trọng lượng của phần cọc ngập trong nước

$$W = \left(25-10\right) \times 37 \times 1,1304 = 627,372 \text{ (kN)}$$

Vậy sức chịu tải theo đất nền của cọc:

$$Q_R = 7.453,195 - 627,372 = 6.825,823 \text{ kN} \approx 682,58 \text{ T}$$

So sánh với sức kháng của cọc theo vật liệu ta chọn sức chịu tải của cọc theo đất nền để thiết kế cọc.

6.5.8.Tính toán số lượng cọc.

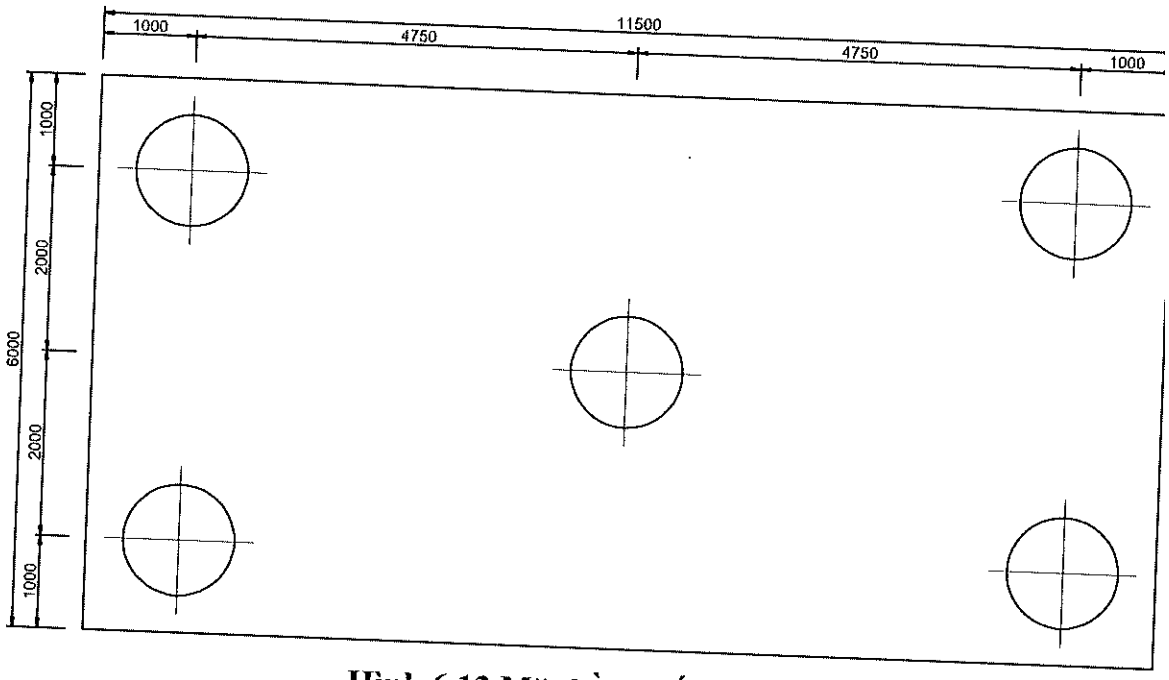
$$n = \beta \times \frac{V}{Q}$$

Trong đó:

- n : Số lượng cọc trong móng
- V: Tổng lực đứng tính tại đáy bệ ở TTGH CDI $V = 9.095,728kN$
- Q: Sức chịu tải tính toán của cọc theo đất nền
- β: Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng ngang và momen. $\beta = 1.1 \div 1.5$ c
  $\beta = 1.1$

$$n = 1.5 \times \frac{9.095,728}{6.825,823} = 2$$

+ Chọn 5 cọc và được bố trí như sau.



Hình 6.13 Mặt bằng bố trí cọc.

6.5.9.Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị đài cọc

Xác định chiều dài chịu uốn L_M và chịu nén L_N của cọc:

$$L_M = L_o + (5 \div 7) \times D$$

$$L_N = L \times \cos\alpha$$

Trong đó:

- L_o : Khoảng cách từ đáy bệ đến mặt đất sau khi xói
  L_0=0 do cọc đài thấp ngàm chặt vào đất
- D : Đường kính cọc.
- L : Chiều dài cọc .
- α : Góc ngiêng của cọc

$L_M = 0 + (5 \div 7) \times 1,2 = 6 \div 8,4$ m . chọn L_M=8.4m

$L_N = L \times \cos(0^0) = 37$ m

Mô đun đàn hồi của bêtông : (f_c' = 30 MPa)

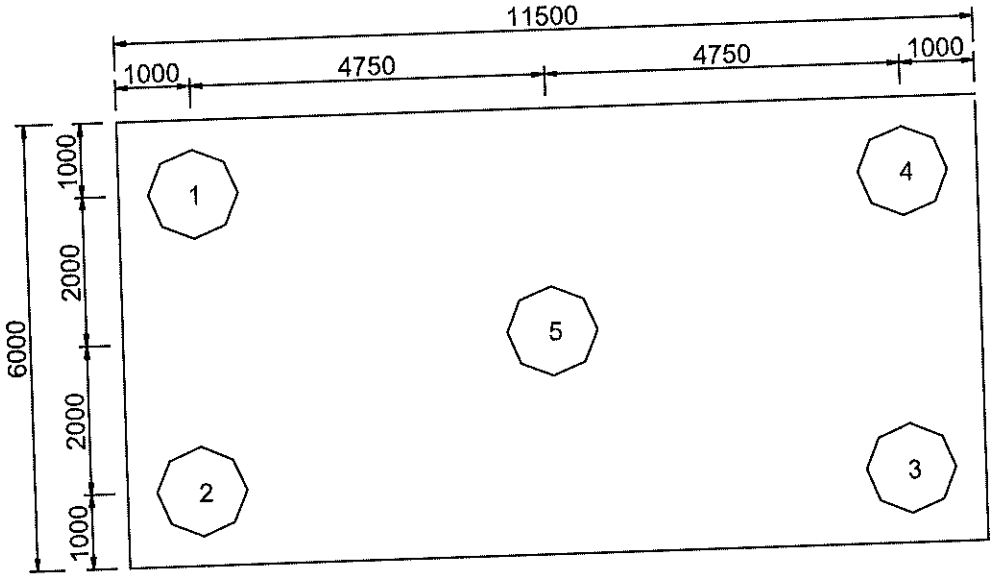
$$E_c = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.798,93 \text{ MPa}$$

Diện tích tiết diện ngang : $A = 1,1304 \times 10^6 \text{ mm}^2$

Momen quán tính : $J = 0,10178 \text{ m}^4$

Kiểm tra cọc ở trạng thái giới hạn cường độ I

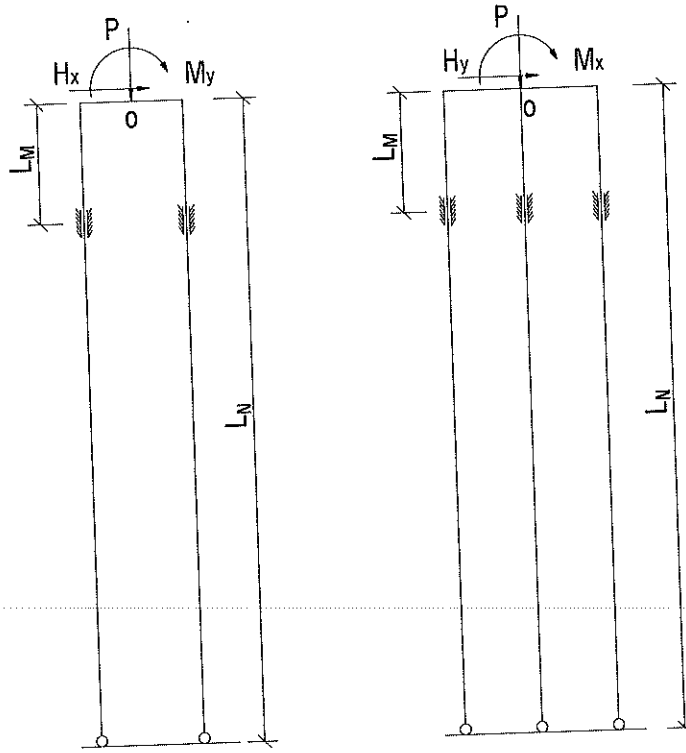
Đánh số thứ tự cọc:



Hình 6.14 Đánh số thứ tự tính toán cọc

Đài cọc được xem như cứng tuyệt đối.

Ta tính toán trong hai mặt phẳng như hình vẽ.



Hình 6.15 Sơ đồ tính toán cọc

- ***Tính cho trường hợp ngang cầu***

Tải trọng tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1 có lực nén max

$$P_1^{tt} = 9.095,728 \text{ kN}$$

$$H_y^1 = 0 \text{ kN}$$

$$M_x^1 = 1.886,578 \text{ kNm}$$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bệ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

u.v.ω : chuyển vị ngang. chuyển vị thẳng đứng. góc quay của bệ quang điểm (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bệ)

r_{ik} : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

Tính các hệ số r_{ik} :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i .$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin\beta \times \cos\beta = 0$$

$r_{vw} = r_{wv} = 0$ (do cọc bố trí đối xứng nên $\sum x_i = 0$)

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \Sigma \frac{A_i}{l_n} \times x_i \times \sin\beta_i \times \cos\beta_i - 6 \times E \times \Sigma \frac{J}{L_m^{\ 2}} \times \cos\beta_i$$

Trong đó:

E modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc

$$E_c = 0,043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31.798,93 \text{ MPa}$$

Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 6.34 Bảng tính các hệ số của hệ phương trình chính tắc (ngang cầu)

Vị trí cọc	Fi	L_N (m)	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{MI}\cos^2\beta$
P1	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P2	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P3	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P4	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P5	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
Tổng r_{vv}					0.15276

r_{uu}	Fi/L_{ni}	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{ni}*sin^2\beta$	$Cos^2\beta$	$Ji/L^3_{MI}\cos^2\beta$
P1	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P2	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P3	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P4	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P5	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
Tổng r_{uu}					0.01030

r ww	y_i^2	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	Ji/L_{MI}	$y_i^2*Fi/L_{ni}*\cos^2\beta$
P1	22.5625	1.000	0.000	0.012117	0.68931486
P2	0.00000	1.000	0.000	0.012117	0.00000000
P3	22.56250	1.000	0.000	0.012117	0.68931486
P4	22.56250	1.000	0.000	0.012117	0.68931486
P5	0.00000	1.000	0.000	0.012117	0.00000000
Tổng r_{ww}					2.31028

$r_{uw} = r_{wu}$	$Cos\,\beta_i$	$Sin\,\beta_i$	$Cos\,\beta_i * J_i/L_{Mi}^2$	y_i	$y_i*\sin\beta*\cos\beta*A_i/L_{ni}$
P1	1.00000	0.000	0.00144246	4.75000	0.00000000
P2	1.00000	0.000	0.00144246	4.75000	0.00000000
P3	1.00000	0.000	0.00144246	-4.75000	0.00000000
P4	1.00000	0.000	0.00144246	-4.75000	0.00000000
P5	1.00000	0.000	0.00144246	0.00000	0.00000000
Tổng r					-0.04327

Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} E\times(0,15276\times v+0\times u+0\times w)=9.095,728 \\ E\times(0\times v+0,01030\times u-0,04327\times w)=0 \\ E\times(0\times v-0,04327\times u+2,31028\times w)=1.886,578 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} v=0,00186380(m) \\ u=0,000117(m) \\ w=0,0000279(rad) \end{cases}$$

Tính nội lực từng cọc

Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i=\frac{E\times A_i}{L_{Ni}}\times(v\times\cos\beta_i+u\times\sin\beta_i+x_i\times\omega\times\cos\beta_i)$$

Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i=\frac{12\times E\times J_i}{L_M^3}\times(-v\times\sin\beta_i+u\times\cos\beta_i-x_i\times\omega\times\sin\beta_i)-\frac{6\times E\times J_i}{L_M^3}\times\omega$$

Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i=\frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i+u\cos\beta_i-x_i\omega\sin\beta_i)-\frac{4EJ_i}{L_M}\omega$$

Bảng 6.35 Kết quả tính toán lực dọc trục trong móng theo TTGH CĐ 1 (ngang cầu)

STT	y_i	N_i	Q_i	M_{Ti}	M_{Di}	Ni xXi
P1	4,750	1.947,894	-0,01179481	-10,799	-10,700	9.252,495
P2	4,750	1.947,894	-0,01179481	-10,799	-10,700	9.252,495
P3	-4,750	1.690,398	-0,01179481	-10,799	-10,700	-8.029,388
P4	-4,750	1.690,398	-0,01179481	-10,799	-10,700	-8.029,388
P5	0.000	1.819,146	-0,01179481	-10,799	-10,700	0
Tổng		9.095,728	-0,05897403	-53,997	-53,501	2.446,213

□ ***Tính cho trường hợp dọc cầu***

Tải trọng tính toán:

$P_i^{tt}=9.095,728$ kN

$H_y^I=1.190,570$ kN

$$M_y^I = 139,724 \text{ kNm}$$

Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bệ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

u.v.ω : chuyển vị ngang . chuyển vị thẳng đứng . góc quay của bệ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bệ)

r_{ik} : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

Tính các hệ số r_{ik} :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i .$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin\beta \times \cos\beta = 0$$

$r_{vw} = r_{wv} = 0$ (do cọc bố trí đối xứng nên $\sum x_i = 0$)

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \Sigma \frac{A_i}{l_n} \times x_i \times \sin\beta_i \times \cos\beta_i - 6 \times E \times \Sigma \frac{J}{L_m^2} \times \cos\beta_i$$

Trong đó:

E modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31798.93 \text{ MPa}$$

Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 6.36 Bảng tính các hệ số của hệ phương trình chính tắc (dọc cầu)

Vị trí cọc	Fi	L_N (m)	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{MI} cos^2\beta$
P1	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P2	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P3	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P4	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
P5	1.130	37.000	1.000	0.000	0.03055135
Tổng r_{vv}					0.15276

r_{uu}	Fi/L_{ni}	$Sin^2\beta$	$Fi/L_{ni}*sin^2\beta$	$Cos^2\beta$	$Ji/L^3_{MI}\cos^2$
P1	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P2	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P3	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P4	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
P5	0.03055	0.000	0.000	1.000	0.00017172
Tổng r_{uu}					0.01030

r ww	x_i^2	$Cos^2\beta$	$Sin^2\beta$	Ji/L_{MI}	$x_i^2*Fi/L_{ni}*\cos^2$
P1	4.00000	1.000	0.000	0.01212	0.12220541
P2	4.00000	1.000	0.000	0.01212	0.12220541
P3	4.00000	1.000	0.000	0.01212	0.12220541
P4	4.00000	1.000	0.000	0.01212	0.12220541
P5	0.00000	1.000	0.000	0.01212	0.00000000
Tổng r_{ww}					0.73115495

$r_{uw}=r_{wu}$	$\text{Cos}\,\beta_i$	$\text{Sin}\,\beta_i$	$\text{Cos}\,\beta_i*J_i/L_{Mi}^2$	x_i	$x_i*\sin\beta*\cos\beta*A_i/L$
P1	1.00000	0.000	0.00144246	2.00000	0.00000000
P2	1.00000	0.000	0.00144246	-2.00000	0.00000000
P3	1.00000	0.000	0.00144246	2.00000	0.00000000
P4	1.00000	0.000	0.00144246	-2.00000	0.00000000
P5	1.00000	0.000	0.00144246	0.00000	0.00000000
Tổng r					-0.04327

Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} E\times(0,15276\times v+0\times u+0\times w)=9095,728 \\ E\times(0\times v+0,01030\times u-0,04327\times w)=1190,57 \\ E\times(0\times v-0,04327\times u+0,73115495\times w)=139,724 \end{cases}$$

$$\Rightarrow\begin{cases} v=0,00187(m) \\ u=0,00487(m) \\ w=0,000294(rad) \end{cases}$$

Tính nội lực từng cọc

Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i=\frac{E\times A_i}{L_{Ni}}\times(v\times\cos\beta_i+u\times\sin\beta_i+x_i\times\omega\times\cos\beta_i)$$

Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i = \frac{12 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \left(-v \times \sin\beta_i + u \times \cos\beta_i - x_i \times \omega \times \sin\beta_i\right) - \frac{6 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \omega$$

Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i = \frac{6EJ_i}{L_M^2}(-v\sin\beta_i + u\cos\beta_i - x_i\omega\sin\beta_i) - \frac{4EJ_i}{L_M}\omega$$

Bảng 6.37 Kết quả tính toán lực dọc trục trong móng theo TTGH CĐ 1 (dọc cầu)

STT	X_i	N_i	Q_i	M_{Ti}	M_{Di}	Ni xXi
P1	2,000	2.390,388	238,203	887,174	-1.113,729	4.780,775
P2	-2,000	1.247,903	238,203	887,174	-1.113,729	-2.495,807
P3	2,000	2.390,388	238,203	887,174	-1.113,729	4.780,775
P4	-2,000	1.247,903	238,203	887,174	-1.113,729	-2.495,807
P5	0.000	1.819,146	238,203	887,174	-1.113,729	0
Tổng		9.095,728	1.191,013	4.435,870	-5.568,643	4.569,937

Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin\beta_i = N_{tt} \\ \sum X = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times \sin\beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos\beta_i = H_{tt} \\ \sum Y = 0 & \Rightarrow \sum N_i \times x_i \times \cos\beta_i - \sum Q_{Ti} \times x_i \times \sin\beta_i - \sum M_{Ti} = M_{tt} \end{cases}$$

$$\sin\beta_i = 0 \quad ; \quad \cos\beta_i = 1$$

Ta có : $\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 9.095,728 \approx N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 1.191,013 \approx H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 134,068 \approx M_{tt} \end{cases}$

Tương tự ta tính toán cho TTGH SD. Ta có :

Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương ngang:

$$\begin{cases} N_{tt} = 6.853,339 \text{ kN} \\ H_{tt} = 129,906 \text{ kN} \\ M_{tt} = 1.657,86 \text{ kN} \end{cases}$$

Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu

STT	y_i	N_i	Q_i	M_{Ti}	M_{Di}	$N_i x X_i$
P1	4,750	1.568,998	22,563	73,494	-84,445	7.452,74
P2	4,750	1.568,998	22,563	73,494	-84,445	7.452,74
P3	-4,750	1.328,985	22,563	73,494	-84,445	-6.312,67
P4	-4,750	1.328,985	22,563	73,494	-84,445	-6.312,67
P5	0.000	1.448,992	22,563	73,494	-84,445	0
Tổng		7.244,958	112,814	367,468	-422,226	2.280,126

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 7.244,958 \approx N_{tt} \\ \sum Q_i \times 1 = 112,814 \approx H_{tt} \\ \sum N_i \times x_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 1.912,658 \approx M_{tt} \end{cases}$$

6.5.10.Kiểm toán cọc

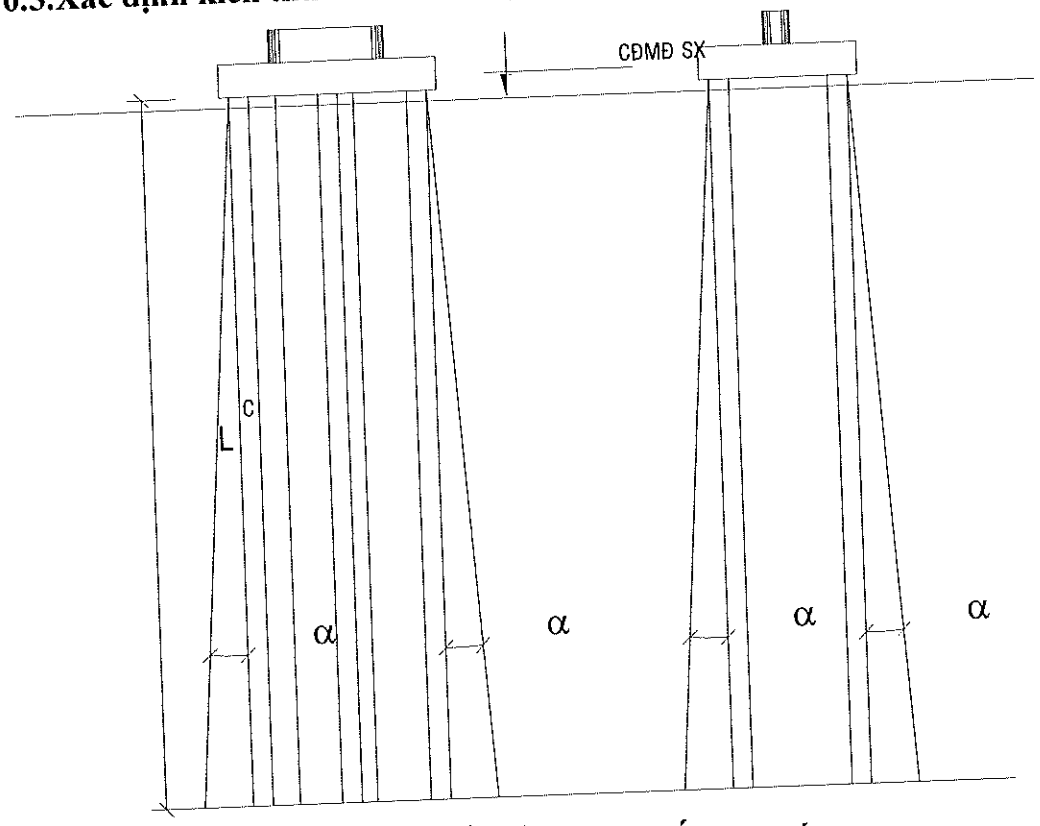
6.5.10.1.Kiểm tra sức chịu tải của cọc.

