

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



TRƯỜNG ĐẠI HỌC GTVT TP. HCM  
**THƯ VIỆN**

100 2000 2913 - 20



**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP KỸ SƯ**

**ĐỀ TÀI:**

**THIẾT KẾ CẦU DÀM THÉP LIÊN HỢP  
BẢN BÊ TÔNG NHỊP GIẢN ĐƠN**

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

**Chuyên ngành : XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG**

**Giáo viên hướng dẫn: TS. NGUYỄN VĂN HIỂN**

**Sinh viên thực hiện : TRẦN QUỐC TRUNG**

**Mã số sinh viên : 1331110076**

**Lớp : CD13DT**

**TP. Hồ Chí Minh , Tháng 4 Năm 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.....):

(1) ...Trần Quốc Trung... MSSV: 1331110076... Lớp: CD13ĐT

(2) ... MSSV: ..... Lớp: .....

(3) ... MSSV: ..... Lớp: .....

Ngành : .....

Chuyên ngành : .....

2. Tên đề tài : ...Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản bê tông  
cắt thép, nhịp giản đơn...

3. Các dữ liệu ban đầu : ...Cầu gồm 3 nhịp, mỗi nhịp dài 36m  
Khố cầu 10m + 2 x 1,5m...

Cấp sông : cấp V  
ĐS liệu địa hình mặt cắt ngang & địa chất cho tr

4. Các yêu cầu chủ yếu :

1. Tính toán thiết kế tổng thể, thiết kế Ab bộ 2 phương án  
so sánh chọn phương án cho thiết kế kỹ thuật
2. Tính toán thiết kế 1 nhịp, mặt trụ và mặt mố
3. Tính toán thiết kế dầm cho thi công

5. Kết quả tối thiểu phải có:

1) ...Thuyết minh đồ án...

2) ...10 - 15 bản vẽ...

3) .....

4) .....

Ngày giao đề tài: 28/12/2018. Ngày nộp báo cáo: 10h ngày 05/04/2019 tại phòng D303

TP. HCM, ngày 04 tháng 11 năm 2018.

Giảng viên hướng dẫn

(Ký và ghi rõ họ tên)

T. S. Nguyễn Văn Hiến

TRƯỞNG BỘ MÔN

(Ký và ghi rõ họ tên)

TRƯỞNG KHOA  
(Ký và ghi rõ họ tên)

T. S. Vũ Văn Nghi

TS. Mai Lưu





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

**Bộ môn Cầu hầm**

-----o0o-----

**PHỤ LỤC GIAO SỔ LIỆU LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP**  
**CHUYÊN NGÀNH THIẾT KẾ CẦU**

**LỚP CD13DN - CD13ĐT - CD13TA - CD12CM KHÓA 2013-2018**

Họ và tên SV : Trần Quốc Trung      Mã số SV : 1331110076      Lớp : CD13ĐT

**I. SỔ LIỆU BẮT BUỘC**

Tải trọng thiết kế : 0.65HL93 và tải trọng bộ hành 300Kg/m<sup>2</sup>

Mã đề địa chất : 6\_Dia Chat

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

**II.1 Nhóm cầu cơ bản :**

|                      |        |                                                                     |                     |
|----------------------|--------|---------------------------------------------------------------------|---------------------|
| Tên đề tài :         |        | Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản bê tông cốt thép, nhịp giản đơn. |                     |
| Chiều dài toàn dầm   | : 36m  | Cấp sông                                                            | : V                 |
| Bề rộng phần xe chạy | : 9.5m | Bề rộng lề bộ hành                                                  | : Không có lề đi bộ |

**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. |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài toàn dầm                                                               | : 22m   | Cấp sông : Sông cấp VI                 |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 10m   | Bề rộng lề bộ hành : 2x1.5m            |
| Thiết kế cầu dầm bản lắp ghép nhịp giản đơn.                                     |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài toàn dầm                                                               | : 18m   | Cấp sông : Sông cấp VI                 |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 8.5m  | Bề rộng lề bộ hành : Không có lề đi bộ |
| Thiết kế cầu BTCTDUL nhịp liên tục thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.  |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài nhịp chính                                                             | : 79m   | Cấp sông : Sông cấp II                 |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 11.5m | Bề rộng lề bộ hành : 2x0.75m           |
| Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản BTCT nhịp liên tục.                           |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài nhịp chính                                                             | : 69m   | Cấp sông : Sông cấp II                 |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 13.5m | Bề rộng lề bộ hành : Không có lề đi bộ |
| Thiết kế cầu vòm ống thép nhồi bê tông.                                          |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài nhịp chính                                                             | : 59m   | Cấp sông : Sông cấp III                |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 10m   | Bề rộng lề bộ hành : 2x1.5m            |
| Thiết kế cầu dàn thép.                                                           |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài nhịp chính                                                             | : 91m   | Cấp sông : Sông cấp I                  |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 9.5m  | Bề rộng lề bộ hành : 2x1m              |
| Thiết kế cầu dầm BTCT DUL nhịp liên tục, đúc trên đà giáo di động.               |         | <input type="checkbox"/>               |
| Chiều dài nhịp chính                                                             | : 64m   | Cấp sông : Sông cấp II                 |
| Bề rộng phần xe chạy                                                             | : 10m   | Bề rộng lề bộ hành : Không có lề đi bộ |

|                        |        |                    |              |
|------------------------|--------|--------------------|--------------|
| Thiết kế cầu dây văng. |        |                    |              |
| Chiều dài nhịp chính   | : 242m | Cấp sông           | : Sông cấp I |
| Bề rộng phần xe chạy   | : 19m  | Bề rộng lề bộ hành | : 2x1.5m     |
| Thiết kế cầu dây văng. |        |                    |              |
| Chiều dài nhịp chính   | : 262m | Cấp sông           | : Sông cấp I |
| Bề rộng phần xe chạy   | : 14m  | Bề rộng lề bộ hành | : 2x1m       |

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

Tên đề tài : .....

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

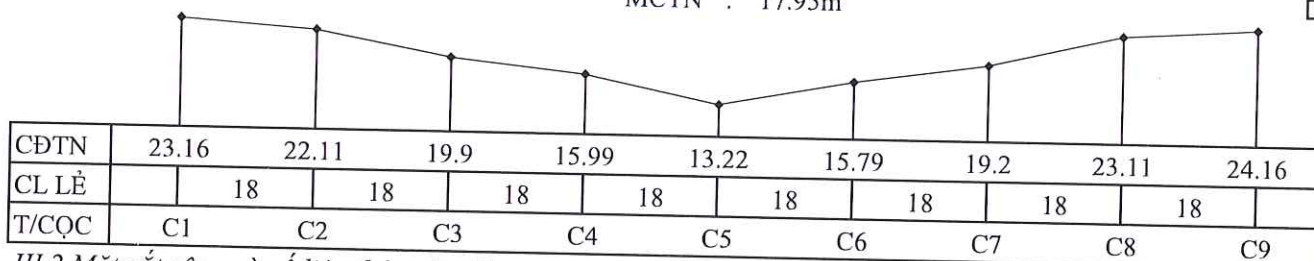
### III. MẶT CẮT NGANG SÔNG: GVHD và SV chọn một trong các mặt cắt sông sau:

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

MNCN : 22.64m

MNTT : 21.01m

MCTN : 17.95m

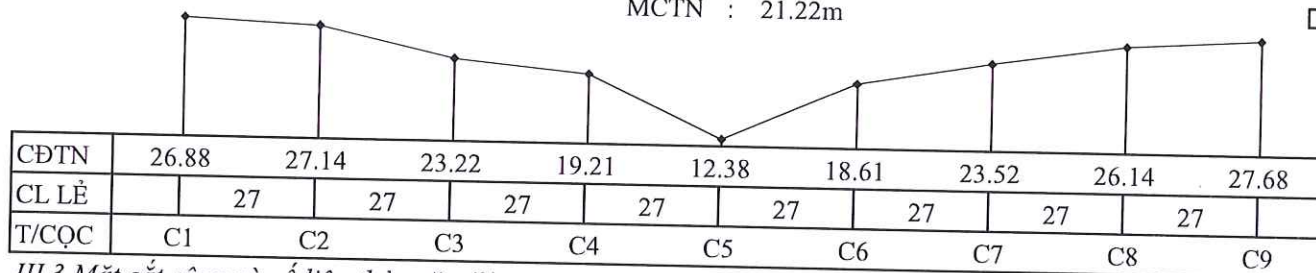


**III.2 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (2):**

MNCN : 27.01m

MNTT : 25.18m

MCTN : 21.22m

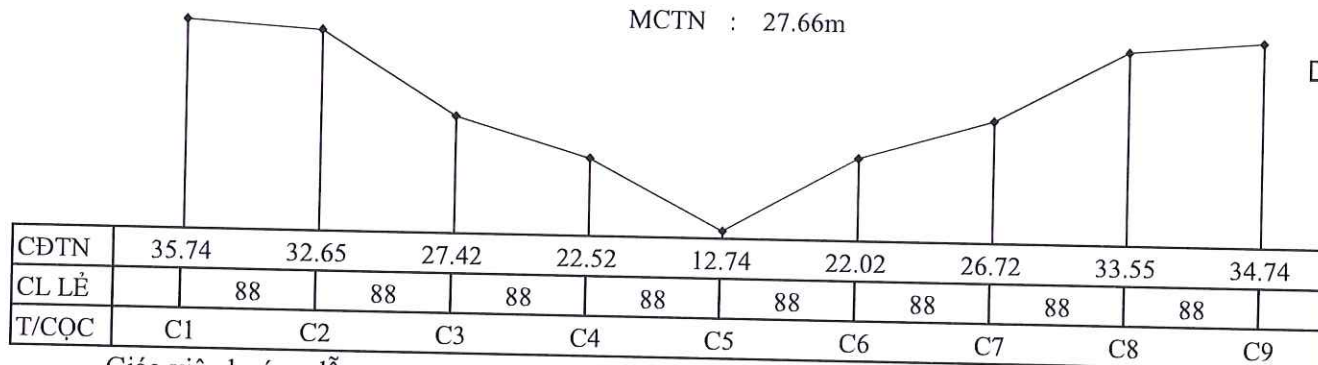


**III.3 Mặt cắt sông và số liệu thủy văn (3):**

MNCN : 34.2m

MNTT : 30.04m

MCTN : 27.66m



Giáo viên hướng dẫn

Tp.HCM ngày 28 tháng 12 năm 2018

Bộ môn Cầu hầm

T.S Nguyễn Văn Hiến

T.S Mai Lê



## MÃ ĐỊA CHẤT: 06

### I. ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN KHU VỰC XÂY DỰNG CẦU:

#### 1.1 Địa hình:

Đoạn tuyến Quốc lộ 1A đi qua tỉnh Hậu Giang có cao độ trung bình từ 1,5m đến 3,0m. Cầu Đất Sét bắc qua kênh Đất Sét. Bề rộng lòng rạch tại vị trí xây dựng cầu là 54,28m. Khu vực xây dựng cầu có địa hình bằng phẳng, là khu vực tập trung dân cư đông đúc. Khi thi công phải lựa chọn các biện pháp thi công phù hợp nhằm hạn chế ảnh hưởng đến đời sống và sinh hoạt của người dân ở khu vực xây dựng công trình.

#### 1.2 Khí tượng:

Tỉnh Hậu Giang nằm trong vùng đồng bằng nam bộ, mang đặc điểm khí hậu nhiệt đới gió mùa. Các cầu trên QL1A thuộc tỉnh Hậu Giang đều chịu ảnh hưởng của hệ thống sông phụ lưu Cần Thơ, dòng chảy các kênh rạch lên xuống tương đối ổn định.

##### 1.2.1 Nhiệt độ không khí:

Nhiệt độ không khí trung bình là 26,8°C, chênh lệch nhiệt độ trung bình tháng nóng nhất và tháng lạnh nhất vào khoảng 1-8°C.

Nhiệt độ trung bình cao nhất: 30,7°C

Nhiệt độ trung bình thấp nhất: 24,0°C

Nhiệt độ cao nhất trong năm: 36,0°C

##### Độ ẩm không khí:

Biến trình độ ẩm trong năm tương ứng với biến trình mưa và ngược với biến trình nhiệt độ. Thời kỳ mưa nhiều độ ẩm lớn và ngược lại.

Độ ẩm trung bình năm khoảng 84%. Vào mùa mưa, độ ẩm không khí tương đối cao, trung bình khoảng 87%. Mùa khô độ ẩm giảm xuống trung bình khoảng 78%.

##### 1.2.2 Mưa:

Tỉnh Hậu Giang nằm trong vùng mưa XVIII. Phân bố mưa trong năm tập trung từ tháng 5 đến tháng 11, là thời kỳ thịnh của gió mùa Tây - Nam; tổng lượng mưa của các tháng này chiếm từ 90÷95% lượng mưa năm. Ngược lại, từ tháng 7 đến tháng 4 năm sau là thời kỳ thịnh của gió Đông; lượng mưa tương đối ít, chỉ chiếm 5÷10% tổng lượng mưa năm.

Số ngày mưa trung bình trong năm là 120 ngày đêm.

Lượng mưa trung bình năm tại tỉnh Hậu Giang là 1712,4mm. Lượng mưa ngày lớn nhất là 182mm.