Ở trạng thái giới hạn cường độ I

$$\text{Max}(N_i) = 2.390,388(\text{kN}) < Q = 6.825,823(\text{kN})$$

.5.10.2.Kiểm toán cường độ nền đất tại vị trí mũi cọc

.5.10.3.Xác định kích thước khối móng qui ước



Hình6.16 Sơ đồ móng khối quy ước

Góc mở được tính theo công thức:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Trong đó

φ_{tb} là góc ma sát trong của đất nền được tính trung bình cho các lớp đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \times l_i}{L_{tb}}$$

φ_i là góc ma sát trong của các lớp đất

l_i chiều dày của các lớp đất tương ứng

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = 14,53^o \Rightarrow \alpha = \frac{14,53^o}{4} = 3,43^o$$

Theo phương dọc cầu:

$$A_1 = a \times (n-1) + d + 2 \times L_c \times \tan\alpha$$

Theo phương ngang cầu:

$$B_1 = b \times (m-1) + d + 2 \times L_c \times tg\alpha$$

Trong đó:

a: khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương dọc cầu a = 4,0 m

n: số hàng cọc theo phương dọc cầu. n = 2

d đường kính cọc. d = 1,2 m

L_c chiều sâu cọc ngàm trong đất. L_c = 37 m

b khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu b = 4,75 m

m số hàng cọc theo phương ngang cầu m = 3

Thay số vào tính ta được:

$$A_1 = 4{,}0 \times (2-1) + 1{,}2 + 2 \times 37 \times \tan(3{,}43) = 10 \text{ m}$$

$$B_1 = 4{,}75 \times (3-1) + 1{,}2 + 2 \times 37 \times \tan(3{,}43) = 13{,}64 \text{ m}$$

Diện tích móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$F_{qu} = A_1 \times B_1 = 10 \times 13{,}64 = 136{,}4 \text{ m}^2$$

Momen kháng uốn theo phương ngang cầu:

$$W_n = \frac{A_1 \times B_1^2}{6} = \frac{10 \times 13.64^2}{6} = 310 \text{ m}^3$$

Momen kháng uốn theo phương dọc cầu:

$$W_d = \frac{B_1 \times A_1^2}{6} = \frac{13{,}64 \times 10^2}{6} = 227{,}33 \text{ m}^3$$

6.5.10.4.Xác định khả năng chịu tải của đất nền dưới mũi cọc

Sức chịu tải tính toán của đất nền theo QPXD 45-78 được tính như sau:

$$R_{II} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} \times \left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times D_f \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} \right)$$

Trong đó:

- m_1. m_2 lần lược là hệ số làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất được chọn theo bảng 1.22 (Nền móng. Châu Ngọc Ẩn)

  $m_1 = 1{,}1$ $m_2 = 1$

- k_{tc} hệ số độ tin cậy. lấy bằng 1 đối với các đặc trưng tính toán lấy từ thí nghiệm.

- A. B. D giá trị sức chịu tải. lấy ứng với góc ma sát trong của đất nền là $15^o49'$:

- A = 0,34 ; B = 2,36 ; D = 4,92

- D_f chiều sâu chôn móng D_f = 37m (Tính đến cao độ mặt đất sau xói)

- γ'_{II} trọng lượng đơn vị thể tích của đáy móng trở lên mặt đất

$$\gamma_{II} = 19{,}9 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma'_{dn} = \frac{\sum \gamma_i \times h_i}{\sum h_i} =$$

$$= \frac{16,7\times 19,2 + 18,5\times 2,1 + 20,4\times 4 + 19,6\times 2,9 + 19,4\times 8,8}{19,2 + 2,1 + 4 + 2,9 + 8,8}$$

$$= 18,07 \text{ kN/m}^3$$

- c lực dính đơn vị của đất dưới đáy móng. c = 0 kN/m^2

Vậy sức chịu tải của đất nền dưới mũi cọc là:

$$R_{II} = \frac{1,1\times 1}{1}\times\left(0,34\times 10\times 19,9 + 2,36\times 37\times 18,07 + 4,92\times 0\right)$$

$$= 1.810,086 \text{ kN/m}^2$$

6.5.10.5.Xác định ứng suất dưới đáy khối móng qui ước.

Trọng lượng thể tích của móng khối qui ước

$$\gamma_{qu} = \gamma_{tb} + \frac{n_c \times F_c \times L_c \times \gamma_{bt}}{V_{qu}}$$

Trong đó:

γ_{tb} trọng lượng đơn vị trung bình của đất từ mũi cọc trở lên .

$\gamma_{tb} = 18,92 \text{ kN/m}^3$

γ_{bt} : trọng lượng riêng của bê tông : $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN/m}^3$

n_c : số lượng cọc. $n_c = 5$ cọc

F_c : diện tích tiết diện ngang của cọc $F_c = \pi\times\frac{1,2^2}{4} = 1,13 \text{ m}^2$

L_c : chiều dài cọc : $L_c = 37$ m

V_{qu} : thể tích khối móng qui ước : $V_{qu} = F_{qu}\times D_f = 136,4\times 37 = 5.046,8 \text{ m}^3$

$$\Rightarrow \gamma_{qu} = 18,92 + \frac{5\times 1,13\times 37\times 25}{5.046,8} = 20,163 \text{ kN/m}^3$$

6.5.10.6.Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước và kiểm toán

➢ Trạng thái giới hạn cường độ I :

Ta lấy nội lực trường hợp xếp tải trên tất cả các làn để đạt lực nén và momen dọc cầu lớn nhất.

Tải trọng thẳng đứng tính toán:

$$N_{0tt} = P_{tt} + 1.25\times\gamma_{qu}\times V_{qu} = 9.095,728 + 1,25\times 20,163\times 5.046,8 = 136.294,0135 \text{ kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu.

$$H_{oytt} = H_y = 0 \text{ kN}$$

Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu

$$H_{oxtt} = H_x = -1.109,57 \text{ kN}$$

Momen tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{0ytt} = M_y + H_{oxtt} \times L_n = -512,65 + (-1.190,57) \times 37 = -44.563,74 \text{ kNm}$$

Momen tính toán theo phương ngang cầu

$$M_{oxtt} = M_x + H_{oytt} \times L_m = 1.886,578 + 0 \times 37 = 1.886,578 \text{ kNm}$$

Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} + \frac{M_{oytt}}{W_d} + \frac{M_{oxtt}}{W_n} = \frac{136.294,0135}{136,4} + \frac{-44.563,74}{227,33} + \frac{1.886,575}{310} = 809,278 \text{ kN/n}$$

Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{min} = \frac{N_{ott}}{F_{qu}} - \frac{M_{oytt}}{W_d} - \frac{M_{oxtt}}{W_n} = \frac{136.294,0135}{136,4} - \frac{-44.563,74}{227,33} - \frac{1.886,575}{310} = 1.189,194 \text{ kN/n}$$

Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{809,278 + 1.189,194}{2} = 999,236 \text{ kN/m}^2$$

Kiểm toán ứng suất dưới đáy móng.

Điều kiện kiểm toán: $\begin{cases} \sigma_{max} < 1,2 \times R_{II} \\ \sigma_{tb} < R_{II} \\ \sigma_{min} > 0 \end{cases}$

Thay vào ta có: $\begin{cases} \sigma_{max} = 809,278 < 1,2 \times 1.810,086 \\ \sigma_{tb} = 999,236 < 1.810,086 \\ \sigma_{min} = 1.189,194 > 0 \end{cases}$

vậy thỏa điều kiện kiểm toán

6.5.10.7.Kiểm tra độ lún của cọc.

Tải trọng thẳng đứng tính toán: $N_{tc} = P_{tt} = 9.095,728 \text{ kN}$

P_{tt} lực thẳng đứng tại đáy đài được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng

Trọng lượng cọc : $Q_{coc} = L_c \times F_{coc} \times \gamma_{bt} = 37 \times 1,131 \times 25 = 1.046,175 \text{kN}$

Ứng suất do tải trọng thẳng đứng gây ra dưới đáy khối móng qui ước:

$$\sigma = \frac{N_{tc} + Q_{coc}}{F_{qu}} = \frac{9.095,728 + 5 \times 1.046,175}{136,4} = 104,723 \text{ kN/m}^2$$

Ta chia đất dưới mũi cọc thành các lớp có chiều dày 2m để tính lún.

Độ biến dạng trong từng lớp được tính theo công thức:

$$S_i = \frac{\beta_i}{E_i} \times \sigma'_{zi} \times h_i$$

Trong đó:

- S_i : độ lún lớp đất phân tố.
- h_i : chiều dày lớp phân tố thứ i.
- $\sigma_{tb}(T/m^2)$: ứng suất tại vị trí giữa lớp phân tố do tải trọng gây lún gây ra
- N_i (búa/30cm) : Trị số SPT đặc trưng cho lớp phân tố.
- β_i : Hệ số tính từ hệ số poison của đất theo công thức sau :

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \mu^2}{1 - \mu}$$ (μ là hệ số Poisson)

Ta có thể lấy gần đúng đối với đất dưới đáy móng khối là đất cát $\beta = 0,56$

- E_i : Modun biến dạng của đất :

$$E_i = 766 \times \frac{N_i}{10} (T/m^2)$$

Độ lún tổng cộng của nền đất dưới đáy móng được xác định:

$$S = \sum S_i$$

Độ lún cho phép của công trình là:

$$[S] = 1,5 \times \sqrt{L} = 1,5 \times \sqrt{35,2} = 8,9 \text{ cm}$$

Bảng 6.38 Tổng hợp tính lúc đất nền dưới đáy móng

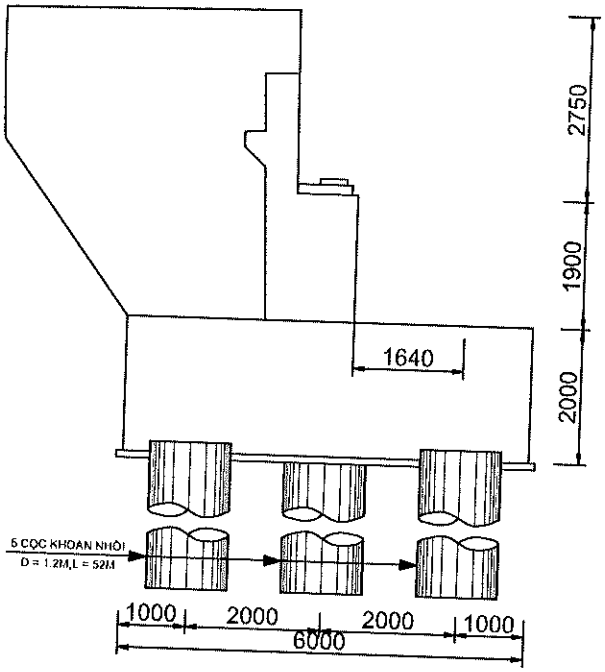
z (m)	z/B_{qu}	K_o	s_{zi}^{gl} (kN/m^2)	s_{zi}^{bt} (kN/m^2)	$0.2.s_{zi}^{bt}$ (kN/m^2)	s_{tb}^{gl} (kN/m^2)	E_{oi} (kN/m^2)	S_i (cm)
0	0.00	1.00	156.04	307.32	61.46	152.92	27576	0.35
2	0.14	0.96	149.80	325.92	65.18	135.86	27576	0.31
4	0.28	0.81	121.93	363.12	72.62	99.68	27576	0.23
6	0.41	0.64	77.43	418.92	83.78	57.37	27576	0.13
8	0.55	0.48	37.32	493.32	98.66	25.53	27576	0.06
10	0.69	0.37	13.73	586.32	117.26	13.73	27576	0.03

Tổng S = 1,096cm < 8,9cm

Vậy điều kiện về chuyển vị thỏa mãn.

6.5.11Thiết kế cốt thép cho đài cọc

Xem đài cọc như một dầm công xôn bị ngàm vào trụ. tiết diện tính toán đi
mép cột và bị uốn bởi các phản lực đầu cọc không nằm dưới chân trụ.



6.5.11.1.Thép đặt theo phương dọc cầu

❖ Thiết kế cốt thép

Phản lực đầu cọc ở ttgh cường độ I đối với nhóm cọc ngoài cùng :

$$N_n = 2\times 2390,388 = 4.780,776(\text{kN})$$

Ta có khoảng cách từ trọng tâm nhóm cọc đến mặt cắt xét là 1640 mm

$$M = 4.780,776\times 1,64 = 7.840,473 \text{ kNm}$$

Sức kháng uốn của cấu kiện:

$$M_r = \varphi\times M_n$$

Sử dụng thép ϕ22a200 có $f_y = 420$ MPa.

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo đến mép chịu nén là:

$$d_s = h - a_0 = 2000 - 300 = 1700 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép là: $A_s = 57\times\frac{\pi\times 22^2}{4} = 21.667,56 \text{ mm}^2$

Chiều cao vùng nén của bêtông:

$$a = \frac{A_s\times f_y}{0,85\times f'_c\times b} = \frac{21.667,56\times 420}{0,85\times 35\times 11.500} = 26,60 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = 33,249 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_s}=\frac{33,249}{1700}=0,02<0.42$$

Mômen kháng uốn danh định:

$$M_n=A_s\times f_y\times\left(d_s-\frac{a}{2}\right)=21.667,56\times420\times\left(1700-\frac{33,249}{2}\right)$$

$$=1,53\times10^{10}\,\text{Nmm}$$

Sức kháng uốn:

$$M_r=\varphi\times M_n=0,9\times1,53\times10^{10}=1,38\times10^{10}\,\text{Nmm}=13.814,65\ \text{kNm}$$

Suy ra: $M_r>M_x=7.840,473$ kNm . Vậy thoả mãn điều kiện chịu uốn

❖ Kiểm tra khả năng chịu nứt của tiết diện

Điều kiện chịu nứt

$$f_s\le\begin{cases}f_{sa}=\dfrac{Z}{\sqrt[3]{d_c\times A}}\\0.6\times f_y\end{cases}\qquad(*)$$

Tiết diên tính toán $b\times h=11,5\times2$ m . $d_s=1700$ mm. $A_s=21.667,56\ \text{mm}^2$

Tỷ số mođun đàn hồi: $n=\dfrac{E_s}{E_c}$

$E_s=200.000\,\text{MPa}$

$$E_c=0,043\times\gamma_c^{1,5}\times\sqrt{f'_c}=0,043\times2500^{1.5}\times\sqrt{35}=31.798,93\ \text{MPa}$$

$$n=\frac{E_s}{E_c}=\frac{200.000}{31.798,93}=6,289$$

Chiều dày làm việc của bêtông sau khi bị nứt:

$$x=\frac{n\times A_s}{b}\times\left(\sqrt{1+\frac{2\times d_s\times b}{n\times A_s}}-1\right)$$

$$=\frac{6,2895\times21.667,56}{11.500}\times\left(\sqrt{1+\frac{2\times1.700\times11.500}{6,289\times21.667,56}}-1\right)=189,23\ \text{mm}$$

Ta lần lượt tính các giá trị trong biểu thức (*) :

Tính f_s (ứng suất trong thép do tải trọng gây ra):

$$f_s=\frac{M_s}{I_{cr}}\times\left(d_s-x\right)\times n$$

+ Momen quán tính của tiết diện nứt:

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

$$= \frac{11.500 \times 189,23^3}{3} + 6,289 \times 21.667,56 \times (1.700 - 189,23)^2 = 3,37 \times 10^{11}$$

+ Ta kiểm toán nứt của bệ cọc theo phương ngang ở TTGH sử dụng nên ph lực đầu cọc ở TTGH này

$$N_n = 1.568,998 \times 2 = 3.137,996 (kN)$$

$$M_s = 3.137,996 \times 1,64 = 5.146,313 \text{ kNm}$$

+ Do đó:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{5.146,313 \times 10^6}{3,37 \times 10^{11}} \times (1.700 - 189,23) \times 6,289 = 145,093 \text{ M}$$

Tính $f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}}$

+ Thông số vết nứt ở điều kiện khắc nghiệt

$$Z = 23000 \text{ N/mm}$$

+ d_c khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài của tông chịu kéo và không được lớn hơn 50 mm

+ Diện tích trung bình của bêtông bao quanh một thanh thép:

$$A = \frac{A_c}{n}; \quad \text{với} \quad A_c = 11.500 \times (50 + 50) = 1.150.000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A = \frac{1.150.000}{57} = 20.175,44 \text{ mm}^2$$

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23.000}{\sqrt[3]{50 \times 20.175,44}} = 229,33 \text{ MPa}$$

+ Tính $0.6 \times f_y$

$$0,6 \times f_y = 0,6 \times 420 = 252 \text{MPa}$$

Vậy: $f_s = 145,093 \leq \begin{cases} f_{sa} = 229,33 \text{ Mpa} \\ 0,6 \times f_y = 252 \text{ Mpa} \end{cases}$

Thoả điều kiện chịu nứt

6.5.11.2.Thép đặt theo phương ngang cầu:

Do nội lực tại mặt cắt ngàm tính toán nhỏ hơn so với phương dọc cầu nên ta đặt giống thép bệ dọc cầu để tiện thi công và gia công cốt thép.

PHẦN 3

THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG

HƯƠNG 1 : BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỦ ĐẠO CÔNG TRÌNH CẦU

1.TỔ CHỨC THI CÔNG

1.1.Đảm bảo giao thông

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 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: ≤ 10%.
  + Hàm lượng bùn, bụi sét: ≤ 5%.
- Đối với cát đắp nền đường : dùng đất chọn lọc lấy từ các mỏ dọc tuyến, các cầu kỹ thuật chi tiết của vật liệu tuân theo các qui trình hiện hành. Các loại như cát sét, sét cát sẵn có trên khu vực này là thích hợp để sử dụng, nhưng lưu ý hàm lượng hữu cơ, bùn rác ≤ 3%.
- Vải địa kỹ thuật: Dùng loại vải địa kỹ thuật theo quy trình khảo sát thiết kế đường ô tô đắp trên đất yếu *22 TCN 262-2000.*
- Đá dăm đổ bê tông: dùng đá có đường kính D_{max} = 2.5cm phù hợp với *TC 1771-86* và *TCVN 4453-1995.*
- Cát dùng cho bê tông: dùng cát sông phù hợp với *TCVN 770-86* và *TCVN 44 1995.*
- Xi măng: dùng xi măng portland PC40 – PC50 cho kết cấu dầm chủ, PC – 30 kết cấu mố trụ và các phần còn lại của kết cấu nhịp, phù hợp với *TCVN 268 1992.*
- Nước phục vụ thi công: Dùng nước sinh hoạt tại địa phương hoặc giếng khoan công trường nhưng phải đáp ứng được tiêu chuẩn nước dùng cho bê tông th đúng quy định hiện hành.
- Phụ gia : tuân thủ theo đúng chỉ dẫn của nhà sản xuất, không chứa các chất 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 tuỳ theo từ bộ phận kết cấu theo thiết kế, phù hợp với yêu cầu của *TCVN 4453-1995.*
- Gối dầm dùng loại gối cao su chậu thép nhập ngoại đối với nhịp liên tục và g cao su cốt bản thép đối với các dầm super-T. Gối của bất kỳ hãng chế tạo nà cũng phải có chứng nhận chất lượng sản phẩm.
- Lớp chống thấm mặt cầu nhập ngoại: Dùng loại lớp chống thấm của bất kỳ hãn nào cũng phải có chứng nhận chất lượng sản phẩm.
- Thanh Bar DUL Þ38 *(theo T/C ASTM-AT2 hoặc BS5896*) của hãng VSL có lự kéo đứt tối đa 1 thanh 1230KN.
- Cáp dự ứng lực: theo đúng chủng loại đã nêu trong bản vẽ, yêu cầu kỹ thuật củ thép theo tiêu chuẩn *ASTM A416-85* với chỉ tiêu như sau :
  + GRADE 270k chùng thấp : P1000h ≤ 2.5% tương ứng lực kéo 70% giới hạn bền.
  + Giới hạn bền : fs = 18600 KG/cm^2.
  + Giới hạn chảy : fy = 16700 KG/cm^2.
  + Modul đàn hồi : E = 1950000 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 290T cho cáp 12 tao 15.2mm; 500T cho cáp 19 tao và 22 tao 15.2mm; 63T cho cáp 4 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.