##### 1.2.3 Gió:

Tốc độ gió trung bình trong khu vực thay đổi từ 1÷4m/s. Hướng gió chính là hướng Tây - Nam. Mùa khô có ảnh hưởng của gió mùa Đông - Bắc. Mùa mưa, gió Tây - Nam mang theo hơi nước gây ra mưa nhiều. Tốc độ gió lớn nhất đo được tại trạm là 24m/s.

#### 1.3 Kết quả tính toán thủy văn công trình:

Vị trí xây dựng cầu nằm trên kênh Đất Sét thuộc phụ lưu sông Cần Thơ. Qua kết quả khảo sát và tham khảo số liệu trạm Cần Thơ, Mỹ Thuận và Đại Ngãi, số liệu mực nước tính toán tại cầu Đất Sét như sau:

Mức nước  $H_{1\%}$  : 2,02m

Mức nước  $H_{5\%}$  : 1,68m

Lưu lượng Q : 229,6m<sup>3</sup>/s

Vận tốc  $V_{1\%}$  : 1,83m/s

#### 1.4 Địa chất:

##### 1.4.2. Hồ khoan 2

- Lớp 1A: Sét lẫn hữu cơ (OH), màu xám xanh - xám đen, rất mềm. Bề dày lớp thay đổi từ 5,7m đến 9,6m.

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

Lực dính: C = 0,050 kG/cm<sup>2</sup>

Góc ma sát:  $\phi$  = 2°52'

Dung trọng:  $\gamma$  = 1,47g/cm<sup>3</sup>

Hệ số rỗng:  $e_0$  = 2,288

Độ sệt: B = 1,71

- Lớp 1B: Sét lẫn hữu cơ (OH) xen kẹp cát bụi, màu xám xanh, rất mềm (trong tầng kẹp nhiều cát bụi, vồ sồ ốc). Bề dày lớp thay đổi từ 5,5m đến 8,9m.

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

Lực dính: C = 0,058kG/cm<sup>2</sup>

Góc ma sát:  $\phi$  = 3°50'

Dung trọng:  $\gamma$  = 1,65g/cm<sup>3</sup>

Hệ số rỗng:  $e_0$  = 1,465

Độ sệt: B = 1,610

- Lớp 2: Sét gầy (CL), nâu vàng - nâu hồng loang xám trắng, rất cứng (đôi chỗ lẫn nhiều bụi). Bề dày thay đổi từ 8,4m đến 17,8m.

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

Lực dính: C = 0,380kG/cm<sup>2</sup>

Góc ma sát:  $\phi$  = 17°29'

Dung trọng:  $\gamma$  = 1,93g/cm<sup>3</sup>

Hệ số rỗng:  $e_0 = 0,811$

Độ sét:  $B = 0,17$

- Lớp 3: Sét gầy (CL-CH), màu xám đen, xám xanh, đáy lớp kẹp các tẹp bột. Trạng thái rất cứng – rắn. Bề dày lớp này là 7,1m (DS4) và 9,7m (DS3). Các lỗ khoan còn lại chưa khoan hết lớp này.

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

Lực dính:  $C = 0,415 \text{ kg/cm}^2$

Góc ma sát:  $\varphi = 16^{\circ}32'$

Dung trọng:  $\gamma = 1,90 \text{ g/cm}^3$

Hệ số rỗng:  $e_0 = 0,882$

Độ sét:  $B = 0,22$

- Lớp 4: Cát sét (SC-SM) màu xám – xám nâu. Trạng thái rất chặt. Bề dày lớp là 11,5m  
(. Các lỗ khoan còn lại chưa khoan hết lớp này.



Khoa: CÔNG TRÌNH GIAO THÔNG

Bộ môn: CẦU HẦM

### PHIẾU THEO DÕI TIẾN ĐỘ LÀM LUẬN VĂN TỐT NGHIỆP

(Do giảng viên hướng dẫn ghi và giao cho sinh viên nộp kèm khi nộp LVTN  
sau khi hoàn tất đề tài)

1. Tên đề tài: Thiết kế cầu dầm thép liên hợp bản bê tông cốt thép, nhịp đơn giản
2. Giảng viên hướng dẫn: T.S. Nguyễn Văn Hiến
3. Sinh viên/ nhóm sinh viên thực hiện đề tài (số số trong nhóm.....):
- (1) Trần Quốc Hưng MSSV: 133.111.0076 Lớp: CD 13ĐT
- (2)..... MSSV: ..... Lớp: .....
- (3)..... MSSV: ..... Lớp: .....
- Ngành : Kỹ thuật xây dựng công trình giao thông
- Chuyên ngành : Xây dựng cầu đường

| Ngày       | Nội dung                                                             | Nhận xét của GVHD<br>(Ký tên) | Xác nhận của SV<br>(Ký tên) |
|------------|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| 30/12/2018 | Giao số liệu mặt cắt thủy văn (mặt cắt và số liệu)                   | <u>H. Hiến</u>                | <u>B. Đạt</u>               |
| 09/01/2019 | Duyệt sơ bộ 2 phương án thiết kế và các số liệu                      | <u>H. Hiến</u>                | <u>B. Đạt</u>               |
| 18/01/2019 | Duyệt thiết kế kỹ thuật phần Lan can + hệ bệ kè.                     | <u>H. Hiến</u>                | <u>B. Đạt</u>               |
| 26/01/2019 | Duyệt thiết kế kỹ thuật phần bản mặt cầu + dầm ngang                 | <u>H. Hiến</u>                | <u>B. Đạt</u>               |
| 09/02/2019 | Duyệt kiểm toán dầm chủ và các hệ số phân bố                         | <u>H. Hiến</u>                | <u>B. Đạt</u>               |
| 19/02/2019 | Tiếp tục duyệt kiểm toán dầm chủ + tính toán liên kết ngang dầm thép | <u>H. Hiến</u>                | <u>B. Đạt</u>               |

|                                                                                                                                      |                                                             |              |             |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|--------------|-------------|
| 26/02/2019                                                                                                                           | Duyệt thiên' kế' mô' dự' cầu                                | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |
| Đánh giá công việc hoàn thành: .....%<br>Được tiếp tục: <input checked="" type="checkbox"/> Không tiếp tục: <input type="checkbox"/> |                                                             |              |             |
| 04/3/2019                                                                                                                            | Duyệt kiểm' toán' mô' dự' cầu và<br>kiểm' toán' các mặt cắt | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |
| 09/3/2019                                                                                                                            | Duyệt tính toán' hệ' các cho<br>máng dự                     | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |
| 16/3/2019                                                                                                                            | Duyệt thiên' kế' mô' cầu                                    | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |
| 22/3/2019                                                                                                                            | Duyệt kiểm' toán' mô' cầu và<br>tính toán' hệ' các cho mô'  | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |
| 30/3/2019                                                                                                                            | Duyệt tổ' chức' thi công' lắp<br>trụ + mô'                  | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |
| 04/4/2019                                                                                                                            | Kiểm' tra lại' lần cuối' và<br>duyệt bài                    | <u>tiens</u> | <u>Real</u> |

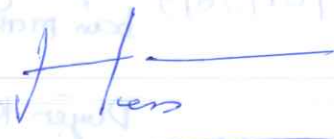
**TRƯỞNG BỘ MÔN**  
(Ký và ghi rõ họ tên)



TS. Mai Lưu

TP. HCM, ngày 04 tháng 04 năm 2019.

**Giảng viên hướng dẫn**  
(Ký và ghi rõ họ tên)



T.S. Nguyễn Văn Hi



## 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 Văn Hiền, 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.

Trong quá trình làm đồ án, em nhận thấy các kiến thức thầy cô đã truyền đạt là hết sức cần thiết và quý báu. Đó chính là hành trang cho em vững bước vào cuộc sống và chấp cánh cho em thực hiện những ước mơ của mình.

Để vững chắc hơn trong bước đường kế tiếp của mình thì em cần phải khẳng định mình thông qua lần bảo vệ này. Chính vì thế em rất mong nhận được sự ủng hộ và giúp đỡ của 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 Tuấn Anh, 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 04 tháng 04 năm 2019*

Sinh viên:



TRẦN QUỐC TRUNG



## MỤC LỤC

|                                                           |           |
|-----------------------------------------------------------|-----------|
| <b>PHẦN MỞ ĐẦU : TỔNG QUAN.....</b>                       | <b>1</b>  |
| <b>CHƯƠNG 1 : SỐ LIỆU THIẾT KẾ .....</b>                  | <b>2</b>  |
| 1.1. Điều kiện tự nhiên khu vực xây dựng cầu:.....        | 2         |
| 1.1.1. Địa hình: .....                                    | 2         |
| 1.1.2. Khí tượng: .....                                   | 2         |
| 1.1.3. Kết quả tính toán thủy văn công trình:.....        | 3         |
| 1.1.4. Địa chất: .....                                    | 3         |
| 1.1.5. Thủy văn: .....                                    | 4         |
| <b>CHƯƠNG 2 : KHUNG TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG .....</b>          | <b>5</b>  |
| <b>CHƯƠNG 3 : CÁC PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ .....</b>            | <b>6</b>  |
| 3.1. Phương án 1:.....                                    | 6         |
| 3.2. Phương án 2:.....                                    | 8         |
| <b>PHẦN 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN.....</b> | <b>11</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1.....</b>         | <b>12</b> |
| 1.1. Số liệu ban đầu .....                                | 12        |
| 1.1.1. Chọn sơ bộ kết cấu nhịp:.....                      | 12        |
| 1.1.2. Thiết kế thoát nước. ....                          | 12        |
| 1.1.3. Lan can. ....                                      | 13        |
| 1.1.4. Lan can bê tông. ....                              | 14        |
| 1.1.5. Bản mặt cầu.....                                   | 14        |
| 1.1.6. Kích thước dầm thép:.....                          | 15        |
| 1.1.7. Khe co giãn. ....                                  | 15        |
| 1.1.8. Gối cầu. ....                                      | 16        |
| 1.1.9. Đá kê gối. ....                                    | 16        |
| 1.1.10. Mố cầu:.....                                      | 17        |
| 1.1.11. Trụ cầu: .....                                    | 18        |
| 1.1.12. Cấu tạo móng. ....                                | 19        |
| 1.1.13. . Cọc khoan nhồi. ....                            | 20        |

|                                                    |           |
|----------------------------------------------------|-----------|
| 1.2. Vật liệu sử dụng.....                         | 20        |
| 1.2.1. Đối với bê tông:.....                       | 20        |
| 1.2.2. Đối với thép:.....                          | 21        |
| 1.3. Tổng hợp khối lượng các hạng mục chính. ....  | 21        |
| 1.4. Giải pháp kết cấu. ....                       | 22        |
| 1.5. Phương án thi công chủ đạo .....              | 28        |
| 1.5.1. Tổ chức thi công.....                       | 28        |
| 1.5.2. Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT..... | 29        |
| 1.5.3. Thi công trụ, mố T1, M1 .....               | 29        |
| 1.5.4. Trình tự thi công kết cấu nhịp:.....        | 32        |
| 1.5.5. Công tác khe co giãn.....                   | 33        |
| 1.5.6. Thi công lan can, lớp phủ.....              | 33        |
| 1.5.7. Thi công đường 2 đầu cầu.....               | 33        |
| <b>CHƯƠNG 2 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 2.....</b>  | <b>34</b> |
| 2.1. Số liệu ban đầu .....                         | 34        |
| 2.1.1. Chọn sơ bộ kết cấu nhịp:.....               | 34        |
| 2.1.2. Thiết kế thoát nước. ....                   | 34        |
| 2.1.3. Lan can. ....                               | 35        |
| 2.1.4. Bản mặt cầu. ....                           | 36        |
| 2.1.5. Dầm :.....                                  | 37        |
| 2.1.6. Khe co giãn. ....                           | 40        |
| 2.1.7. Gói cầu. ....                               | 41        |
| 2.1.8. Đá kê gối. ....                             | 41        |
| 2.1.9. Mố cầu:.....                                | 42        |
| 2.1.10. Trụ cầu: .....                             | 43        |
| 2.1.11. Cấu tạo móng. ....                         | 45        |
| 2.1.12. Cọc khoan nhồi. ....                       | 45        |
| 2.2. Vật liệu sử dụng.....                         | 45        |
| 2.2.1. Đối với bê tông:.....                       | 45        |