.1.2.3.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, nghành 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 bi

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 qúa trình khoan tạo lỗ bằng vữa

Bentonite, riêng đối với thi công cọc trụ giữa sông việc sử dụng Bentonite 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 : ± 35sec.
- Độ pH : 9.5 – 12.

Tuy nhiên cần tuỳ theo chỉ tiêu của từng loại đất cụ thể mà chọn thành phần Bentonite cho phù hợp.

Trong quá trình khoan tạo lỗ cần phải luôn luôn tiến hành kiểm tra theo dõi trạng lỗ khoan như : Đo từng mức cao độ đáy lỗ khoan và kèm theo so sánh tầng thực tế khoan so với hồ sơ địa chất; đo đường kính thực tế và độ thẳng đứng của lỗ khoan; trạng thái lỗ khoan.

- Bước 2 :

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

ở dạng mềm nhão lắng dưới đáy lỗ khoan đều phải được vét hết. Kết thúc công việc xử lý cặn lắng được xác định như sau:

- Tạp 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 mối 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. Cự 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, 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.

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 ường độ chịu nén mẫu 15x15x15cm là 28 ngày đạt tối thiểu 385 KG/cm^2, nghĩa là ing thêm 10% cường độ.
- Thường dùng loại bê tông trộn dẻo có độ sụt khoảng 18cm ± 2cm. Nhất iiết phải đổ hết bê tông trong thời gian 1 giờ sau khi trộn xong nhằm tránh hiện ượng tắc ống do tính lưu động của bê tông giảm.
- Tốc độ đổ bê tông thích hợp vào khoảng 0.6m^3/phút. Trong 1 giờ tối hiểu phải đổ xong 5m dài cọc. Trong qúa trình đổ bê tông đáy ống đổ cần cắm sâu lưới bề mặt bê tông >2m để đề phòng bê tông chảy từ ống đổ ra không bị trộn lẫn đất ùn 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 cối 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 nhấc ống đổ lên; Kiểm tra dây đo mặt dâng lên của bê tông tránh trường hợp dây bị dãn dài ra trong qúa 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 bệ. Phần bê tông đổ vượt này sẽ được đục bỏ hết đến cao độ thiết kế sau đó dùng nước

rửa cho sạch mạt 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 vữa trong qúa 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 ≥ 114mm, các ống còn lại có đường kính trong 55mm. 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 Þ55mm) và 100cm (đối với ống có Þ≥ 114mm). 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 Þ≥ 114mm 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 qủa siêu âm cọc phát hiện có những dấu hiệu nghi ngại.

Hoàn thiện đập sửa đầu cọc trước khi thi công bệ móng.

1.2.2.Công tác thử cọc

Do mũi cọc tại các mố trụ đều nằm trong tầng đá sét kết nên kiến nghị kl phải thử tải cọc mà tăng cường công tác kiểm tra cọc bằng phương pháp 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 mẫu trên suốt chiều dài cọc hoặc gõ PIT nếu trong quá trình thi công cọc có l tượng bất thường và kết qủa siêu âm cọc phát hiện có những dấu hiệu nghi ngạ

1.2.3.Công nghệ chế tạo dầm I căng trước

1.2.3.1.Bê tông và cốt liệu:

Để đạt được chất lượng cao cho bê tông dầm I cần phải có thành phần thiết thật tốt:

- Cát vàng có độ sạch và cỡ hạt theo thiết kế, đảm bảo theo TCVN, có cường độ và không có lẫn mica như cát thạch anh,... Cát phải có tỷ trọng 2.8T/m3 *(TC 339-86)*, có lượng bùn đất < 0.6% *(TCVN 343-86)*, có hàm lượng tạp hữu cơ *TCVN 345-86*, có hàm lượng hạt lớn hơn 5mm là 6%.
- Đá dăm có kích thước 0.5cm x 1.5cm, có hàm lượng đất 0.4%, có hàm lượng l dẹt 7.5%, và có cường độ tối thiểu 1200kG/cm^2.
- Xi măng dùng loại PC40.
- Tất cả các cốt liệu phải có chứng chỉ thí nghiệm cho phép.
- Cường độ 28 ngày của bê tông là 40MPa trở lên.
- Cường độ nén nhỏ nhất của bê tông lúc tạo dự ứng lực là 90% RTk.
- Mặt bên của dầm tại vị trí đổ dầm ngang phải được tạo nhám.
- Mặt trên của cánh dầm phải được tạo nhám sâu 3mm để dính bám với bê tông bả mặt cầu.

Để đạt được hiệu quả cao nhất cho bê tông dầm, nên dùng phụ gia Visconcre HE-10 của hãng SIKA. Theo như thí nghiệm của SIKA, bê tông dầm có thể đ cường độ 550-600 kG/cm^2 nếu như được thiết kế như sau:

- Đường kính hạt cốt liệu lớn nhất 15mm.
- Độ sụt bê tông 18±2cm.
- Phụ gia sử dụng Visconcrete HE-10 với liều lượng 0.6L/100kg xi măng.
- Tỉ lệ N/XM tính cả phụ gia hoá lỏng là 0.32.
- Tỉ lệ cát/cát + đá là 40%.
- Độ cuốn khí 1.5%.
- Thành phần cấp phối cho 1 m^3 bê tông:
  + Xi măng PCB40 480kg.
  + Cát vàng 712kg.
  + Đá 1113kg.
  + Nước 151L.
  + Phụ gia 2,880 lít.

1.2.3.2.Cốt thép thường:

Cốt thép thường có cấp tương đương A3, chỉ hàn khi được cho phép. Các thanh cốt thép có đường kính chủ yếu 16mm được bố trí theo các lưới 10 - 20cm tùy từng vị trí. Các cốt thép chịu lực cục bộ nên bố trí đường kính 32mm. Cốt thép chờ của bản mặt cầu có đường kính 16mm được kéo thẳng lên từ các thanh cốt thép đứng của dầm.

1.2.3.3.Cáp dự ứng lực:

Các cáp dự ứng lực dùng loại tao 15.2mm 7 sợi có độ chùng thấp theo tiêu chuẩn ASTM - A416. Cường độ kéo đứt của cáp fpa=1860MPa. Lực căng các tao cáp là khoảng 147KN với tao 15.2mm.

Theo thiết kế, mỗi phiến dầm gồm 36 tao cáp dự ứng lực.

1.2.3.4.Bệ căng cáp:

Dầm I là dầm dự ứng lực căng trước nên phải có bệ căng cáp để chịu lực căng của các cáp dự ứng lực. Đồng thời bệ đóng vai trò là hệ đà giáo ván khuôn đổ bê tông dầm nên bệ phải bằng bê tông để chịu lực nén tốt.

Trong quá trình thi công, bệ căng có trọng lượng bản thân lớn, kết hợp với trọng lượng dầm và máy móc thiết bị nên đáy bệ phải có kích thước lớn để đảm bảo không bị lún gây nứt bệ và dầm khi mới đổ.

Bệ căng bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ, cấp bê tông 20Mpa. Cốt thép thường tròn trơn có cường độ fy tối thiểu 210Mpa, cốt gai tối thiểu 295Mpa. Chiều dài bệ đúc 39.5m. Đầu bệ căng được đặt các dầm kích tổ hợp từ các thép hình và thép bản có các lỗ luồn cáp đường kính 18mm.

Vì dầm có hệ cáp căng trước phía dưới nên dùng dạng bệ nổi là hợp lý nhất để đảm bảo không bị đọng nước, sạch sẽ ván khuôn đáy khi chưa đúc dầm đồng thời dễ dàng thao tác luồn cáp. Kinh nghiệm cho thấy, để đúc được bệ bê tông cho phẳng, thẳng, chính xác là rất khó mà giá thành lại cao. Nếu nền đất yếu thì trước khi làm bệ phải thay đất bằng lớp cát, sau là đá đệm. Đặc biệt hai đầu bệ phải gia cố nhiều hơn như cọc tre để khi cắt cáp dầm rồi chỉ kê ở hai đầu.

Dầm căng kích chịu lực rất lớn, ở vị trí nhỏ hẹp và có nhiều lỗ nên sử dụng dầm bằng thép tổ hợp từ 5 thép bản dày 25mm. Các chi tiết chôn sẵn trong bệ căng để liên kết bệ căng với dầm kích. Ván khuôn trong cần phải được đặt sau khi đổ bê tông bệ và phải được đo đạc kiểm tra chính xác.

Bố trí thiết kế hai bệ đúc đồng thời. Để có thể dùng xe chuyên dụng chở bê tông xả trực tiếp khi đúc dầm, cần phải làm đường công vụ giữa 2 bệ đúc là hợp lý. Bề rộng đường công vụ B=2.79m. Cao độ mặt đường thấp hơn đỉnh thành bên của bệ căng khoảng 30cm. Đất nền đường công vụ được dầm chặt K = 95% và rải 1 lớp đá cấp phối dày15cm.

1.2.3.5.Ván khuôn:

Ván khuôn đáy đặt trên bệ kê cố định , bệ không có hiện tượng lún , bệ đỡ làm bằng bê tông cốt thép (BTCT) . Móng ụ kê được đầm kỹ và đệm đá dăm và cát (kích thước cụ thể của bệ đỡ theo hồ sơ thiết kế).

Các bản thép chôn sẵn chống dịch vị ngang của ván khuôn trong quá trình đầm rung hoạt động cần đảm bảo chính xác để không ảnh hưởng đến ván khuôn đáy .

Lắp dựng ván khuôn .

Các mảnh ván khuôn chở đến hiện trường phải được kiểm tra kích thước , độ cong vênh , độ gỉ để có biện pháp sử lý trước khi lắp ráp .

Ván khuôn thành , ván khuôn đáy phải phẳng , phải thẳng , các kích thước phải phù hợp trong bảng 1.

Tất cả các mối nối giữa các mảnh ván khuôn thành với nhau , ván khuôn thành với ván khuôn đáy , ván khuôn đầu dầm ,...phải có đệm cao su chống rò rỉ mất nước .

Mặt tiếp xúc ván khuôn đáy với bệ đỡ (ụ kê) cần có đệm cao su để tránh chấn động tăng cường độ rung khi đầm hoạt động .

Định vị ván khuôn thành với nhau bằng tăng đơ, định vị ván khuôn thành với ván khuôn đáy bằng bu lông f30 . Khi bắt bu lông định vị f30 cần lưu ý các vấn đề sau

Tim bu lông f30 cần trùng với tim lỗ (bu lông không tiếp xúc với thành lỗ) để đề phòng sự cản trở của hiệu ứng đầm.

Trước khi đổ bê tông cần kiểm tra độ chặt chẽ của bu lông f30 đảm bảo khe hở giữa ván khuôn thành và ván khuôn đáy kín khít tránh sự rò rỉ mất nước .

Đo kiểm tra kích thước ván khuôn phải dùng thước thép kiểm tra lắp dựng ván khuôn đáy đạt yêu câù kỹ thuật mới tiến hành các công tác tiếp theo (bố trí cốt thép,lắp ván thành).

Sau khi lắp đặt xong ván khuôn đáy , kiểm tra đạt yêu cầu cần vạch một đường tim trên suốt chiều dài ván đáy để làm cơ sở kiểm tra ván khuôn thành .

1.2.3.6.Liên kết ván khuôn ngoài với bệ căng:

Các tấm ván khuôn ngoài được liên kết từng tấm vào bệ căng. Trình tự như sa

- Các tấm ván khuôn ngoài sau khi chế tạo đạt yêu cầu kỹ thuật được đặt từng tấ vào bệ căng. Liên kết các tấm lại bằng đường hàn đối đầu hoặc hàn qua một b thép dày 6mm nối khe hở giữa chúng sau đó mài nhẵn. Dùng các tăng đơ ép ch các tấm vào bệ căng. Kiểm tra kích thước tổng thể của phần ván khuôn ngoài được đặt.
- Dùng vữa xi măng mác 10 - 20MPa bơm vữa vào khe hở giữa ván khuôn ngoài bệ căng. Bơm sau khi liên kết tất cả các tấm.
- Đặt và liên kết các cấu kiện đỡ cánh dầm với nhau và với bệ căng. Liên kết các chi tiết ván khuôn góc.
- Đặt và liên kết dầm kích với bệ căng.
- Kiểm tra kích thước tổng thể toàn bộ hệ thống.

1.2.3.7.Chế tạo lồng cốt thép:

Lồng cốt thép được gia công tại hiện trường trên hệ giá đỡ. Mối nối các thanh cốt thép được đặt so le sao cho trên một mặt cắt lượng mối nối nhỏ hơn 50%

Các sợi cáp 15.2mm được cắt đủ chiều dài, luồn đủ các ống nhựa chống dính bám (D18/22) và cuốn băng dính kín đầu các ống nhựa. Các tao cáp được treo lỏng trong lồng thép cho đến khi lồng cốt thép được đặt vào ván khuôn. Để đảm bảo chiều dài đoạn không dính bám của các tao cáp, các ống nhựa được kéo dài và tì vào ván khuôn đầu dầm để không bị dịch chuyển trong khi căng kéo.

Bố trí các ống thoát nước bằng các ống nhựa PVC đường kính trong 50mm.

Buộc các con kê bê tông cố định các lồng cốt thép với 3-5 con kê trên $1m^2$.

1.2.3.8.Lắp đặt lồng cốt thép vào ván khuôn:

Trước khi lắp đặt lồng cốt thép, bề mặt ván khuôn ngoài được vệ sinh sạch sẽ, bôi phụ chống dính Separol đảm bảo cho việc tách dầm ra khỏi ván khuôn được dễ dàng.

Dùng 1 dầm gánh đủ chiều dài và cần cẩu (thường là xe nâng dầm) để nâng toàn bộ lồng cốt thép từ giá gia công đến bệ căng và đặt vào ván khuôn.

Kiểm tra vị trí lồng cốt thép khi đã đặt vào ván khuôn, độ thẳng các sợ cáp và bề dày lớp bê tông bảo vệ.

Lắp đặt tấm ván khuôn chắn đầu dầm. Các tao cáp được luồn qua các lỗ trên tấm chắn và qua các rãnh của dầm kích đúng vị trí.

1.2.3.9.Căng kéo cáp dự ứng lực:

Sử dụng đúng hệ thống kích, neo tương thích như trong thiết kế hoặc tương đương. Kích căng là các kích căng sợi đơn.

Kích và neo trước khi căng phải được kiểm định trước khi sử dụng.

Các tao cáp được căng kéo đơn lẻ từng tao một theo sơ đồ do Thiết kế chỉ định căng từ hai bên vào giữa để các tao giữa mất mát ít nhất do dầm căng bị võng.

Phương pháp căng kéo:

Bước 1: Căng so dây: lực căng so dây là lực nhỏ, nhưng dấu hiệu của việc đã so dây là kim đồng hồ hết dao động và bắt đầu tăng đều. Đánh dấu để đo độ dãn dài của cáp.

Bước 2: Căng cáp theo từng cấp 20%Ptk, 40%Ptk, 60%Ptk, 80%Ptk, với mỗi cấp đo độ dãn dài của cáp.

Bước 3: Căng cáp đến 100%Ptk, dừng lại đo độ giãn dài của cáp, nghỉ 10 phút.

Bước 4: Căng đến 105%Ptk, dừng lại đo độ dãn dài của cáp, nghỉ 10 phút.

Bước 5: Hồi kích về 100%Ptk, dừng lại đo độ dãn dài của cáp, đóng neo cáp, hồi kích về 0.

Việc hồi kích phải tiến hành từ từ, tránh tình trạng hồi kích nhanh gây ra giãn cáp, dẫn đến mất mát ứng suất trong thép cường độ cao. Chỉ được đóng neo khi lực căng cáp đã đạt ổn định.

1.2.3.10.Đổ bê tông dầm:

Bê tông dầm được thiết kế cấp 40MPa trở lên, thời điểm truyền lực căng vào bê tông là 90%RTK. Độ sụt bê tông thường là 18 ± 2cm.

Trước khi đổ bê tông, ván khuôn, cốt thép được kiểm tra lần cuối. Tất cả các lỗ hổng hoặc khe hở đều được bịt kín tránh hiện tượng mất vữa. Chú ý bố trí đủ các con kê đảm bảo đúng khoảng cách giữa lồng cốt thép và ván khuôn trong, ngoài.

Bê tông được cấp tại trạm trộn công trường, vận chuyển bằng xe chở chuyên dụng chạy trên đường công vụ giữa 2 bệ đúc. Kiểm tra độ sụt của bê tông trước khi đổ.

Đổ bê tông thành từng lớp với chiều dày không lớn hơn 60cm và đảm bảo liên kết tốt giữa các lớp bê tông

Bê tông được đầm bằng đầm rung gắn vào ván khuôn trong. Đổ bê tông đâu rung đến đó. Các đầm rung dừng lại khi vữa xi măng nổi lên bề mặ tông. Phần đặc ở 2 đầu dầm và bản cánh được đầm thêm bằng đầm dùi.

Mỗi dầm đúc 6 mẫu để thử cường độ. Hai mẫu đầu thí nghiệm sau 48h. mẫu tiếp sau 60h. Hai mẫu cuối ép sau 28 ngày.

1.2.3.12.Công tác cắt cáp và đo đạc độ vồng của dầm:

Chỉ cắt cáp và truyền lực căng vào bê tông khi bê tông đạt cường độ 90%R Căn cứ vào kết quả thí nghiệm ép mẫu bê tông, ở đây cần có quan điểm chọn chu kỳ hợp lý, quan điểm dùng phụ gia,... để có thể tối ưu hoá cho r chu kỳ sản xuất dầm. Trước khi cắt cáp đánh dấu sơn trên tất cả các tao cáp đầu dầm, cách mặt ngoài của ván khuôn bịt đầu khoảng 15cm để đo độ thụt v của tao cáp. Các khúc ván khuôn trong và ván khuôn đầu dầm được di chuyể

Cắt cáp theo đúng trình tự căng cáp. Cắt riêng rẽ từng tao bằng máy Oxyetylen tại vị trí cách mặt trong dầm kích khoảng 30cm. Máy cắt được đ đi đưa lại nung nóng đỏ 1 đoạn cáp dài khoảng 20cm cho tới khi tao cáp bị đú

Trước, trong và sau quá trình cắt cáp, đo độ vồng của dầm tại các vạch s đánh dấu tại 6 vị trí giữa dầm và tim gối.

1.2.3.13.Cẩu dầm ra khỏi bệ căng:

Thông thường, các phiến dầm sẽ được cẩu lắp ra khỏi bệ đúc bằng 2 giá Porti Các giá portic được móc vào các bu lông chờ tại 2 đầu mỗi phiến dầm. Các dầ được cẩu nhâng lần lượt từng đầu.

1.2.3.14.Bảo dưỡng bê tông dầm:

Sau khi được nhấc ra khỏi bệ căng, các phiến dầm được bảo dưỡng trong ngày bằng các bao tải giữ ẩm. Việc bảo dưỡng dầm tốt sẽ đảm bảo chất lượn bê tông dầm và giảm được những tác động co ngót, từ biến của bê tông.

1.2.3.15.Xếp dầm trong bãi:

Các phiến dầm được xếp trong bãi dầm đảm bảo thuận tiện cho việc vận chuyể và không gây ra nội lực bất lợi trong dầm.