|                                                        |           |
|--------------------------------------------------------|-----------|
| 2.2.2. Đối với thép:.....                              | 46        |
| 2.2.3. Đối với cáp DUL.....                            | 46        |
| 2.3. Tổng hợp khối lượng các hạng mục chính. ....      | 47        |
| 2.4. Giải pháp kết cấu. ....                           | 47        |
| 2.5. Phương án thi công chủ đạo .....                  | 50        |
| 2.5.1. Tổ chức thi công.....                           | 50        |
| 2.5.2. Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT.....     | 51        |
| 2.5.3. Thi công trụ, móng T1, M1 .....                 | 51        |
| 2.5.4. Công nghệ thi công dầm I căng trước. ....       | 54        |
| 2.5.5. Công tác khe co giãn .....                      | 55        |
| 2.5.6. Thi công lan can, lề bộ hành, lớp phủ .....     | 55        |
| 2.5.7. Thi công đường 2 đầu cầu.....                   | 55        |
| <b>CHƯƠNG 3 : SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN .....</b>     | <b>57</b> |
| 3.1. Về kinh tế.....                                   | 57        |
| 3.1.1. Cầu dầm thép liên hợp bản bê tông cốt thép..... | 57        |
| 3.1.2. Cầu dầm BTCT DUL chữ I căng trước. ....         | 59        |
| 3.2. Về kỹ thuật.....                                  | 61        |
| 3.2.1. Cầu dầm chữ I căng sau .....                    | 61        |
| 3.2.2. Cầu dầm Thép liên hợp BTCT.....                 | 61        |
| 3.3. Về mỹ quan.....                                   | 61        |
| 3.3.1. Cầu dầm chữ I căng trước .....                  | 61        |
| 3.3.2. Cầu dầm Thép liên hợp BTCT.....                 | 61        |
| 3.4. Về duy tu bảo dưỡng .....                         | 61        |
| 3.4.1. Cầu dầm chữ I căng trước .....                  | 61        |
| 3.4.2. Cầu dầm Thép liên hợp BTCT .....                | 61        |
| 3.5. Kết luận.....                                     | 62        |
| <b>PHẦN 2: THIẾT KẾ KỸ THUẬT.....</b>                  | <b>63</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ LAN CAN .....</b>               | <b>64</b> |
| 1.1. Một số yêu cầu chung: .....                       | 64        |

|                                                                                                                   |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1.2. . Điều kiện kiểm toán:.....                                                                                  | 64        |
| 1.3. Xác định các số liệu thiết kế: .....                                                                         | 65        |
| 1.4. . Thiết kế tường chắn:.....                                                                                  | 65        |
| 1.4.1. Sức kháng của tường chắn: .....                                                                            | 65        |
| 1.5. Thiết kế lan can: .....                                                                                      | 71        |
| 1.6. Kiểm toán lan can:.....                                                                                      | 73        |
| 1.6.1. Trường hợp 1: Giữa nhịp lan can + đầu tường hoặc tại mối nối. ....                                         | 73        |
| 1.6.2. Trường hợp 2: Giữa nhịp lan can + một phần đoạn tường. ....                                                | 74        |
| 1.6.3. Trường hợp 3: Cột lan can + đầu tường hoặc tại mối nối.....                                                | 74        |
| 1.6.4. Trường hợp 4: Cột lan can + một phần đoạn tường. ....                                                      | 74        |
| 1.7. Tính toán liên kết bu lông: .....                                                                            | 75        |
| 1.7.1. Sức kéo danh định của bu lông:.....                                                                        | 75        |
| 1.7.2. Lực kéo bu lông do va chạm gây ra là :.....                                                                | 75        |
| 1.7.3. Kiểm toán bu lông :.....                                                                                   | 76        |
| 1.8. Tính toán chống cắt cho lan can ngay tại mặt cắt tiếp xúc với bản mặt cầu (Kiểm tra trượt của lan can):..... | 76        |
| 1.9. Tính toán chiều dài neo của cốt thép vào trong bản mặt cầu: .....                                            | 77        |
| <b>CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU.....</b>                                                                      | <b>78</b> |
| 2.1. Khái niệm: .....                                                                                             | 78        |
| 2.2. Cấu tạo bản mặt cầu: .....                                                                                   | 78        |
| 2.3. Sơ đồ tính bản mặt cầu: .....                                                                                | 79        |
| 2.4. Tính nội lực trong bản dầm: .....                                                                            | 79        |
| 2.4.1. Tải trọng tác dụng lên bản:.....                                                                           | 79        |
| 2.4.2. Nội lực trong bản: .....                                                                                   | 80        |
| 2.5. Tính nội lực bản hẫng:.....                                                                                  | 73        |
| 2.6. Thiết kế cốt thép cho bản mặt cầu:.....                                                                      | 86        |
| 2.6.1. Thiết kế cho phần bản chịu moment âm: .....                                                                | 87        |

|                                                             |           |
|-------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.6.2. Thiết kế cho phần bản chịu moment dương:.....        | 88        |
| 2.6.3. Cốt thép phân bố: .....                              | 90        |
| 2.7. Kiểm tra nứt cho bản mặt cầu:.....                     | 91        |
| 2.7.1. Kiểm tra nứt với moment âm: .....                    | 91        |
| 2.7.2. Kiểm tra nứt với moment dương:.....                  | 93        |
| <b>CHƯƠNG 3 : TÍNH TOÁN DẦM CHÍNH.....</b>                  | <b>95</b> |
| 3.1. Các số liệu dầm chính: .....                           | 95        |
| 3.2. Giai đoạn chưa liên hợp:.....                          | 95        |
| 3.3. Giai đoạn liên hợp: .....                              | 97        |
| 3.3.1. Bề rộng có hiệu dầm trong Bi và dầm ngoài Be: .....  | 97        |
| 3.3.2. Đặc trưng hình học dầm biên: .....                   | 97        |
| 3.4. Tải trọng hệ số phân bố ngang: .....                   | 102       |
| 3.4.1. Tải trọng tác dụng lên cầu:.....                     | 102       |
| 3.4.2. Xác định hệ số phân bố ngang: .....                  | 105       |
| 3.4.3. Tính tải tác dụng lên toàn cầu: .....                | 117       |
| 3.4.4. Nội lực – Tổ hợp nội lực theo các TTGH:.....         | 117       |
| 3.5. Nội lực – Tổ hợp nội lực theo các TTGH: .....          | 133       |
| 3.5.1. Nội lực không hệ số : .....                          | 133       |
| 3.5.2. Tổ hợp tải trọng và các hệ số : .....                | 133       |
| 3.5.3. Tổng hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn: ..... | 134       |
| 3.6. Kiểm toán các trạng điều kiện cấu tạo dầm thép:.....   | 138       |
| 3.6.1. Kiểm tra tỉ lệ cấu tạo chung .....                   | 138       |
| 3.6.2. Kiểm tra độ mảnh bản bụng .....                      | 139       |
| 3.6.3. Kiểm tra yêu cầu bốc xếp:.....                       | 140       |
| 3.7. Kiểm toán khả năng chịu lực giai đoạn 1 .....          | 140       |
| 3.7.1. Tính toán các tham số kiểm toán .....                | 140       |
| 3.7.2. Kiểm tra sức kháng uốn của dầm chưa liên hợp .....   | 144       |
| 3.8. Kiểm toán dầm thép liên hợp theo các TTGH: .....       | 145       |
| 3.8.1. Tính toán các tham số kiểm toán .....                | 145       |



|                                                      |            |
|------------------------------------------------------|------------|
| 3.8.2. Kiểm toán ở TTGH Cường Độ 1 .....             | 155        |
| 3.8.3. Kiểm toán ở TTGH Sử Dụng .....                | 158        |
| 3.8.4. Kiểm toán ở TTGH Mỗi.....                     | 163        |
| 3.9. Thiết kế các bộ phận của cầu dầm thép:.....     | 169        |
| 3.9.1. Thiết kế neo chống cắt: .....                 | 169        |
| 3.9.2. Thiết kế sườn tăng cường:.....                | 173        |
| 3.10. Thiết kế mối nối: .....                        | 179        |
| 3.10.1. Sơ bộ cấu tạo và bố trí:.....                | 179        |
| 3.10.2. Thiết kế mối nối bản cánh trên: .....        | 180        |
| 3.10.3. Thiết kế mối nối bản cánh dưới: .....        | 182        |
| 3.10.4. Thiết kế mối nối bản bụng: .....             | 185        |
| 3.11. Thiết kế hệ liên kết ngang: .....              | 196        |
| 3.11.1. Thiết kế dầm ngang:.....                     | 196        |
| 3.11.2. Thiết kế khung ngang:.....                   | 199        |
| 3.11.3. Thiết kế mối hàn sườn dầm và cánh dầm: ..... | 203        |
| <b>CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN MÔ CẦU.....</b>              | <b>207</b> |
| 4.1. Giới thiệu chung .....                          | 207        |
| 4.1.1. Số liệu thiết kế:.....                        | 207        |
| 4.1.2. Kích thước hình học mô.....                   | 207        |
| 4.1.3. Vật liệu sử dụng .....                        | 208        |
| 4.1.4. Các thông số đất đắp .....                    | 208        |
| 4.2. Các tải trọng tác dụng lên mô và nội lực.....   | 209        |
| 4.2.1. Tác dụng của tĩnh tải: .....                  | 209        |
| 4.2.2. Tác dụng của hoạt tải: .....                  | 212        |
| 4.2.3. Lực hãm xe (BR):.....                         | 215        |
| 4.2.4. Lực ma sát (FR): .....                        | 215        |
| 4.2.5. Lực li tâm (CE): .....                        | 216        |
| 4.2.6. Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu (WS):..... | 216        |
| 4.3. Thiết kế cốt thép cho các mặt cắt. ....         | 225        |

|                                                             |            |
|-------------------------------------------------------------|------------|
| 4.3.1. Thiết kế cốt thép cho tường thân (mặt cắt D-D) ..... | 225        |
| 4.3.2. Thiết kế cốt thép cho tường đỉnh (mặt cắt C-C) ..... | 233        |
| 4.3.3. Thiết kế cốt thép cho tường cánh: .....              | 238        |
| 4.4. Thiết kế móng mố.....                                  | 243        |
| 4.4.1. Số liệu địa chất. ....                               | 243        |
| 4.4.2. Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc.....            | 244        |
| 4.4.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu. ....   | 244        |
| 4.4.4. Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền. ....    | 244        |
| 4.4.5. Tính toán số lượng cọc.....                          | 247        |
| 4.4.6. Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị đài cọc.....   | 248        |
| 4.4.7. Kiểm toán cọc. ....                                  | 257        |
| 4.4.8. Kiểm tra độ lún.....                                 | 261        |
| 4.4.9. Thiết kế cốt thép cho đài cọc.....                   | 264        |
| <b>CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ TRỤ CẦU .....</b>                    | <b>269</b> |
| 5.1. Các kích thước cơ bản .....                            | 269        |
| 5.1.1. Các thông số thiết kế.....                           | 270        |
| 5.2. Tải trọng tác dụng lên kết cấu .....                   | 271        |
| 5.2.1. Tĩnh tải tác dụng lên kết cấu. ....                  | 271        |
| 5.2.2. Hoạt tải tác dụng lên kết cấu. ....                  | 273        |
| 5.2.3. Lực hãm xe (BR):.....                                | 276        |
| 5.2.4. Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu:.....             | 277        |
| 5.2.5. Tải trọng gió tác dụng lên hoạt tải (WL): .....      | 280        |
| 5.2.6. Tải trọng nước tác dụng lên trụ:.....                | 280        |
| 5.2.7. Tĩnh và tàu (CV): .....                              | 282        |
| 5.3. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên xà mũ:.....              | 283        |
| 5.3.1. Tĩnh tải: .....                                      | 283        |
| 5.3.2. Hoạt tải: .....                                      | 283        |
| 5.3.3. Tổ hợp nội lực tại các mặt cắt: .....                | 284        |
| 5.4. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ: .....               | 285        |

|                                                                         |            |
|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| 5.4.1. Tĩnh tải: .....                                                  | 285        |
| 5.4.2. Hoạt tải: .....                                                  | 286        |
| 5.4.3. Tổng hợp nội lực tác dụng lên trụ .....                          | 287        |
| 5.5. Thiết kế cốt thép : .....                                          | 290        |
| 5.5.1. Thiết kế cốt thép cho xà mũ: .....                               | 290        |
| 5.5.2. Thiết kế cốt thép cho thân trụ: .....                            | 294        |
| 5.6. Thiết kế móng trụ .....                                            | 300        |
| 5.6.1. Số liệu địa chất – thủy văn : .....                              | 300        |
| 5.6.2. Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc:.....                       | 301        |
| 5.6.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo vật liệu:.....               | 301        |
| 5.6.4. Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền:.....                | 301        |
| 5.6.5. Tính toán số lượng cọc.....                                      | 304        |
| 5.6.6. Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị đài cọc.....               | 305        |
| 5.6.7. Kiểm toán cọc: .....                                             | 315        |
| 5.6.8. Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước và kiểm toán..... | 318        |
| 5.6.9. Kiểm tra độ lún.....                                             | 320        |
| 5.6.10. Thiết kế cốt thép cho đài cọc. ....                             | 323        |
| <b>PHẦN 3: THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG.....</b>                           | <b>328</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỈ ĐẠO CÔNG TRÌNH CẦU .....</b>       | <b>329</b> |
| 1.1. Tổ chức thi công tổng thể. ....                                    | 329        |
| 1.1.1. Công tác chuẩn bị, định vị hố móng: .....                        | 329        |
| 1.1.2. Thi công cọc khoan nhồi: .....                                   | 329        |
| 1.1.3. Thi công mố: .....                                               | 329        |
| 1.1.4. Thi công trụ: .....                                              | 329        |
| 1.1.5. Thi công kết cấu nhịp:.....                                      | 330        |
| 1.2. Trình tự thi công chi tiết. ....                                   | 330        |
| 1.2.1. Công tác chuẩn bị, định vị hố móng: .....                        | 330        |
| 1.2.2. Thi công cọc khoan nhồi:.....                                    | 331        |
| 1.2.3. Thi công mố: .....                                               | 334        |