1.2.3.16.Chu kỳ đúc một dầm:

Với việc tuân thủ các bước công nghệ bằng những cải tiến và hoàn thiện như trên, có thể thấy nhà thầu có khả năng rút ngắn chu kỳ đúc một phiến dầm I Việc xác định một chu kỳ đúc dầm có ý nghĩa rất quan trọng trong đẩy nhanh tiến độ thi công dự án, tăng năng suất sử dụng bệ đúc, tính toán sử dụng phụ gia cho bê tông dầm và giảm chi phí sản xuất. Trong thực tế tại một số công trình mà Công ty Cầu 1 Thăng Long đã thi công, chu kỳ đúc một phiến dầm I có thể hoàn chỉnh trong 5 ngày.

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, mố trụ)

Giai đoạn 3: thi công kết cấu nhịp

Thi công nhịp.

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

Giai đoạn 4: Thi công đường 2 đầu cầu.

3.1.Thi công mố M1, M2

San ủi mặt bằng thi công.

Làm hệ thống đường tạm, đường nội bộ công trường.

Xây dựng láng 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 mố.

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 = 1.1m 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 bêtông cọc, kết hợp với rút ống vách.
- Kiểm tra chất lượng và nghiệm thu cọc.

Bước 2 : Đổ bê tông bệ mố

- 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 bêtông tạo phẳng dầy 10cm. Đổ bê tông lót đáy móng.
- Lắp dựng đà giáo cốp pha, cốt thép bệ móng.
- Tiến hành đổ bêtông (bêtông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí mố) kết hợp với việc đầm.
- Khi bêtông đạt cường độ. Lắp dựng cốp pha, cốt thép tiến hành đổ bêtông tường thân, tường đầu mố . . .

Bước 3:

- Đổ bê tông thân mố.
- Đổ bê tông thân mố.
- Hoàn thiện mố.

1.3.2.Thi công trụ T1, T2

1.3.2.1.Công tác thi công móng, bệ trụ

- Định vị tim trụ, dùng cẩu đứng trên xà lan rung hạ cọc định vị.
- Hàn khung dẫn hướng, hạ ống vách D = 1.1m 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, lắp đặt lồng thép.
- Vệ sinh hố khoan lần 2, đổ bêtông cọc bằng phương pháp đổ bêtông 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 bêtông bị đáy dầy 1.2m.
- Bêtông 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 tỉ sinh hố móng, đổ bêtông tạo phẳng dầy 10cm.
- Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.
- Tiến hành đổ bêtông (bêtông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi c bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí) kết hợp với việc đầm. Sau kh bêtông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bêtông 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 bêtông (phòng khi trời mưa).

1.3.2.2.Công tác thi công thân trụ (đốt 1 cao 4m)

- 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 thà giằng để lồng thép ổn định.
- Dùng xe cẩu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.
- Dùng cẩu 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 thu 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 đi chỉnh các thanh chống.
- Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bêtông.
- Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bêtông, mỗi đốt thân cao 4m).
- Tưới nước vào bêtông thân trụ đã làm nhám.
- Dùng máy bơm bêtông bơm vào vị trí, bêtông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợ 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 bêtông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.

1.3.2.3.Thi công đốt thân trụ (đốt 2,3 cao 2m)

- Lặp 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 bêtông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 2%
- Khi bêtông 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 bêtông.
- Lắp đặt cốp pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cẩu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.

Trắc dọc, 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 cẩu trên xà lan cẩu 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 bêtông.
Dùng silicon trét bịt kín các khe hở của cốp pha, lắp các cục kê bêtông.
Dùng máy bơm bêtông bêtông bơm vào vị trí.
Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra,kết hợp với việc đầm. Việc đổ bêtông 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, tim dọc, ngang, cao độ đổ bêtông.

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

+ Kiểm tra toàn diện.

+ Tiến hành bơm bêtông, 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.

1.3.3.Công tác lao phóng dầm I (có hai cách)

1.3.3.1.Lao phóng thủy bằng 2 cẩu 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 cẩu nổi 110T cặp sát vào xà lan dầm theo hướng dọc cầu.
- Neo buộc xà lan cẩu nổi chắc chắn.

Bước 2: lao phóng dầm bằng 2 cẩu nổi

- Hai cẩu nổi bốc dầm từ xà lan lên vị trí tập kết xà mũ.
- Xà lan dầm ra khỏi vị trí, đưa 2 cẩu 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 thuỷ bằng giàn phóng

Bước 1:

- Xà lan dầm di chuyển vào vị trí nhịp lao phóng.
- Tương tự như lao phóng thủy bằng hai cẩu nổi.

Bước 2: lao phóng thủy bằng giàn phóng.

- Định vị, lắp đặt, liên kết giàn phóng trên 2 xà mũ bằng 2 cẩu nổi 11
- 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 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 đ cao độ.
- Dầm được di chuyển ngang vào vị trí bằng hệ thống kích thủy lực g phóng.
- Định vị và hạ dầm trên gối.
- Liên kết dầm với xà mũ bằng liên kết hàn với thanh thép chờ ở xà n (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 bêtông những tấm đan làm cốp pha cho dầm ngang.
- Lót đáy bằng những tấm mut làm cốp pha đáy.
- Dựng cốp pha bêtông đúc sẵn (đan) có thép chờ, hàn vào thép chờ của dầm, ta c thể xem tấm đan là cốp pha.
- Xoáy thép ϕ22 vào ren của coupler, tiến hành nối thép.
- Lắp cốp pha thép ở phía xà mũ.
- Tưới nước sau đó đổ bêtông, dùng cẩu cẩu phểu chứa bêtông đổ vào máng đổ, vù 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 bêtông sàn.

1.3.5.Công tác đổ bêtông 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 dầy lớp bêtông 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 lãi sắt, tiến hành lãi, lãi 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 dầy lớp bêtông cần đổ.
Hàn các cốp pha biên.
Chuẩn bị các thiết bị đổ bêtông: ống đổ, . . .
Kiểm tra lần cuối trước khi đổ.
Đổ bêtông 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.

.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 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…

1.4.MỘT SỐ VẤN ĐỀ CẦN LƯU Ý KHI THI CÔNG

Do tuyến vừa thi công vừa phải đảm bảo giao thông nên trong qúa trìn công cần có các biện pháp đảm bảo an toàn và vệ sinh môi trường cần Việc thi công cần tiến hành theo dây chuyền, dứt điểm từng công đoạn. K được phép kéo dài thời gian và chiều dài các công đoạn đó. Khi đào hố n và thi công cống thoát nước hay khi mở rộng nền đường, thảm bê tông nhất thiết phải lắp đặt hệ thống cảnh giới để tạo hành lang an toàn để đảm an toàn giao thông. Tổ chức việc điều phối giao thông ở những vị trí thắt mặt cắt ngang vào giờ cao điểm dễ gây tắc xe.

Khi tiền hành thi công các hạng mục dưới nước cần phải đặc biệt lưu ý đến 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, tl nước để tránh gây cản trở giữa các hạng mục thi công khác nhau và đảm giao thông.

Khi thi công đổ bê tông các khối đúc sẵn gờ lan can, cần xác định chính xá 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 k vực dân cư xung quanh.
- Vật liệu phế thải phải được di dời ngay sau khi thi công xong từng đợt về đổ đú nơi quy định.
- Không sử dụng cùng lúc nhiều thiết bị thi công có khả năng gây ồn như thiết 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 25m^3/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 bêtông.
- Xe xúc, xe ủi.
- Xà lan cẩu nổi 110T.
- Máy bơm bêtông, các thiết bị phục vụ cho việc đổ bêtông.
- Máy phát điện ALLIS: chạy bằng dầu.
- Máy cắt sắt, máy uốn sắt.
- Máy thủy bình, máy toàn đạc điện tử, thước thuỷ, mia.
- Máy đầm HONDA, máy đầm điện.
- Máy hàn điện 220V, 380V.
- Máy khoan.
- Máy vệ sinh (sử dụng bàn chải sắt).
- Kích (đội).

Máy bơm nước.

Thiết bị giàn phóng: sản xuất Việt Nam – Úc (1998)

+ Môtơ điện 20HP.

+ Bồn dầu thủy lực.

+ Quạt làm mát.

+ Đường ray giàn phóng.

+ Kích (đội) ngang bằng thuỷ lực.

+ Kích (đội) đứng kéo cáp.

+ Bàn điều khiển.

+ Sàn công tác.

+ Quay móc.

+ Xe chuyên dùng.

1.7.TỔ CHỨC KHAI THÁC

1.7.1.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.

1.7.2.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 mố, 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 2:THI CÔNG CHI TIẾT

2.1.BIỆN PHÁP THI CÔNG

2.1.1.Công tác thi công móng, bệ trụ

- Định vị tim trụ, dùng cẩu đứng trên xà lan rung hạ cọc định vị.
- Hàn khung dẫn hướng, hạ ống vách 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, lắp đặt lồng thép.
- Vệ sinh hố khoan lần 2, đổ bêtông cọc bằng phương pháp đổ bêtông dưới nước.
- Sau khi thi công hết các cọc trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép. Lắp đặt hệ thanh giằng
- Đổ lớp cát đệm đến cao độ. Đổ bêtông bị đáy.
- Bêtông đạt cường độ, hút nước hố móng. Lắp đặt tầng khung chống.
- Trắc đạc để lấy cao độ đập đầu cọc. Đặp đầu cọc, đến gần vị trí thiết kế thì tỉa, vệ sinh hố móng, đổ bêtông tạo phẳng dầy 10cm.
- Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.
- Tiến hành đổ bêtông (bêtông 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 bêtông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bêtông 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 bêtông (phòng khi trời mưa).

2.1.2.Công tác thi công thân trụ (đốt 1 cao 4 m)

- 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 cẩu 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 bêtông.
- Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bêtông, mỗi đốt thân cao 4m).
- Tưới nước vào bêtông thân trụ đã làm nhám.
- Dùng máy bơm bêtông bơm vào vị trí, bêtông 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 bêtông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.

2.1.3.Công tác thi công thân trụ (đốt 2 cao 3.3 m)

- Lặp 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 bêtông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 2%

  Khi bêtông đủ cường độ (khoảng 3 ngày sau) tháo cốp pha

2.1.4.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 bêtông.
- Lắp đặt cốp pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cẩu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.
- Trắc dọc, 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 cẩu trên xà lan cẩu 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 bêtông.
- Dùng silicon trét bịt kín các khe hở của cốp pha, lắp các cục kê bêtông.
- Dùng máy bơm bêtông bêtông bơm vào vị trí.
- Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra,kết hợp với việc đầm. Việc đổ bêtông 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, tim dọc, ngang, cao độ đổ bêtông.

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

  + Kiểm tra toàn diện.

  + Tiến hành bơm bêtông, 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.

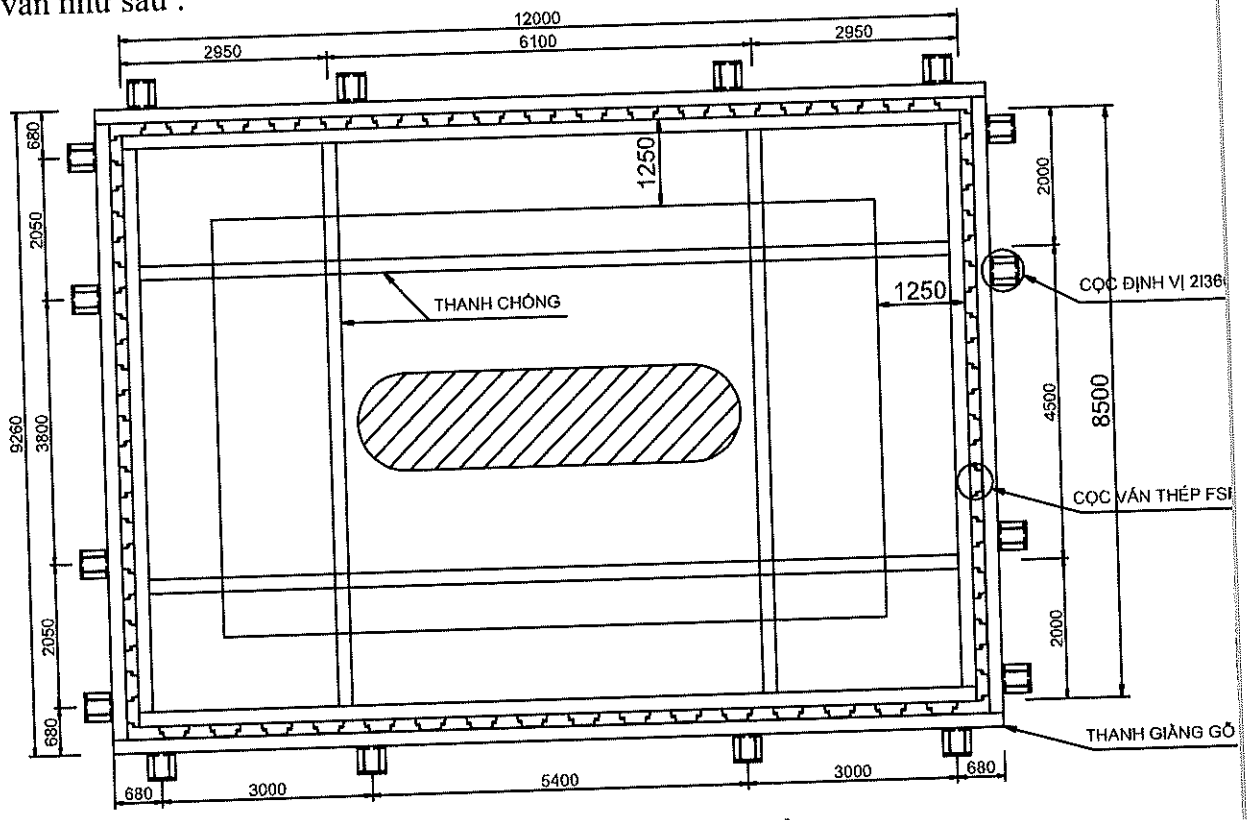
  + Còn cốp pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

2.2.THI CÔNG CHI TIẾT TRỤ T1

2.2.1.Thiết kế vòng vây cọc ván

2.2.2.Những yêu cầu về cấu tạo

- Chiều sâu mực nước thi công, H_n = 8 m
- Kích thước vòng vây cọc ván được chọn dựa trên kích thước móng, khoảng cách từ mặt trong của tường cọc ván đến mép bệ móng 1,25m , chọn kích thước vòng vây cọc ván như sau :

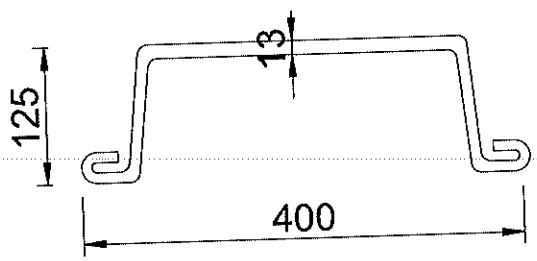


Hình 2.1 . Kích thước vòng vây cọc ván

- Trên mặt đứng, đỉnh vòng vây phải cao hơn mực nước thi công tối thiểu là 0,7m. Chọn là 0,7m. Vậy cọc ván phải có chiều cao tính từ mặt đất là 8,07 m.
- Dự kiến sử dụng bê tông bịt đáy để ngăn nước ngầm và tạo phẳng phục vụ cho thi công bệ móng và thi công trụ, biện pháp hút nước bằng trực tiếp. Gia cố dưới đáy móng bằng cách đổ cát đến cao độ đáy lớp bê tông bịt đáy.
- Dự kiến sử dụng cát đổ hố móng là loại cát hạt mịn, dung trọng $\gamma = 1.45$ T/m^3, $\varphi=35^0$.

2.2.3. Chọn loại cọc ván:

- Chọn cọc ván FSP III có các thông số sau:



Hình 2.2 Kích thước cơ bản của cọc ván

Chủng loại	Kích thước			Trọng lượng
	Chiều rộng(w)	Chiều dài(h)	Chiều dày(t)	
FSP II	400mm	125mm	13mm	60kg

2.2.4Xác định bề dày lớp BT bịt đáy :

➢ **Chiều dày lớp bê tông bịt đáy được chọn theo điều kiện ổn định:**

- Lớp bê tông bịt đáy được xác định từ điều kiện : Áp lực đẩy nổi của nước lên lớp bê tông phải nhỏ hơn lực ma sát giữa bê tông với hệ cọc và trọng lượng lớp bê tông bịt đáy.
- Bề dày lớp bêtông bịt đáy :

$$h \geq \frac{\gamma_n H F}{m \times (n \times \gamma_{btbd}(F - kf_c) + k\tau U_c)}$$

Trong đó :

γ_n : Dung trọng của nước, $\gamma_n = 1\ T/m^3$

H: Chiều sâu cột nước tính từ đáy lớp bêtông bịt đáy đến mực nước thi công, giả sử chiều dày lớp bê tông bịt đáy là 1m, vậy chiều cao cột nước là:

H = 7m

F : Diện tích hố móng, $F = (9,5+2,5)\times(6+2,5) = 102\ m^2$

γ_{btbd} : Trọng lượng riêng của bêtông bịt đáy, $\gamma_{btbd} = 2.5\ T/m^3$

k: Số lượng cọc trong móng, n = 6 cọc.

f_c : Diện tích tiết diện cọc, $f_c = \pi \times \frac{1.2^2}{4} = 1.13 m^2$

τ: Lực ma sát giữa cọc và móng, $\tau = 10\ T/m^2$

U_c : chu vi một cọc, $U_c = \pi \times 1.2 = 3.77\ m$

n: Hệ số giảm tải (0.9),m: Hệ số điều kiện làm việc (0.9)

Thay số, ta có:

$$h \geq \frac{1\times 7\times 102}{0,9\times(0,9\times 2,5\times(102-6\times 1,13)+6\times 10\times 3,77)} = 1.8(m)$$

=> Chọn lớp bêtông bịt đáy dày 2 m (Đảm bảo yêu cầu về chiều dày tối thiểu).

Kiểm tra điều kiện cường độ cho lớp BTBD

Lớp bê tông bịt đáy chịu mômen uốn tác dụng áp lực nước đẩy lên và trọng lượng bêtông đè xuống.

Cắt 1 m bề rộng lớp bêtông có nhịp dài là khoảng cách giữa 2 tường cọc ván.

Hiệu số trọng lượng bêtông và lực đẩy nổi của nước được xác định như sau:

$$q_{tt} = \gamma_n \times h - \gamma_{bt} \times x = 10\times 7 - 25\times 2 = 20 KN/m$$

Mômen lớn nhất tại giữa nhịp :

$$M_{max} = \frac{q_{tt} \times l^2}{8} = \frac{20 \times (2,5+6)^2}{8} = 90.31 KN.m$$

Cường độ chịu kéo trong bêtông là :

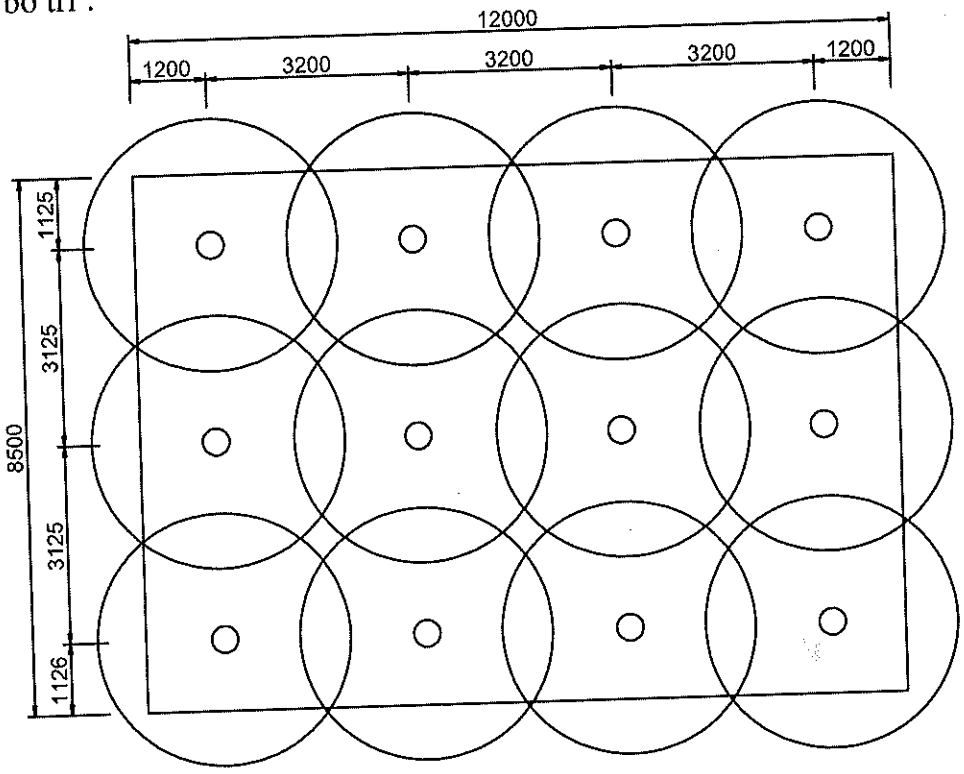
$$f = \frac{M}{S} = \frac{90,31}{\frac{b \times x^2}{6}} = \frac{90,31}{\frac{1 \times 2^2}{6}} = 135,47 KN/m^2 < 0.5 \times \sqrt{f_c'} = 0.5 \times \sqrt{35} = 295.8 KN/m^2$$

$\Rightarrow$ Điều kiện được thỏa mãn

Phương pháp đổ bêtông bịt đáy :

- Tiến hành đổ bêtông bịt đáy theo phương pháp vữa dâng :
- Bán kính hoạt động của ống : $R = 2\,m$
- Diện tích hoạt động của một ống : $F_o = \pi \times R^2 = \pi \times 2^2 = 12,56\ m^2$
- Số ống cần thiết : $n = \frac{F}{F_o} = \frac{102}{12,56} = 8,12$ (ống)

Thực tế bố trí :



Hình 2.3 Sơ đồ bố trí ống đổ bê tông bịt đáy

→ Chọn 12 ống.