|                                                    |            |
|----------------------------------------------------|------------|
| 1.2.4. Thi công trụ: .....                         | 335        |
| 1.2.5. Thi công kết cấu nhịp: .....                | 338        |
| 1.2.6. Thi công đổ bê tông sàn: .....              | 338        |
| 1.2.7. Thi công lan can, lớp phủ: .....            | 339        |
| 1.2.8. Thi công đường 2 bên đầu cầu: .....         | 339        |
| 1.3. Một số vấn đề cần lưu ý khi thi công. ....    | 340        |
| <b>CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN THI CÔNG.....</b>          | <b>342</b> |
| 2.1. Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy ..... | 342        |
| 2.2. Tính toán cọc ván thép .....                  | 343        |
| 2.2.1. Xác định độ sâu chôn cọc ván thép.....      | 343        |
| 2.2.2. Tính toán cọc ván thép. ....                | 346        |
| 2.2.3. Lựa chọn búa đóng cọc ván .....             | 348        |
| <b>TÀI LIỆU THAM KHẢO .....</b>                    | <b>351</b> |

## MỤC LỤC HÌNH

|                                                           |           |
|-----------------------------------------------------------|-----------|
| <b>PHẦN 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN.....</b> | <b>11</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1.....</b>         | <b>12</b> |
| Hình 1.1 Chi tiết lưới chắn rác thoát nước.....           | 13        |
| Hình 1.2 Kích thước thanh lan can. ....                   | 13        |
| Hình 1.3. Kích thước cột lan can. ....                    | 14        |
| Hình 1.4: Kích thước lan can bê tông.....                 | 14        |
| Hình 1.5: Chi tiết bản mặt cầu .....                      | 15        |
| Hình 1.6: Chi tiết phần dầm chủ. ....                     | 15        |
| Hình 1.7. Chi tiết gối cao su bản thép.....               | 16        |
| Hình 1.8. Chi tiết đá kê gối mố cầu. ....                 | 16        |
| Hình 1.9. Mặt bên mố .....                                | 17        |
| Hình 1.10. Mặt bằng cọc mố.....                           | 17        |
| Hình 1.11. Mặt ngang mố .....                             | 18        |
| Hình 1.12. Mặt ngang trụ.....                             | 19        |
| Hình 1.13. Mặt bên trụ.....                               | 19        |
| Hình 1.14. Mặt bằng cọc trụ .....                         | 19        |
| Hình 1.15. Chi tiết mặt cắt ngang cọc.....                | 20        |
| Hình 1.16. Chi tiết mặt cắt ngang cầu.....                | 19        |
| Hình 1.17. Chi tiết mặt cắt dọc cầu.....                  | 20        |
| <b>CHƯƠNG 2 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 2.....</b>         | <b>34</b> |
| Hình 2.1. Chi tiết lưới chắn rác thoát nước.....          | 35        |
| Hình 2.2. Kích thước thanh lan can. ....                  | 35        |
| Hình 2.3. Kích thước cột lan can. ....                    | 36        |
| Hình 2.4: Kích thước tấm lề bộ hành.....                  | 36        |
| Hình 2.5: Chi tiết bản mặt cầu .....                      | 37        |
| Hình 2.6: Chi tiết phần dầm chủ. ....                     | 38        |
| Hình 2.7. Bố trí cáp mặt cắt F-F, D-D .....               | 39        |
| Hình 2.8. Bố trí cáp mặt cắt C-C, B-B.....                | 40        |

|                                                                     |           |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| Hình 2.9. Bố trí cáp mặt cắt A-A .....                              | 40        |
| Hình 2.10. Chi tiết gối cao su bản thép.....                        | 41        |
| Hình 2.11. Chi tiết đá kê gối mố cầu. ....                          | 41        |
| Hình 2.12. Mặt bên mố .....                                         | 42        |
| Hình 2.13. Mặt ngang mố .....                                       | 42        |
| Hình 2.14. Mặt bằng cọc mố.....                                     | 43        |
| Hình 2.15. Mặt ngang trụ.....                                       | 43        |
| Hình 2.16. Mặt bên trụ.....                                         | 44        |
| Hình 2.17. Mặt bằng cọc trụ .....                                   | 44        |
| Hình 2.18. Chi tiết mặt cắt ngang cọc.....                          | 45        |
| Hình 2.19. Chi tiết mặt cắt ngang cầu.....                          | 48        |
| Hình 2.20. Chi tiết mặt cắt dọc cầu.....                            | 49        |
| <b>PHẦN 2: THIẾT KẾ KỸ THUẬT.....</b>                               | <b>63</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ LAN CAN .....</b>                            | <b>64</b> |
| Hình 1.1: Sơ đồ tính lan can chịu lực va xe .....                   | 64        |
| Hình 1.2: Hình dạng tường chắn và bố trí thép trong tường chắn..... | 66        |
| Hình 1.3. Bố trí thép trên đoạn 1 của tường<br>chắn.....            | 66        |
| Hình 1.4. Tiết diện qui đổi trong phần 2 của tường<br>chắn.....     | 67        |
| Hình 1.5: Bố trí thép trên phần 2 của tường chắn.....               | 67        |
| Hình 1.6: Bố trí thép trên phần 3 của tường chắn.....               | 68        |
| Hình 1.7. Ống thép lan can tay vịn .....                            | 71        |
| Hình 1.8: Sơ đồ đế cột lan can. ....                                | 72        |
| Hình 1.9: Sơ đồ bố trí lỗ bulong .....                              | 75        |
| <b>CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU.....</b>                        | <b>78</b> |
| Hình 2.1: Sơ đồ tính bản dầm trong .....                            | 80        |
| Hình 2.2: Sơ đồ tính vệt bánh xe trong trường hợp 1 làn xe .....    | 81        |