2.2.5.Tính toán độ ổn định của vòng vây cọc ván thép

❖ Vòng vây cọc ván thép được kiểm tra ổn định qua 2 giai đoạn thi công:

- *Giai đoạn 1*: Sau khi đóng cọc ván thép đến độ sâu thiết kế, đã lắp xong vành đai, khung chống. Sau đó, bơm hút lớp bùn yếu bên trong vòng vây ra ngoài. Ở giai đoạn này sự ổn định của vòng vây chủ yếu dựa vào hệ thanh giằng, tường vây có xung hướng quay chung quanh điểm O (điểm tựa của tường cọc vào thanh giằng ngang).

Ở giai đoạn sau khi lớp BTBD hình thành cường độ, ta không cần kiểm tra điều kiện ổn định của cọc ván thép, bởi vì khi đó cọc ván thép được tựa trên 2 điểm (điểm O và điểm cách mặt trên của lớp BTBD một khoảng 0.5m) nên cọc ván thép không thể xoay được hay cọc ván thép đã được giữ ổn định.

❖ Các thông số tính toán:

Lớp 1: Bùn sét lẫn cát bụi, màu xám đen. Trạng thái chảy.

Chiều dày từ 15.5 – 20.0m.

Các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất này như sau:

+ Lực dính: C= 0.102 Kg/cm²

+ Góc nội ma sát: $\phi = 05^0 05'$

+ Dung trọng: γ= 1.67g/cm³

Lớp 1A: Sét pha, xám xanh – xám đen. Trạng thái dẻo chảy (lẫn nhiều vỏ sò ốc lẫn sỏi sạn). Chiều dày khoảng 2.2m

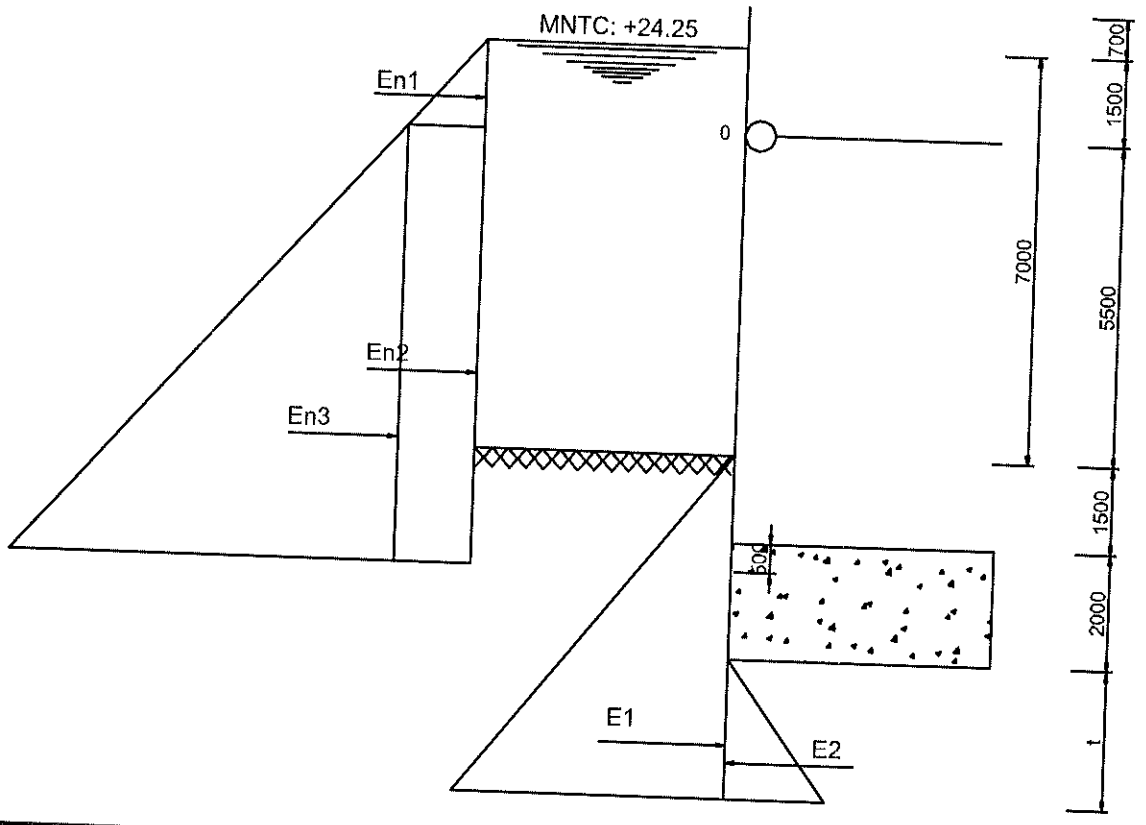
Lớp 2: Sét pha nâu vàng loang xám xanh. Trạng thái dẻo cứng - nửa cứng. Chiều dày từ 1.7 – 3.2m.

Lớp 3: Sét nâu vàng loang xám xanh – xám trắng. Trạng thái nửa cứng. Chiều dày từ 0.8m.

Lớp 4: Sét pha nâu vàng loang xám trắng. Trạng thái dẻo cứng. Chiều dày từ 2.3 – 3.0m

Lớp 5: Sét, nâu vàng, xám trắng loang nâu đỏ. Trạng thái nửa cứng. Chiều dày tối thiểu 10.0m (chưa xác định hết chiều dày của lớp này).

Lớp 5A: Sét pha xám trắng, trạng thái dẻo cứng. Chiều dày tối thiểu 1.0m (chưa xác định hết chiều dày lớp này).



Hình 2.4 Sơ đồ tính toán toán chiều sâu cọc ván thép

- Cọc ván thép chịu tác dụng của áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động và áp lực nước.
- Chiều sâu cắm cọc ván thép được xác định từ điều kiện đảm bảo ổn định chống quay của tường cọc ván chung quanh trục tựa của nó, ở đây là điểm O.
- Gọi t(m) là chiều sâu cắm cọc ván trong đất tính từ đáy sống. Các thành phần tải trọng tác dụng:

  Áp lực thủy tĩnh : En1,En2,En3,En4
  Áp lực đất chủ động gồm: E1
  Áp lực đất bị động gồm: E2
  Lực gây lật gồm: En2,En3,En4,E1
  Lực giữ gồm: En1,E2

- **Áp lực P tác dụng vào ván khuôn:**

$$P_{n1} = \gamma_n h_1 = 1 \times 1.5 = 1.5\left(T/m^2\right)$$

$$P_{n2} = P_{n1} = \gamma_n h_1 = 1 \times 1.5 = 1.5\left(T/m^2\right)$$

$$P_{n3} = \gamma_n h_3 = 1 \times (2 + 5,5) = 7,5\left(T/m^2\right)$$

$$P_1 = \gamma_{dn} \times h_1 - 2C_u = 0.75 \times (t + 3.4) - 2 \times 0.57 = 0.75t - 1,41\left(T/m^2\right)$$

$$P_2 = \gamma_{dn} \times h_2 + 2C_u = 0.59 \times t + 2 \times 0.57 = 0.59t + 1.14\left(T/m^2\right)$$

- **Từ đó tính được các lực E tác dụng vào ván khuôn :**

$$E_{n1} = \frac{1}{2} P_{n1} \times h_1 = \frac{1}{2} \times 1.5 \times 1.5 = 1.125\left(T/m\right)$$

$$E_{n2} = P_2 \times h_{n2} = 1.5 \times 7,5 = 11,25\left(T/m\right)$$

$$E_{n3} = \frac{1}{2} P_{n3} \times h_3 = \frac{1}{2} \times 7,5 \times 7,5 = 28,125\left(T/m\right)$$

$$E_1 = \frac{1}{2} \times P_1 \times h_1 = \frac{1}{2} \times (0,75t - 1,41) \times (t + 3.4) = 0.375t^2 + 0.57t - 2,397\left(T/m^2\right)$$

$$E_2 = \frac{1}{2} P_2 \times h_2 = \frac{1}{2} \times (0.75t + 1.14) \times t = 0.375t^2 + 0.57t\left(T/m^2\right)$$

- **Cánh tay đòn Y:**

$$Y_{n1} = \frac{1}{3} \times 1.5 = 0.5(m)$$

$$Y_{n2} = \frac{1}{2} \times 7,5 = 3,75(m)$$

$$Y_{n3} = \frac{2}{3} \times 7,5 = 5(m)$$

$$Y_1 = \frac{2}{3} \times (t + 3.4) + 5,5 = \frac{2}{3}t + 7,77(m)$$

$$Y_2 = \frac{2}{3} \times t + 2 + 1.5 + 5,5 = \frac{2}{3}t + 9(m)$$

- **Momen tác dụng vào ván khuôn:**

$$M_{n1} = \frac{1}{3} \times E_{n1} \times h_{n1} = \frac{1}{3} \times 1.125 \times 1.5 = 0.56\left(T.m\right)$$

$$M_{n2} = \frac{1}{2} E_{n2} \times h_{n2} = \frac{1}{2} \times 11,25 \times 7,5 = 42,19(T.m)$$

$$M_{n3} = \frac{2}{3} \times E_{n3} \times h_{n3} = \frac{2}{3} \times 28,125 \times 7,5 = 105,47(T.m)$$

$$M_1 = E_1 \times Y_1 = (0.375t^2 + 0.57t - 2,397) \times (\frac{2}{3}t + 7,77) = 0.25t^3 + 3,29t^2 + 2,83t - 18,62(T/m$$

$$M_2 = E_2 \times Y_2 = (0.375t^2 + 0.57t) \times (\frac{2}{3}t + 9) = 0.25t^3 + 3,755t^2 + 5,13t(T/m^2)$$

- **Tổng Momen gây lật:**

$\Sigma M_{lật} = M_{n2} + M_{n3} + M_1$

$= 42,19 + 105,47 + (0.25t^3 + 3,29t^2 + 2,83t - 18,62)$

$= 0.25t^3 + 3,29t^2 + 2,83t + 129,04$

- **Tổng Momen giữ:**

$\Sigma M_{giu} = M_{n1} + M_2$

$= 0.25t^3 + 3,755t^2 + 5,13t + 0.56$

Điều kiện ổn định:

$\Sigma M_{lật} \le m \Sigma M_{giu}$

$M_m = \frac{h_n}{h_n + h_m} = \frac{7}{7+3} = 0.7m$ Tra bảng => m = 1.08

$$\Leftrightarrow \quad 0.25t^3 + 3,29t^2 + 2,83t + 129,04 \le 1,08 \times (0.25t^3 + 3,755t^2 + 5,13t + 0.56)$$

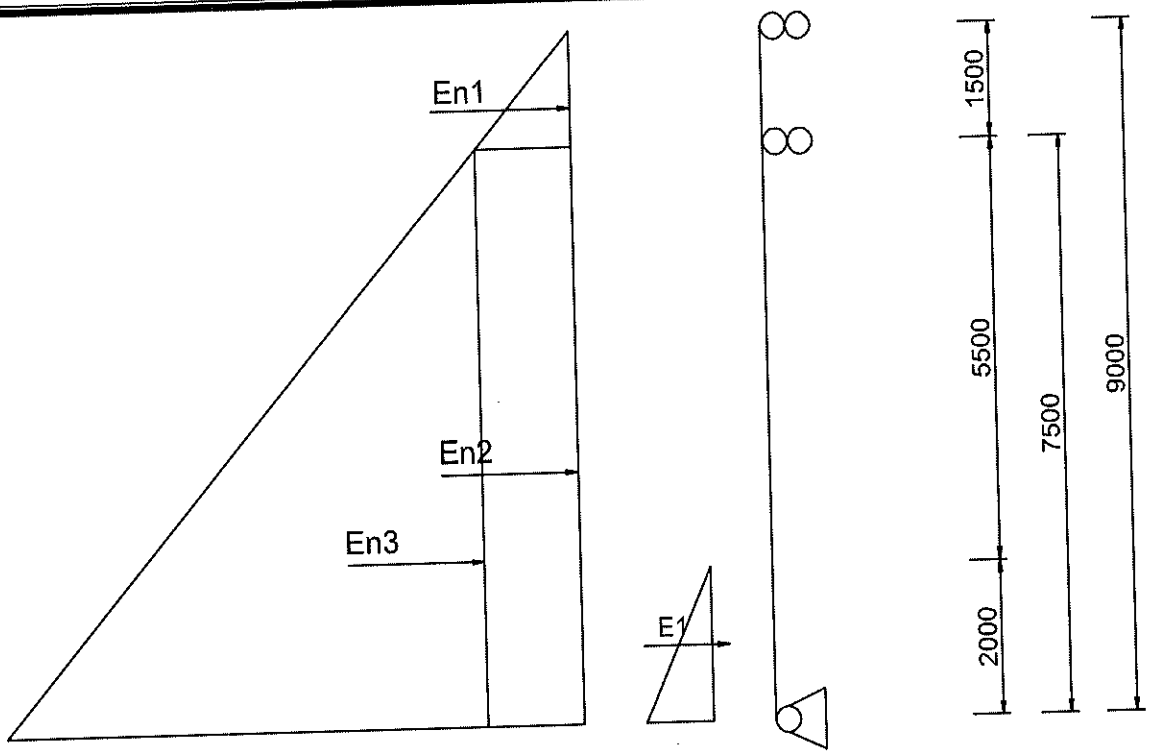
$$\Rightarrow \quad t = 10,2 \quad m$$

Vậy chọn chiều sâu cắm cọc cần thiết ở giai đoạn 1: t = 10,5m
Tổng chiều dài cọc ván thép: Lcv = 2+1,5+5,5+1,5+0,7+10,5=21,7 m

2.2.6.Kiểm tra độ bền các bộ phận vòng vây:

a. Kiểm tra cường độ cọc ván thép

- Kiểm tra về mặt cường độ của tường cọc ván, hay đi thiết kế tường cọc ván có cường độ để chịu lực do các áp lực gây ra.
- Cọc ván sử dụng là cọc cừ ván thép Larsen. sơ đồ tính là dầm đơn giản hai gối tựa, một gối tại vị trí tầng chống ngang, gối kia cách mặt trên lớp bêtông bịt đáy 0.5m.[4.49-22TCN200-89]



.Hình 2.5 Sơ đồ tính toán nội lực cọc ván thép thép xét cho 1m rộng, *đơn vị: T/m²*

$E_{n1} = 1.125(T/m)$

$E_{n2} = 11,25(T/m)$

$E_{n3} = 28,125(T/m)$

$E_1 = \frac{1}{2} \times P_1 \times h_1 = \frac{1}{2} \times (0,75 \times 10.5 - 1,41) \times 2 = 6,47(T/m^2)$

Hình 2.6 Phản lực gối tựa (T/m)

Hình 2.7 Biểu đồ momen (Tm/m)

Hình 2.8 Biểu đồ lực cắt (T/m)

- **Công thức kiểm toán về Momen:**

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} \le R_u$$

$$=> \sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{27.15 \times 10^5}{1680} = 1616(kG/cm^2) < R_u = 2200(kG/cm^2)$$

⇨ Thỏa mãn điều kiện về Momen

- **Công thức kiểm toán về lực cắt:**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} \le R_u$$

$$=> \sigma_{max} = \frac{N}{F} = \frac{17.36 \times 10^3}{191.5} = 90.65(kG/cm^2) < R_u = 2200(kG/cm^2)$$

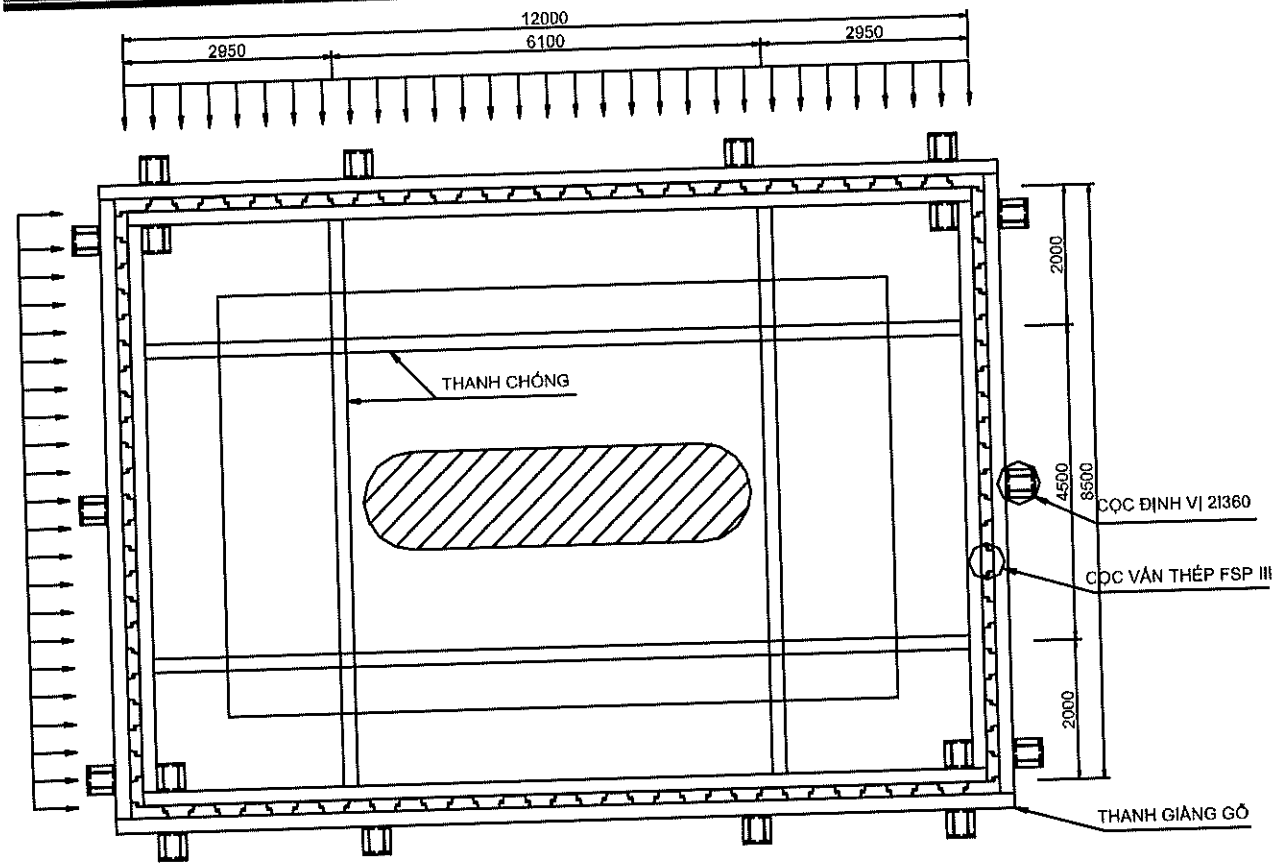
⇨ Thỏa mãn điều kiện về lực cắt

Tính toán khung vành đai:

Số lượng khung vành đai là 1 khung.

Dưới tác dụng của áp lực thủy tĩnh thì cọc ván thép sẽ truyền lên hệ khung vành đai 1 lực bằng với phản lực tại gối O : $q = R_0 = 3.479(T/m)$:

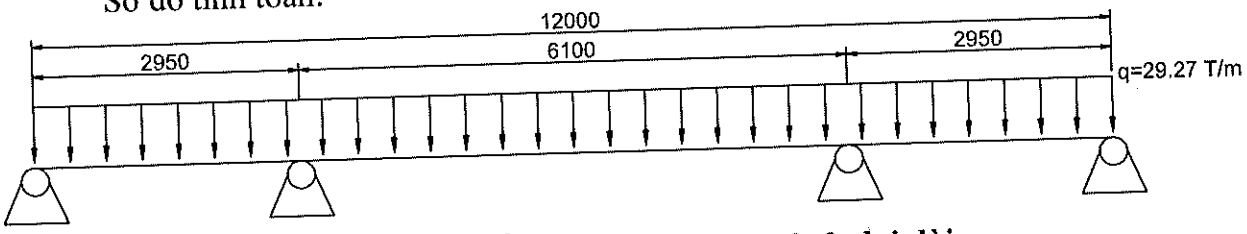
Sơ đồ tính của khung vành đai cọc ván thép như hình vẽ dưới:



Hình 2.9 Sơ đồ tính toán khung vành đai

a. Tính toán khung vành đai dài:

Sơ đồ tính toán:



Hình 2.10 Sơ đồ tính toán khung vành đai dài

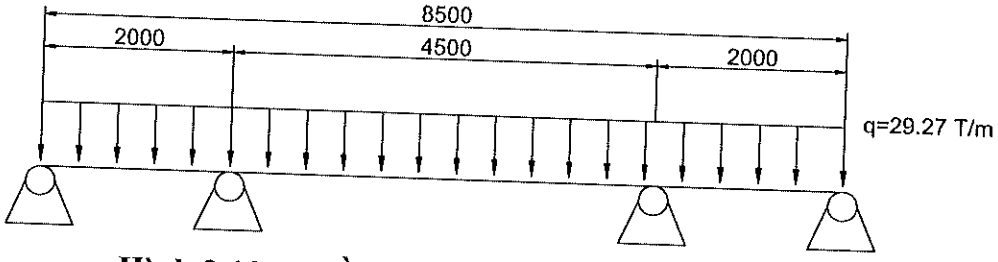
Kết quả nội lực:

Hình 2.11 Lực dọc tại các gối

Hình 2.12 Momen tác dụng trên dầm

b. ***Tính toán khung vành đai ngắn:***

Sơ đồ tính toán:



Hình 2.13 Sơ đồ tính toán khung vành đai ngắn

Kết quả nội lực:

Hình 2.14 Lực dọc tại các gối

Hình 2.15 Momen tác dụng trên dầm

❖ Để đơn giản cho quá trình thi công ta chọn cùng loại vật liệu cho khung dọc và khung ngang. Vì vậy ta thiết kế cho khung nào có nội lực lớn hơn. Từ biểu đồ nội lực ta lấy khung vành đai dài để thiết kế có:

$$M_{max} = 75.93 \text{ Tm} = 75.93\times10^5 \text{ kG.cm}$$

$$N_d = 158.35 \text{ T} = 158.35\times10^3 \text{ kG}$$

Thép sử dụng để làm vành đai là thép CT3, tiết diện chữ H800x300:

- Diện tích tiết diện: $F = 267.4 \text{ cm}^2$
- Momen kháng uốn: $W_x = 7290 \text{ cm}^3$
- Ứng suất lớn nhất:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_y} + \frac{N_{vd}}{F} = \frac{75.93\times10^5}{7290} + \frac{158.35\times10^3}{267.4} = 1633.74\left(\frac{kG}{cm^2}\right) < [\sigma] = 1,900\left(\frac{kG}{cm^2}\right)$$

2.2.7.Chọn búa hạ cọc ván

Búa hạ cọc ván thép được chọn là loại búa chấn động xung kích loại □**M×-3 của hãng SNG** có các thông số sau :

- Q = 16 kN : Trọng lượng búa .
- M_c = 5 kNm : Momen tĩnh của búa chấn động
- ω = 1460 (vòng/phút) = 152.9 rad/s

Ta phải kiểm tra để đảm bảo một số điều kiện sau để có thể hạ cọc vào trong đất:

❖ ***Điều kiện 1*** : Lực kích động phải đủ lớn để hạ cọc vào trong đất ở độ sâu thiết kế cọc:

$$P_0 = \frac{M_c.w^2}{g} \geq \alpha.T$$

Trong đó :

P_0: Lực kích thích của búa chấn động

M_c: Moment tĩnh của búa chấn động

w: vận tốc góc của búa

g: gia tốc trọng trường lấy bằng 9.81m/s^2

α=1,0: Hệ số kể đến ảnh hưởng đàn hồi của đất (lấy đối với cọc ván thép)

T: lực cản của đất tác dụng vào cọc khi đóng đến chiều sâu tối đa, được xác định như sau:

$$T = \sum_{i=1}^{n} \tau_i'.h_i = 12 \times 10.5 = 125.88\ kN$$

Với: (Tra bảng 3.9 – sách "Thi công móng trụ mố cầu")

τ_i': lực ma sát đơn vị.

h_i : chiều sâu cọc ngàm trong đất.

Thay số:

$$P_0 = \frac{M_c.w^2}{g} = \frac{5 \times 152.9^2}{9.81} = 11,915.6kN \geq 125.88kN = 1 \times 125.88 = \alpha.T$$

=>Thỏa

❖ ***Điều kiện 2*** : Đảm bảo cọc đóng vào đất hiệu quả:

$$\xi.\frac{M_c}{9.81 \times Q_o} \geq A$$

Trong đó:

$\xi = 1$: hệ số, đối với cọc ván thép.

Q_o: Trọng lượng cọc, búa chấn động và bệ búa:

$Q_o = Q + q = 16+0.6 = 16.6kN$

Với:

Q= 16kN: Trọng lượng búa.

q= 60kg = 0.6kN: Trọng lượng 1 cọc ván thép

A: Biên độ dao động, tra bảng 3.10 sách "thi công móng mố trụ cầu" Lê Đình Tâm, A = 9mm.

Thay số:

$$\xi.\frac{M_c}{9.81 \times Q_o} = 1 \times \frac{5}{9.81 \times 16.6} = 0.03m = 30mm \quad \geq \quad A = 9mm$$

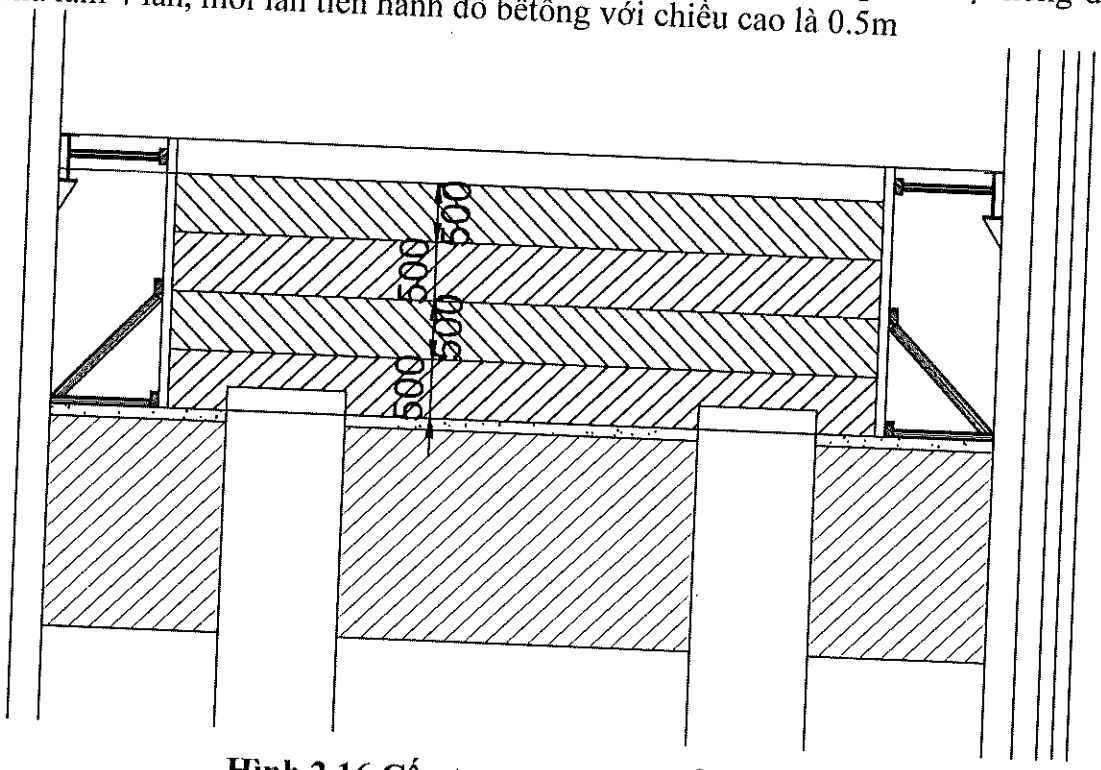
=>Vậy đảm bảo đóng vào đất hiệu quả.

=>Chọn búa như trên là hợp lý .

2.3.THIẾT KẾ VÁN KHUÔN ĐỔ BỆ CỌC

2.3.1.Thiết kế công tác đổ bêtông khối lớn cho móng bệ

❖ Với kích thước bệ móng: 10.8m×6m×2m, công tác đổ bêtông cho bệ móng được chia làm 4 lần, mỗi lần tiến hành đổ bêtông với chiều cao là 0.5m



Hình 2.16 Cấu tạo ván khuôn đổ bệ trụ

+ Công tác trộn vữa được thực hiện tại trạm trộn, sau đó được xe bồn chở vữa đến công trường, bên bờ phải bố trí máy bơm vữa để chuyển vữa từ bờ ra bệ móng.
+ Sử dụng 5 máy trộn bêtông có năng suất trộn bêtông là $V_{bt} = 3m^3$/mẻ/20phút, ta có thời gian trộn bêtông cho 1 lớp:

$$T_{trộn} = t_{ime}\frac{V_{1lớp}}{5V_{bt}} = 20\times\frac{0.5\times9.5\times6}{5\times3} = 38(phút)$$

+ Trạm trộn cách công trường 5km. Dùng xe bồn có thùng quay loại $7m^3$ để chuyên chở, vận tốc trung bình xe chạy 30km/h:

→ Số lượng xe bồn cần thiết để đổ bêtông cho 1 lớp:

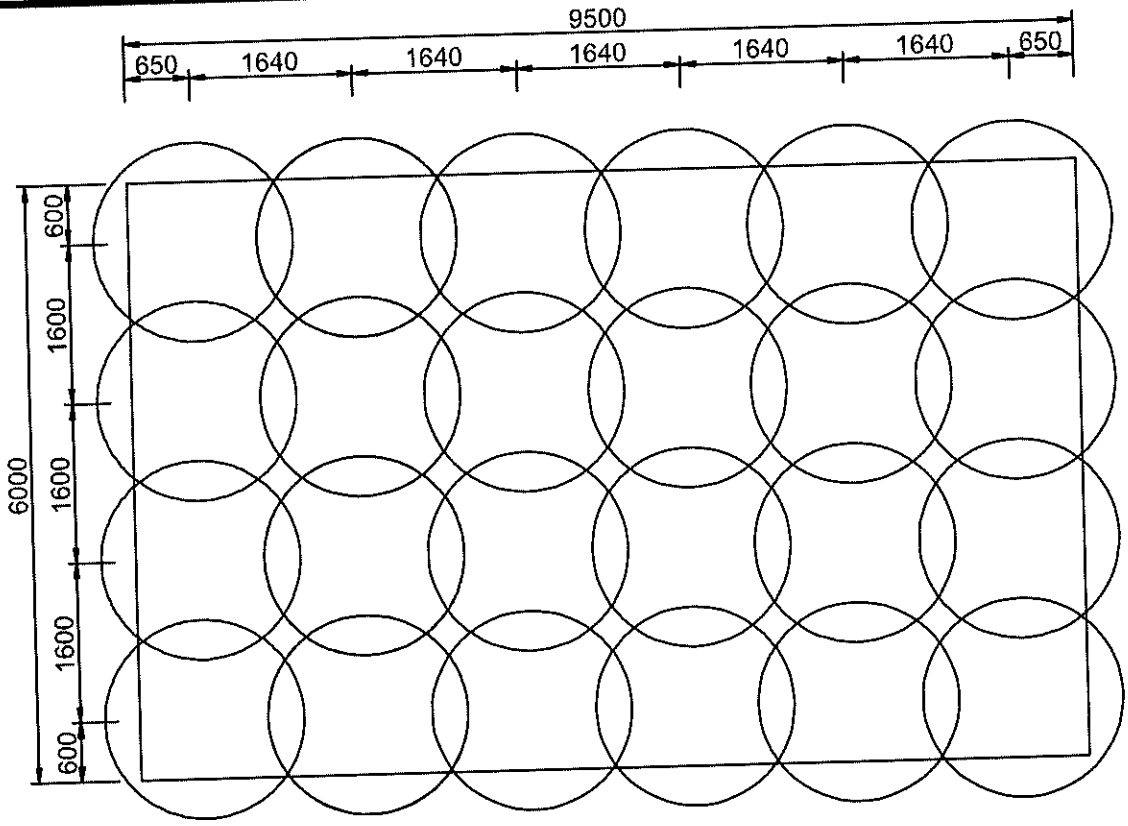
$$Số\ xe\ bồn = \frac{V_{1lớp}}{V_{1xe}} = \frac{0.5\times9.5\times6}{7} = 4.01xe \quad \rightarrow Chọn\ 5xe$$

→ Thời gian vận chuyển bêtông cho 1 lớp đến công trường:

$$T_{v/c} = \frac{S}{V_{xe}} = \frac{5}{30} = 0.166h = 10phút$$

(Bỏ qua thời gian chuyển bêtông lên xe và thời gian phân phối bêtông)

+ Dùng ống vòi voi để đổ bêtông vào móng và dùng đầm dùi bên trong để đầm chặt hỗn hợp bêtông tươi, với sơ đồ đầm như sau:



Hình 2.17 Sơ đồ bố trí đầm dùi.

→ Thời gian đầm cho 1 điểm:

$$t_{đầm/1điểm} = \frac{h}{20} = \frac{50}{20} = 2.5(phút)$$

→ Sử dụng 2 đầm dùi, thời gian đầm hỗn hợp bêtông cho 1 lớp:

$$T_{đầm} = \frac{số\ điểm \times t_{đầm/1điểm}}{2} = \frac{24 \times 2.5}{2} = 30(phút)$$

Ta thấy: $T_{trộn} = 38(phút) < 40(phút) = 10+30 = T_{v/c} + T_{đầm}$

→ Công tác đổ bêtông tiến hành theo phương pháp dây chuyền, nên thời gian thi công xong công tác đổ bêtông cho bệ móng:

$$T = T_{trộn} + T_{v/c-pp} + số\ lớp \times T_{đầm}$$

$$= 38 + 10 + 4 \times 30 = 168(phút) = 2.8(h) < 4(h) \rightarrow ĐẠT$$

- Vận tốc dâng bêtông:

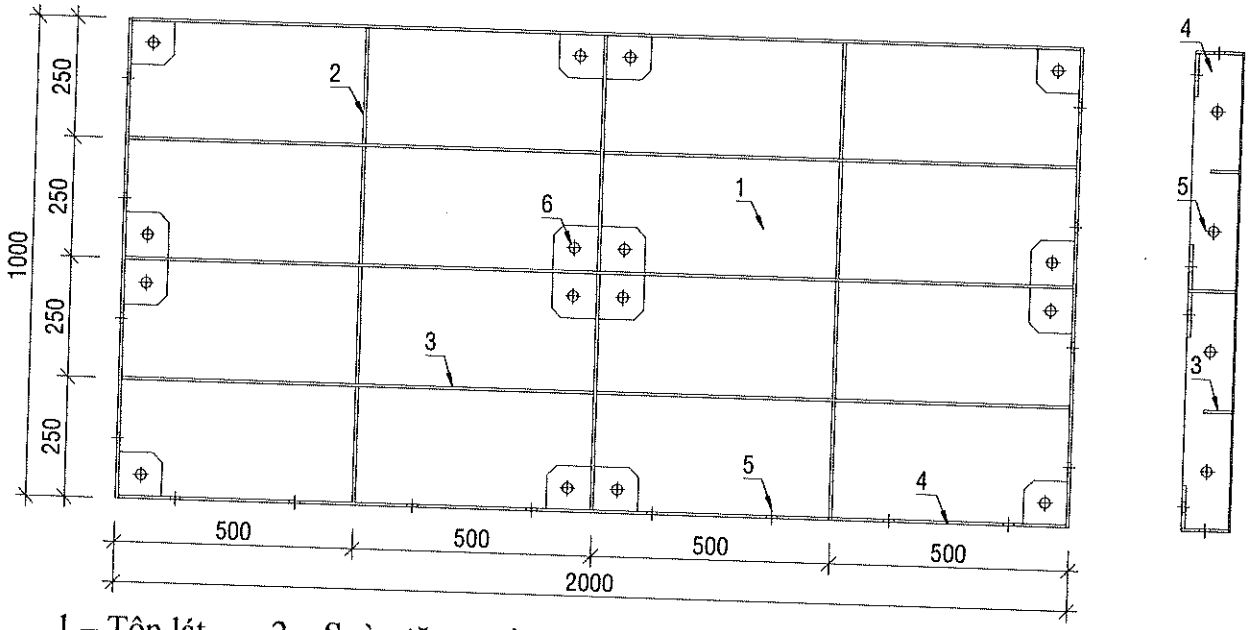
$$v = \frac{V}{S \times T} = \frac{2 \times 9.5 \times 6}{9.5 \times 6 \times 2.8} = 0.71\left(\frac{m}{h}\right)$$

2.3.2.Thiết kế ván khuôn bên đổ bêtông móng bệ cọc

Cấu tạo của ván khuôn: *loại ván khuôn thép.*

Cấu tạo của mỗi tấm ván bao gồm một tấm tôn lát, xung quanh dùng thép viền để đóng khung viền bao kín các mép ván, trên cánh đứng của thép góc khoan sẵn các lỗ khoan đường kính D22 có khoảng cách thống nhất để liên kết các tấm ván lại với nhau bằng bulông. Do tôn lát mỏng nên phải tăng cường ở phía sau tấm ván các sườn tăng cường đứng và ngang, trong đó sườn đứng bố trí theo cạnh ngắn và liền suốt theo cạnh này, còn sườn ngang chia ra thành từng đoạn lọt giữa khoảng cách của hai sườn đứng và hàn vào sườn đứng. Các tấm ván liên kết với nhau bằng cách bắt bulông theo cạnh của thép góc viền mép, có gioăng cao su đệm ở giữa để giữ

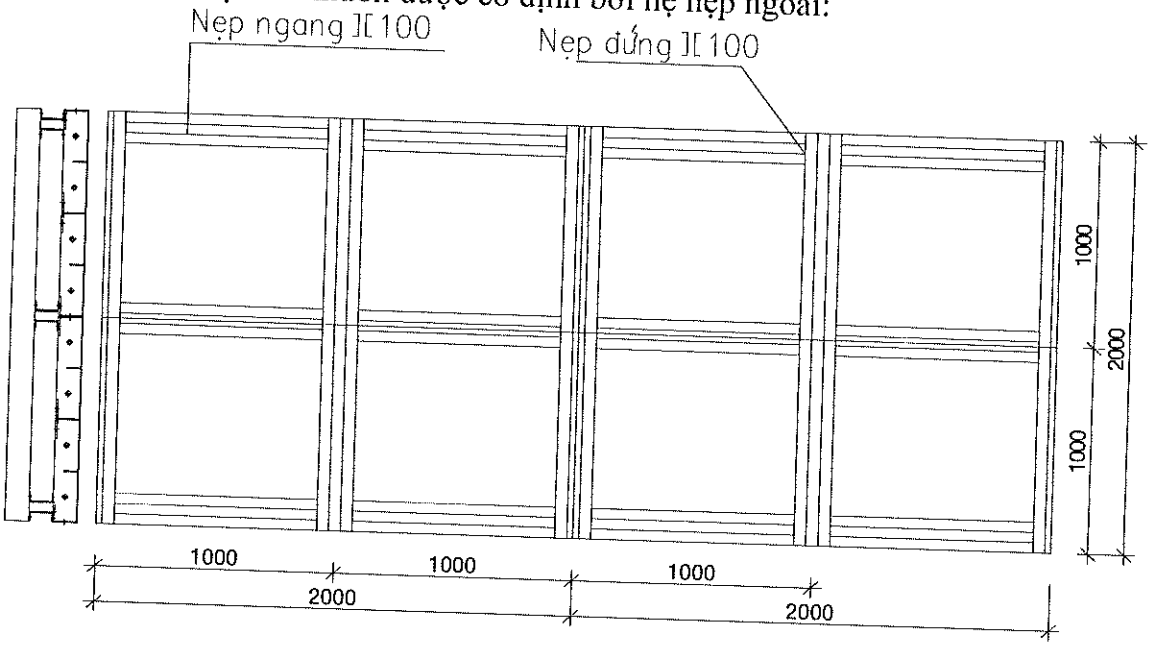
kín nước. Ngoài ra có thể liên kết bằng then và chốt hình nêm. Trên tấm ván khoan sẵn hai lỗ khoan ở hai góc để lắp thanh giằng sau này. Ở đây chọn loại tấm có kích thước như sau:



1 – Tôn lát. 2 – Sườn tăng cường đứng. 3 – Sườn tăng cường ngang.
4 – Thép viền. 5 – Lỗ khoan liên kết. 6 – Lỗ khoan cho thép giằng

Hình 2.18 Cấu tạo ván khuôn đổ thân trụ

Sau đó toàn bộ ván khuôn được cố định bởi hệ nẹp ngoài:

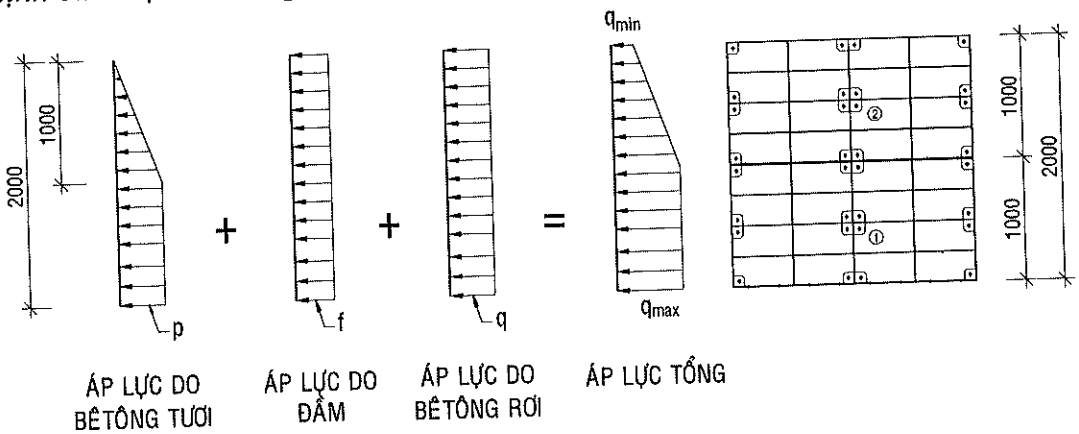


Hình 2.19 Hệ nẹp ngoài

- Tính toán các bộ phận của ván khuôn thép
  + Vật liệu làm các bộ phận của ván khuôn bên từ thép CT3, có:
    $[R_u] = 1900 kG/cm^2$: cường độ chịu kéo uốn
    $E = 2,1 \times 10^6$ kG/cm^2: Môđun đàn hồi
  + Tấm tôn lát dày = 3mm
  + Sườn tăng cường ngang tiết diện: b×h = 6×60mm^2

+ Sườn tăng cường đứng tiết diện: b×h = 6×60mm^2
+ Thép góc viền tiết diện : b×h = 6×100mm^2

a. Xác định các loại tải trọng tác dụng lên ván khuôn bên:



Hình 2.20 Tải trọng tác dụng lên thân trụ

❖ *Áp lực bê tông tươi (p) :*

Vì: v = 0.53 (m/h) > 0.5(m/h) = [V], nên công thức tính áp lực bên (p) của bêtông lấy như sau:

$$p = \gamma_{bt} \times \left(0.27v + 0.78\right) k_1 k_2$$
$$= 2500 \times \left(0.27 \times 0.53 + 0.78\right) \times 1.2 \times 0.85 = 2{,}353.905 \left(kG/m^2\right)$$

Trong đó k_1 = 1.2 - hệ số xét đến ảnh hưởng của độ sụt, độ sụt (8-10)cm

k_2 = 0.85 - hệ số xét đến ảnh hưởng của nhiệt độ trong vữa t = 28-32^o

❖ *Áp lực do đầm (f):*

$$f = k_s \times 400 = 0.8 \times 400 = 320(kG/m^2)$$

Trong đó k_s = 0.8: hệ số xét đến sự làm việc của đầm trong, và cấu kiện có bề rộng lớn hơn 1.5m

❖ *Áp lực do chấn động khi đổ hỗn hợp bê tông vào ván khuôn (q):*

Đổ bê tông bằng ống vòi voi nên lấy q = 0.

❖ *Áp lực tổng tác dụng vào ván khuôn :*

Áp lực tiêu chuẩn tác dụng vào ván khuôn:

+ Ap lực nhỏ nhất tác dụng lên ván khuôn:

$$q_{min} = f + q = 320 + 0 = 320(kG/m^2).$$

+ Ap lực lớn nhất tác dụng lên ván khuôn:

$$q_{max} = p + f + q = 2{,}353.905 + 320 + 0 = 2{,}673.905(kG/m^2).$$

Tính theo cường độ thì hệ số vượt tải là 1.3, do đó:

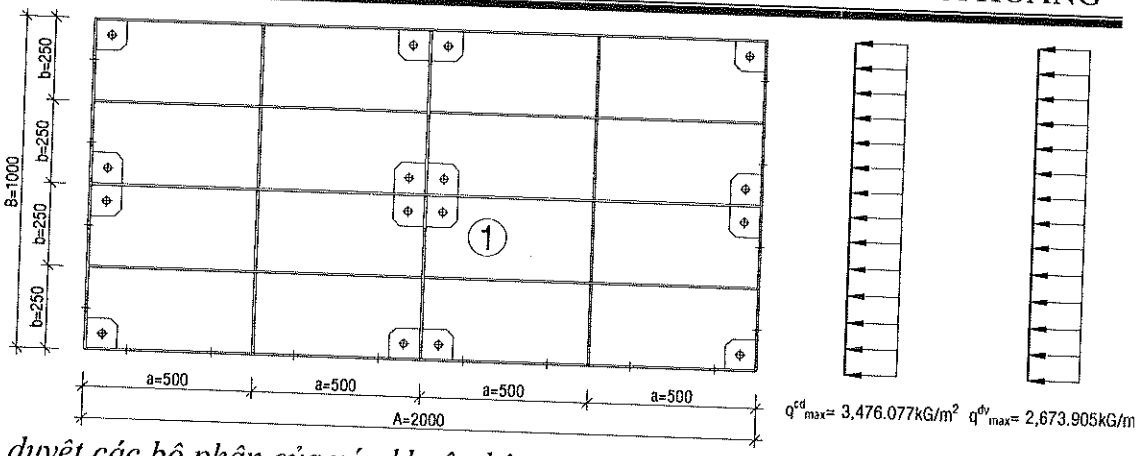
+ Ap lực nhỏ nhất tác dụng lên ván khuôn:

$$q^{cd}_{min} = 1.3 \times 320 = 416(kG/m^2).$$

+ Ap lực lớn nhất tác dụng lên ván khuôn:

$$q^{cd}_{max} = 1.3 \times 2{,}673.905 = 3{,}476.077(kG/m^2).$$

Nhận xét: Với mỗi đợt đổ bêtông cao 2m, ta ghép 2 tấm ván thép như trên, nên tấm ván chịu lực lớn nhất là tấm 1, do đó, ta tiến hành kiểm toán khả năng chịu lực của tấm 1.



b. Tính duyệt các bộ phận của ván khuôn bên

Đặc điểm chịu lực của tấm ván thép như sau:

- Các tấm ván đơn liên kết với nhau và có thể truyền lực cho nhau.
- Tôn lát làm việc theo sơ đồ bản kê bốn cạnh, trong đó cạnh dài a và cạnh ngắn b.
- Sườn tăng cường ngang chịu lực cục bộ trong khoang a.
- Sườn tăng cường đứng chạy suốt truyền lực lên cạnh mép.
- Các thép ốp xung quanh ván truyền lực lên hệ nẹp ngoài của khuôn.

2.3.2.1. Tính tôn lát:

❖ Theo điều kiện cường độ:

- Mômen uốn tại trung tâm của ô sườn cạnh a×b, tính theo bản kê trên bôn cạnh:

$$M^{tt} = \alpha q^{cd}_{max} a^2$$

Trong đó:

,: hệ số phụ thuộc vào tỉ lệ giữa hai cạnh a và b lấy theo bảng 2-14 – TL3, với a:b = 500:250 = 2, ta được:

= 0.0829; = 0.0277

$q^{cd}_{max} = 3{,}476.077(kG/m^2) = 3{,}476.077\times10^{-4}(kG/cm^2)$

Thay số:

$$M^{tt} = \alpha q^{cd}_{max} a^2 = 0.0829\times3{,}476.077\times10^{-4}\times50^2 = 72.042(kGcm)$$

- Chiều dày cần thiết của tôn lát:

$$\delta = \sqrt{\frac{6M^{tt}}{bR_u}} = \sqrt{\frac{6\times72.042}{25\times1900}} = 0.095cm = 0.95mm < 3mm \rightarrow ĐẠT$$

❖ Theo điều kiện độ võng:

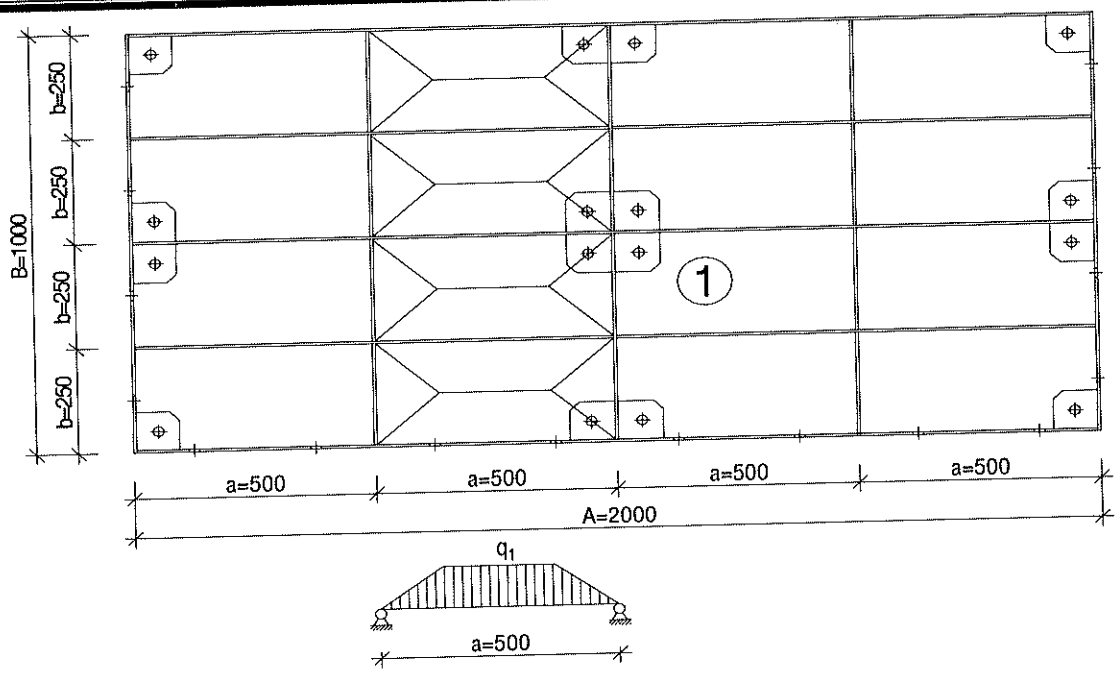
- Độ võng tại trung tâm của ô:

$$y_{max} = \beta\frac{q^{dv}_{max}a^4}{E\delta^3} = 0.0277\times\frac{2{,}673.905\times10^{-4}\times50^4}{2.1\times10^6\times0.3^3} = 0.082cm$$

Ta thấy: $y_{max} = 0.082cm < 0.2cm = 50/250 = a/250$

→ *Thỏa điều kiện độ võng*

2.3.2.2.Tính sườn ngang:



Hình 2.21 Sơ đồ và tải trọng tính toán sườn ngang

Sườn ngang làm việc theo sơ đồ dầm giản đơn. Tải trọng là áp lực vữa do ¼ khoang sườn ở hai phía tiếp nhận và truyền lên:

$$q_1 = q^{cd}_{max} \times b = 3{,}476.077\times10^{-4}\times25 = 8.69\text{kG/cm}$$

❖ Theo điều kiện cường độ:

- Mômen uốn tại giữa nhịp:

$$M^{tt} = q_1\left(\frac{3a^2-b^2}{24}\right) = 8.69\times\left(\frac{3\times50^2-25^2}{24}\right) = 2{,}489.322(\text{kGcm})$$

- Mômen kháng uốn của tiết diện sườn ngang: $b\times h = 6\times60\text{mm}^2$

$$W = \frac{b\times h^2}{6} = \frac{0.6\times6^2}{6} = 3.6\text{cm}^3$$

- Ứng suất lớn nhất trong sườn ngang:

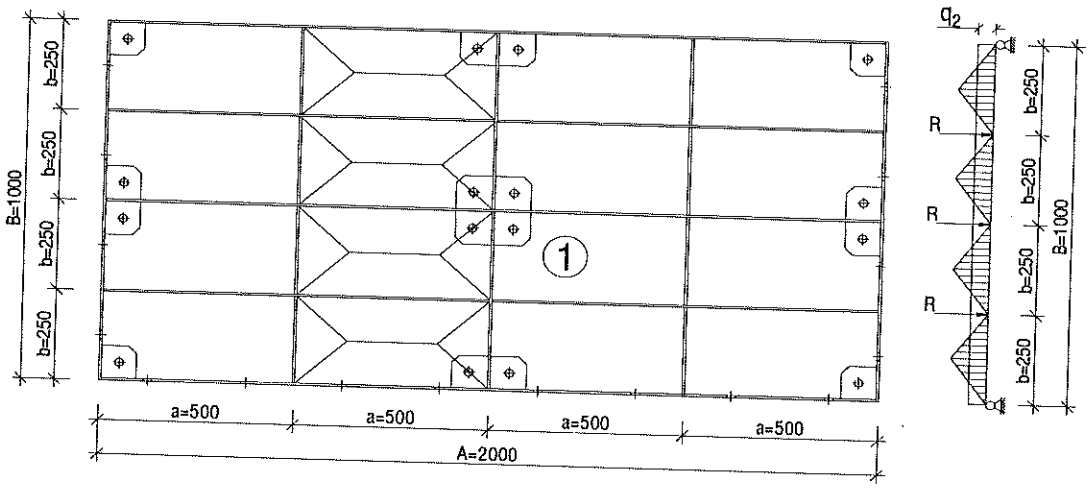
$$\sigma_{max} = \frac{M^{tt}}{W} = \frac{2{,}489.322}{3.6} = 691.478\text{kG/cm}^2 < 1900\text{kG/cm}^2 = \left[R_u\right]$$

→ *Thỏa điều kiện cường độ*

❖ Theo điều kiện độ võng: không cần tính độ võng của sườn ngang ngắn vì độ võng của sườn ngang ngắn phụ thuộc vào sườn đứng dài.

2.3.2.3. Tính sườn đứng:

Sơ đồ và tải trọng tính toán:



Hình 2.22 Sơ đồ và tải trọng tính toán sườn đứng

Phản lực gối do sườn ngang truyền lên sườn đứng:

$$R = q_1\left(2a - b\right) = 8.69 \times \left(50 \times 2 - 25\right) = 651.75(kG)$$

Lực phân bố có dạng hình răng cưa gồm các biểu đồ tam giác cân chiều rộng đáy là b và chiều cao là $q_{max}b$. Để đơn giản cho tính toán ta quy đổi hình răng cưa thành biểu đồ hình chữ nhật quy đổi có tung độ:

$$q_2 = \frac{b \times q_{max}^{cd}}{2} = \frac{25 \times 3{,}476.077 \times 10^{-4}}{2} = 4.35(kG/cm)$$

❖ Theo điều kiện cường độ:

- Mômen uốn tại giữa nhịp:

$$M^{tt} = R\left[\frac{B(i-1)}{4} - b\left(\frac{i^2}{4} - \frac{i+3}{8}\right)\right] + \frac{q_2 B^2}{8}$$

$$= 651.75 \times \left[\frac{100 \times 3}{4} - \frac{25 \times 25}{8}\right] + \frac{4.3 \times 100^2}{8}$$

$$= 3{,}338.281(kGcm)$$

- Mômen kháng uốn của tiết diện sườn ngang: $b \times h = 6 \times 60mm^2$

$$W = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{0.6 \times 6^2}{6} = 3.6cm^3$$

- Ứng suất lớn nhất trong sườn ngang:

$$\sigma_{max} = \frac{M^{tt}}{W} = \frac{3{,}338.281}{3.6} = 927.3kG/cm^2 < 1900kG/cm^2 = \left[R_u\right]$$

→ *Thỏa điều kiện cường độ*

❖ Theo điều kiện độ võng:

- Độ võng tại giữa nhịp:

$$y_{max} = \frac{1}{EI}\left(\frac{\frac{R}{1.3}\times b}{6}\left(\frac{3B^2}{4}-b^2\right)+\frac{5\times\frac{q_2}{1.3}\times B^4}{384}\right)$$

$$= \frac{1}{2.1\times10^6\times\frac{0.6\times6^3}{12}}\left(\frac{\frac{651.75}{1.3}\times25}{6}\times\left(\frac{3\times100^2}{4}-25^2\right)+\frac{5\times\frac{4.3}{1.3}\times100^4}{384}\right)$$

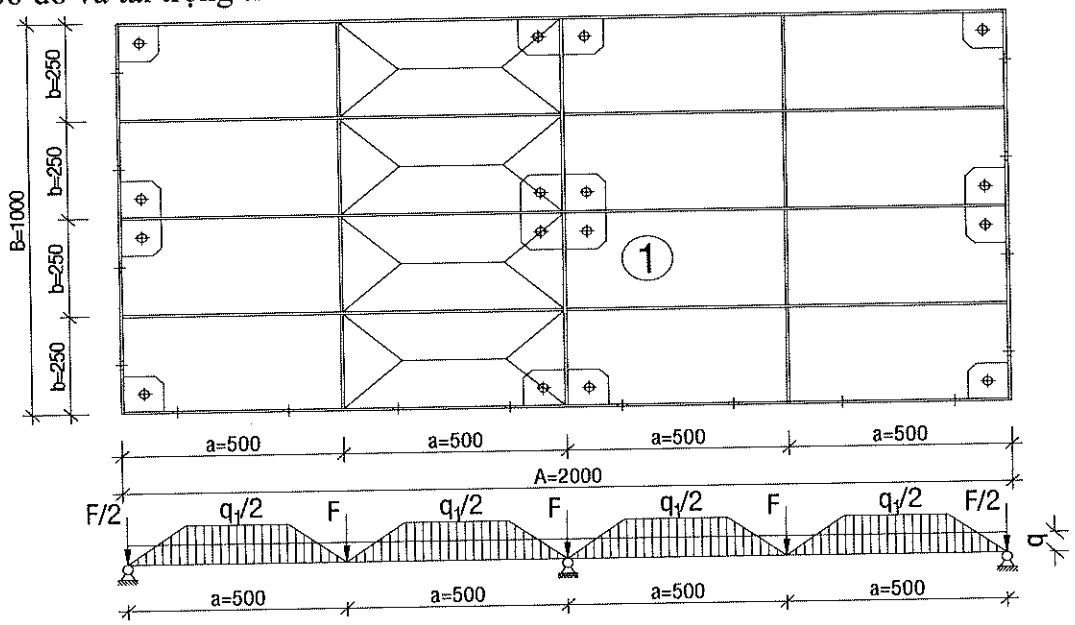
$= 0.08cm$

Ta thấy: $y_{max} = 0.08cm < 0.4cm = 100/250 = B/250$

→ *Thỏa điều kiện độ võng*

2.3.2.4. Tính thép để ốp viền khung ván khuôn:

Sơ đồ và tải trọng tính toán:



Hình 2.23 Sơ đồ và tải trọng tính toán ốp viền khung ván khuôn

❖ Theo điều kiện cường độ:

- Phản lực gối của sườn tăng cường đứng:

$$F_{cd} = i\frac{R}{2}+\frac{q_2 B}{2} = 4\times\frac{651.75}{2}+\frac{4.3\times100}{2} = 1{,}518.5(kG)$$

Trong đó: i = 3 số khoang sườn tính theo cạnh B.

- Lực phân bố: $q_1/2 = 4.345kG/cm$

Hình 2.24 Biểu đồ mômen của thép

- Mômen uốn lớn nhất tại giữa nhịp: $M_{max} = 16,458(kGcm)$
- Mômen kháng uốn của tiết diện thép hình bxh=100×6: $W = 10cm^3$
- Ứng suất lớn nhất trong sườn ngang:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{16,458}{10} = 1,645.8kG/cm^2 < 1,900kG/cm^2 = \left[R_u\right]$$

→ *Thỏa điều kiện cường độ*

❖ Theo điều kiện độ võng:

- Phản lực gối của sường tăng cường đứng:

$$F_{dv} = \frac{F_{cd}}{1.3} = \frac{1,518.5}{1.3} = 1,168.08(kG)$$

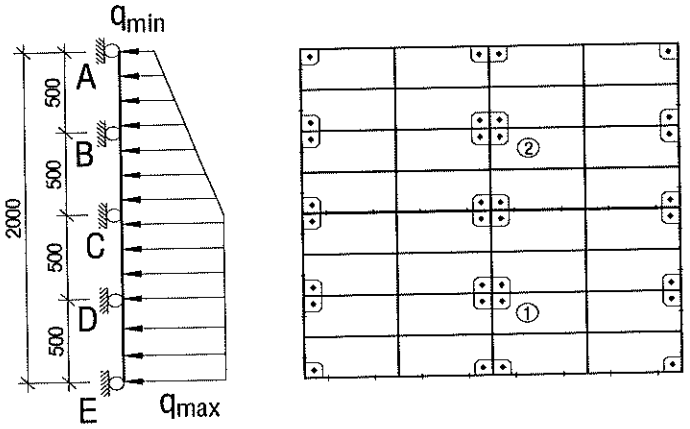
- Lực phân bố đều: $q^{dv}_1/2 = 4.345/1.3 = 3.35kG/cm$

Hình 2.25 Biểu đồ độ võng của thép góc L

Ta thấy: $y_{max} = 0.003cm < 0.8cm = 200/250 = L_{tt}/250$

→ *Thỏa điều kiện độ võng*

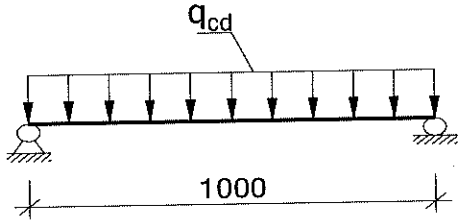
Sơ đồ tính toán và tải trọng tác dụng:



2.3.2.5. Thanh nẹp ngang:

- ❖ Tiết diện chịu lực của thanh nẹp ngang: 2][100
- ❖ Từ cấu tạo ta thấy:
  - + Sơ đồ tính toán: Thanh nẹp ngang làm việc như dầm liên tục kê trên các gối là các thanh nẹp đứng, ở đây để đơn giản và thiên về an toàn ta đưa về dạng dầm giản đơn.
  - + Tải trọng tính toán: phản lực gối của ván khuôn đứng cũng chính là lực phân bố đều tác dụng lên thanh nẹp ngang.

Ở điều kiện cường độ:



+ Thanh nẹp ngang trên:

$$q_{cd}^{A} = \frac{R_A}{1m} = \frac{128.55}{1} = 128.55\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{cd}^{T} = \frac{q_{cd}^{A} L}{2} = \frac{128.55 \times 1}{2} = 64.275kG$$

+ Thanh nẹp ngang giữa:

$$q_{cd}^{B} = \frac{R_B}{1m} = \frac{853.49}{1} = 853.49\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{cd}^{G} = \frac{q_{cd}^{B} L}{2} = \frac{853.49 \times 1}{2} = 426.745kG$$

+ Thanh nẹp ngang giữa:

$$q_{cd}^{C}=\frac{R_C}{1m}=\frac{1,621.4}{1}=1,621.40\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{cd}^{C}=\frac{q_{cd}^{C}L}{2}=\frac{1,621.4\times1}{2}=810.7kG$$

+ Thanh nẹp ngang giữa:

$$q_{cd}^{D}=\frac{R_D}{1m}=\frac{1,863.83}{1}=1,863.83\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{cd}^{D}=\frac{q_{cd}^{D}L}{2}=\frac{1,863.83\times1}{2}=931.915kG$$

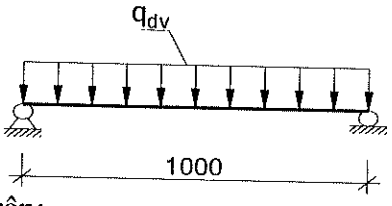
+ Thanh nẹp ngang dưới:

$$q_{cd}^{E}=\frac{R_E}{1m}=\frac{747.72}{1}=747.72\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{cd}^{E}=\frac{q_{cd}^{E}L}{2}=\frac{747.72\times1}{2}=373.86kG$$

Ở điều kiện độ võng:



+ Thanh nẹp ngang trên:

$$q_{dv}^{A}=\frac{q_{cd}^{A}}{1.3}=\frac{128.55}{1.3}=98.88\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{dv}^{T}=\frac{q_{dv}^{A}L}{2}=\frac{98.88\times1}{2}=49.443kG$$

+ Thanh nẹp ngang giữa:

$$q_{dv}^{B}=\frac{q_{dv}^{B}}{1.3}=\frac{853.49}{1.3}=656.531\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{dv}^{G}=\frac{q_{dv}^{B}L}{2}=\frac{656.531\times1}{2}=328.265kG$$

+ Thanh nẹp ngang giữa:

$$q_{dv}^{C}=\frac{q_{dv}^{C}}{1.3}=\frac{1,621.4}{1.3}=1,247.23\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{dv}^{G}=\frac{q_{dv}^{C}L}{2}=\frac{1,247.23\times1}{2}=623.615kG$$

+ Thanh nẹp ngang giữa:

$$q_{dv}^{D}=\frac{q_{dv}^{D}}{1.3}=\frac{1,863.83}{1.3}=1,433.715\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{dv}^{G}=\frac{q_{dv}^{D}L}{2}=\frac{1,433.715\times1}{2}=716.858kG$$

+ Thanh nẹp ngang dưới:

$$q_{dv}^{E}=\frac{q_{dv}^{E}}{1.3}=\frac{747.72}{1.3}=575.169\left(kG/m\right)$$

Phản lực gối:

$$R_{dv}^{E}=\frac{q_{dv}^{E}L}{2}=\frac{575.169\times1}{2}=287.584kG$$

- *Theo điều kiện cường độ:*

Momen lớn nhất tác dụng lên thanh nẹp ngang (thanh dưới):

$$M_{max}=\frac{q_{cd}^{D}L^{2}}{8}=\frac{1,863.83\times1^{2}}{8}=232.978(kGm)=23,297.8(kGcm)$$

Momen kháng uốn của tiết diện 2][100 :

$$W=2\times34.8=69.6cm^{3}$$

Ứng suất lớn nhất:

$$\sigma_{max}=\frac{M_{max}}{W}=\frac{23,297.8}{69.6}=334.74\left(\frac{kG}{cm^{2}}\right)\leq1,900\left(\frac{kG}{cm^{2}}\right)=\left[R_{u}\right]$$

→ *Thỏa điều kiện cường độ*

- *Theo điều kiện độ võng:*

Độ võng lớn nhất của thanh nẹp ngang (thanh giữa):

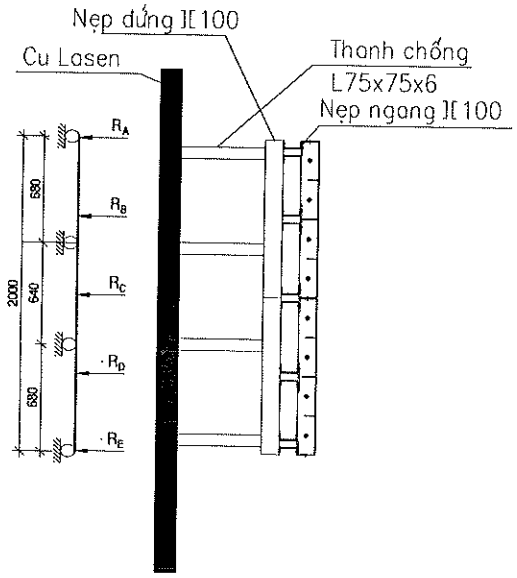
$$y_{max}=\frac{5q_{dv}^{C}L^{4}}{384EI}=\frac{5\times716.858\times100^{4}}{384\times2.1\times10^{6}\times2\times174}=0.28cm$$

$y_{max} = 0.28$ m $<$ 0.4 cm = 100/250 = $L_{tt}/250$

→ *Thỏa điều kiện độ võng*

2.3.2.6. Thanh nẹp đứng :

- ❖ Tiết diện chịu lực của thanh nẹp đứng: 2][100
- ❖ Từ cấu tạo ta thấy: Thanh nẹp đứng làm việc như dầm được ngàm ở vị trí liên kết với thanh giằng dưới cùng và chịu tác dụng của các lực tập trung từ phản lực của các thanh nẹp ngang.



Hình 2.26 Sơ đồ tính toán thanh nẹp đứng

- *Theo điều kiện cường độ:*

  Momen lớn nhất tác dụng lên thanh nẹp đứng:

Hình 2.27 Biểu đồ Momen

Hình 2.28 Phản lực

$$M_{max} = 75.02(kGm) = 7,502(kGcm)$$

Momen kháng uốn của tiết diện :

$$W = 2 \times 34.8 = 69.6cm^3$$

Ứng suất lớn nhất :

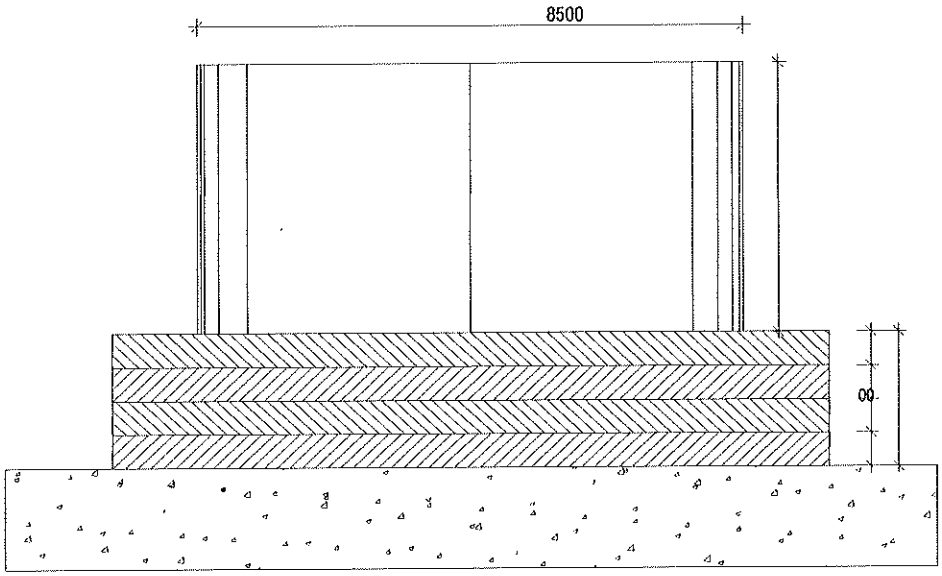
$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{7,502}{69.6} = 107.78\left(\frac{kG}{cm^2}\right) \leq 1,900\left(\frac{kG}{cm^2}\right) = \left[R_u\right]$$

→ *Thỏa điều kiện cường độ.*

2.4.THIẾT KẾ VÁN KHUÔN ĐỔ THÂN TRỤ :

2.4.1Thiết kế công tác đổ bêtông khối lớn cho thân trụ:

❖ Sau khi bêtông đốt bên dưới đạt cường độ, tiến hành tháo dỡ ván khuôn đốt bên dưới và lắp đặt ván khuôn vào đốt tiếp theo bên trên để đổ bêtông, trước khi đổ bêtông cho đốt tiếp theo cần tạo lớp keo liên kết tốt giữa 2 đốt này.



Hình 2.29 Sơ đồ đổ bê tông cho thân trụ

❖ Với mỗi đốt ta đổ bêtông theo 2 lần, mỗi lần đổ cao 1m

❖ Công tác trộn vữa và vận chuyển vữa đến công trường vẫn sử dụng đơn vị cung cấp vật liệu trên, với:

+ Sử dụng 8 máy trộn bêtông có năng suất trộn bêtông là $V_{bt} = 3m^3/mẻ/20phút$, ta có thời gian trộn bêtông cho 1 lớp:

$$T_{trộn} = \frac{V_{1lớp}}{4V_{bt}} = 20 \times \frac{1 \times 8.82}{4 \times 3} = 14.7(phút)$$

+ Trạm trộn cách công trường 5km. Dùng xe bồn có thùng quay loại $7m^3$ để chuyên chở, vận tốc trung bình xe chạy 30km/h:

→ Số lượng xe bồn cần thiết để đổ bêtông cho 1 lớp:

$$Số\ xe\ bồn = \frac{V_{1lớp}}{V_{1xe}} = \frac{1 \times 8.82}{7} = 1.26xe \rightarrow Chọn\ 2xe$$

→ Thời gian vận chuyển bêtông cho 1 lớp đến công trường:

$$T_{v/c} = \frac{S}{V_{xe}} = \frac{5}{30} = 0.167h = 10phút$$

(Bỏ qua thời gian chuyển bêtông lên xe và thời gian phân phối bêtông)

+ Dùng ống vòi voi để đổ bêtông vào móng và dùng đầm dùi bên trong để đầm chặt hỗn hợp bêtông tươi,

→ Thời gian đầm cho 1 điểm:

$$t_{đầm/1điểm} = \frac{h}{20} = \frac{100}{20} = 5(phút)$$

→ Sử dụng 3 đầm dùi, thời gian đầm hỗn hợp bêtông cho 1 lớp:

$$T_{đầm} = \frac{số\ điểm \times t_{đầm/1điểm}}{3} = \frac{7\times 5}{3} = 11.67(phút)$$

Ta thấy: $T_{trộn} = 14.7(phút) < 21.77(phút) = 10+11.67 = T_{v/c} + T_{đầm}$

→ Công tác đổ bêtông tiến hành theo phương pháp dây chuyền, nên thời gian thi công xong công tác đổ bêtông cho thn trụ:

$$T = T_{trộn} + T_{v/c-pp} + số\ lớp \times T_{đầm}$$

$$= 14.7 + 10 + 2\times 11.67 = 48.04(phút) = 0.8(h) < 4(h) \rightarrow ĐẠT$$

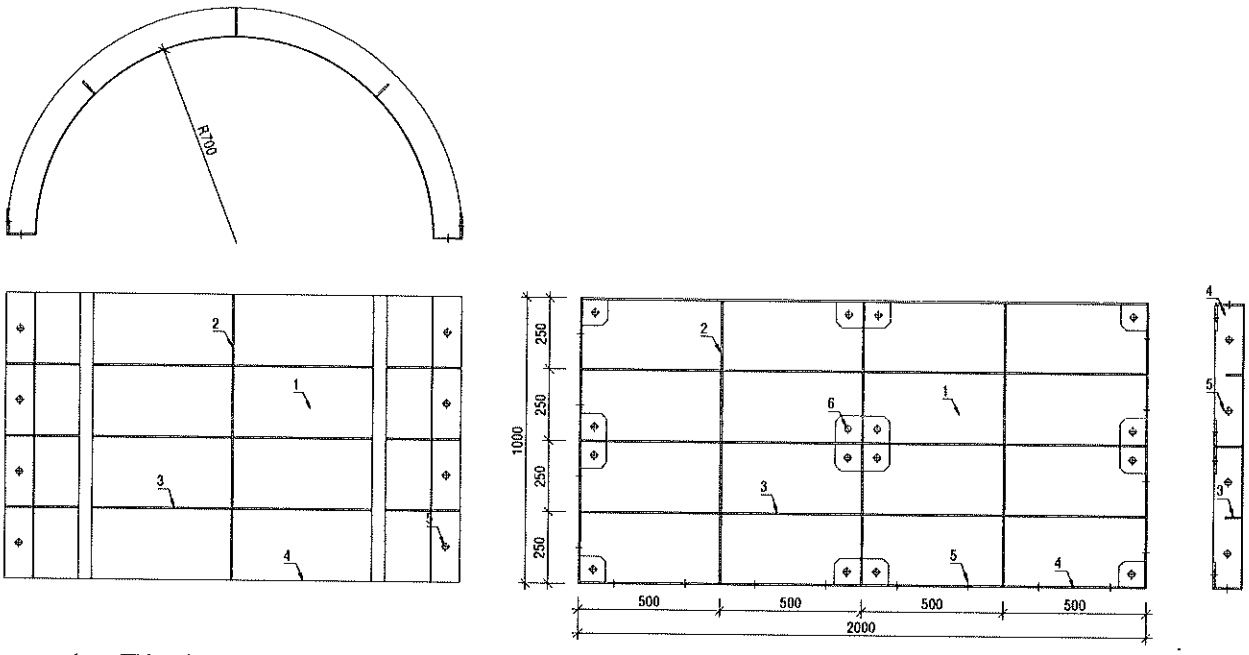
- Vận tốc dâng bêtông:

$$v = \frac{V}{S\times T} = \frac{8.82\times 4}{8.82\times 0.8} = 5\left(\frac{m}{h}\right)$$

2.4.2.Thiết kế ván khuôn bên đổ bêtông thân trụ

- Cấu tạo của ván khuôn: *loại ván khuôn thép.*

Cấu tạo của mỗi tấm ván bao gồm một tấm tôn lát, xung quanh dùng thép góc viền để đóng khung viền bao kín các mép ván, trên cánh đứng của thép góc khoan sẵn các lỗ khoan đường kính u22 có khoảng cách thống nhất để liên kết các tấm ván lại với nhau bằng bulông. Do tôn lát mỏng nên phải tăng cường ở phía sau tấm ván các sườn tăng cường đứng và ngang, trong đó sườn đứng bố trí theo cạnh ngắn và liền suốt theo cạnh này, còn sườn ngang chia ra thành từng đoạn lọt giữa khoảng cách của hai sườn đứng và hàn vào sườn đứng. Các tấm ván liên kết với nhau bằng cách bắt bulông theo cạnh của thép góc viền mép, có gioăng cao su đệm ở giữa để giữ kín nước. Ngoài ra có thể liên kết bằng then và chốt hình nêm. Trên tấm ván khoan sẵn hai lỗ khoan ở hai góc để lắp thanh giằng sau này. Ở đây chọn loại tấm có kích thước như sau:



1 – Tôn lát. 2 – Sườn tăng cường đứng. 3 – Sườn tăng cường ngang.
4 – Thép góc viền. 5 – Lỗ khoan liên kết. 6 – Lỗ khoan cho thép giằng

Hình 2.30 Cấu tạo ván khuôn đổ thân trụ

-Ta dùng ván khuôn số I của bệ trụ để thi công tiếp cho phần thân trụ không cần tính tóan ván khuôn cho thân trụ, dùng ván khuôn số II có cấu tạo như hình vẽ.