|                                                                         |     |
|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| Hình 2.3: Sơ đồ tính vết bánh xe trong trường hợp 2 làn xe .....        | 82  |
| Hình 2.4: Vị trí trọng tâm DC3 đối với mép ngoài lan can. ....          | 85  |
| Hình 2.5: Sơ đồ tính bản hẫng .....                                     | 85  |
| Hình 2.6: Bố trí cốt thép cho tiết diện chịu momen âm.....              | 91  |
| Hình 2.7: Bố trí cốt thép cho tiết diện chịu momen dương .....          | 93  |
| Hình 3.1: Kích thước dầm chủ.....                                       | 95  |
| Hình 3.2: Tiết diện dầm chủ .....                                       | 95  |
| Hình 3.3.Đah dầm biên theo phương pháp đòn bẩy .....                    | 106 |
| Hình 3.4. Đường ảnh hưởng dầm 3 theo phương pháp đòn bẩy.....           | 107 |
| Hình 3.5: Đường ảnh hưởng dầm 2 theo phương pháp đòn bẩy .....          | 108 |
| Hình 3.6: Mặt cắt bố trí thép hệ liên kết ngang. ....                   | 112 |
| Hình 3.7.Mặt cắt thép liên kết ngang L100x100x10 .....                  | 112 |
| Hình 3.8: Đường ảnh hưởng dầm biên theo phương pháp nén lệch tâm.....   | 114 |
| Hình 3.9: Đường ảnh hưởng dầm trong theo phương pháp nén lệch tâm ..... | 116 |
| Hình 3.10: Đ.a.h lực cắt V tại MC I-I.....                              | 118 |
| Hình 3.11. Đ.a.h momen M tại mặt cắt II-II .....                        | 119 |
| Hình 3.12. Đ.a.h lực cắt V tại MC II-II .....                           | 120 |
| Hình 3.13. Đ.a.h momen M tại MC III-III.....                            | 121 |
| Hình 3.14. Đ.a.h momen M tại MC IV-IV .....                             | 122 |
| Hình 3.15. Đ.a.h lực cắt V tại MC IV-IV .....                           | 123 |
| Hình 3.16. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L0.....                    | 124 |
| Hình 3.17. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L1.....                    | 125 |
| Hình 3.18. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L2.....                    | 126 |
| Hình 3.19. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L3.....                    | 127 |
| Hình 3.20. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L4.....                    | 128 |
| Hình 3.21. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L5.....                    | 129 |
| Hình 3.22. Chốt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L6.....                    | 130 |
| Hình 3.23. Đah momen M tại vị trí cách giữa nhịp 0.73m.....             | 131 |
| Hình 3.24. Đah momen tại giữa nhịp.....                                 | 132 |

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| Hình 3.25. Biểu đồ ứng suất cho từng giai đoạn dầm biên.....             | 152 |
| Hình 3.26. Biểu đồ ứng suất cho từng giai đoạn dầm trong .....           | 152 |
| Hình 3.27. Chiều dài nhịp tính toán.....                                 | 160 |
| Hình 3.28. Thiết kế độ vòng ngược cấu tạo bằng 2 mỗi nối.....            | 161 |
| Hình 3.29. Cách đặt hoạt tải xe 3 trục để tính độ võng giữa nhịp .....   | 161 |
| Hình 3.30. Tính độ võng tại giữa nhịp do 1 trục xe bất kỳ gây ra.....    | 162 |
| Hình 3.31. Bố trí neo đỉnh .....                                         | 170 |
| Hình 3.32. Cấu tạo sườn tăng cường trung gian .....                      | 173 |
| Hình 3.33. Cấu tạo sườn tăng cường gối .....                             | 174 |
| Hình 3.34. Tiết diện để tính cột chịu nén cho sườn tăng cường gối.....   | 178 |
| Hình 3.35. Mỗi nối bản cánh trên .....                                   | 182 |
| Hình 3.36. Mỗi nối bản cánh trên .....                                   | 185 |
| Hình 3.37. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ1 .....            | 186 |
| Hình 3.38. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ2 .....            | 187 |
| Hình 3.39. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ2 .....            | 188 |
| Hình 3.40. Tổng ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối.....            | 188 |
| Hình 3.41. Bố trí mỗi nối bản bụng .....                                 | 190 |
| Hình 3.42. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ1 .....            | 192 |
| Hình 3.43. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ2 .....            | 193 |
| Hình 3.44. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ2 .....            | 194 |
| Hình 3.45. Tổng ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối.....            | 194 |
| Hình 3.46. Bố trí mỗi nối bản bụng .....                                 | 196 |
| Hình 3.47. Bố trí bulông giữa dầm ngang với sườn tăng cường đầu dầm..... | 199 |
| Hình 4.1: Mặt cắt tính toán mố cầu .....                                 | 208 |
| Hình 4.2. Sơ đồ tính hoạt tải theo phương dọc cầu. ....                  | 213 |
| Hình 4.3. Sơ đồ tính hoạt tải theo phương ngang cầu. ....                | 214 |
| Hình 4.4. Mặt bằng bố trí cọc. ....                                      | 248 |
| Hình 4.5. Sơ đồ tính nội lực cọc. ....                                   | 249 |
| Hình 4.6. Sơ đồ tính khối móng qui ước.....                              | 257 |

|                                                                        |            |
|------------------------------------------------------------------------|------------|
| Hình 4.7. Cánh tay đòn dùng để tính mômen lên bộ. ....                 | 264        |
| Hình 4.8. Tháp xuyên thủng bộ cọc. ....                                | 267        |
| <b>CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ TRỤ CẦU .....</b>                               | <b>269</b> |
| Hình 5.1. Kích thước cơ bản của trụ .....                              | 269        |
| Hình 5.2. Kích thước mặt đứng của trụ .....                            | 270        |
| Hình 5.3. Sơ đồ xếp hoạt tải theo phương dọc cầu. ....                 | 273        |
| Hình 5.4. Sơ đồ tính hoạt tải theo phương ngang cầu. ....              | 275        |
| Hình 5.5. Sơ đồ tính tải trọng gió tại trụ T1. ....                    | 277        |
| Hình 5.6. Phần hẫng xà mũ .....                                        | 284        |
| Hình 5.7. Tiết diện quy đổi mặt cắt thân trụ. ....                     | 295        |
| Hình 5.8. Mặt bằng bố trí cọc. ....                                    | 304        |
| Hình 5.9. Sơ đồ tính nội lực cọc. ....                                 | 305        |
| Hình 5.10. Sơ đồ tính khối móng qui ước.....                           | 315        |
| Hình 5.11. Cánh tay đòn tính cốt thép đài cọc.....                     | 323        |
| Hình 5.12. Tháp xuyên thủng đài cọc. ....                              | 327        |
| <b>PHẦN 3: THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG.....</b>                          | <b>328</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỈ ĐẠO CÔNG TRÌNH CẦU .....</b>      | <b>329</b> |
| Hình 1.1 Cách xác định tìm trụ cầu bằng phương pháp tam giác đặc. .... | 331        |
| <b>CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN THI CÔNG.....</b>                              | <b>342</b> |
| Hình 2.1: Sơ đồ tính chiều sâu chôn cọc ván thép .....                 | 345        |
| Hình 2.2:Sơ đồ tính toán moment uốn trên tiết diện ngang cọc ván. .... | 347        |
| Hình 2.3: Cấu tạo cọc ván thép.....                                    | 348        |



## MỤC LỤC BẢNG BIỂU

|                                                                                         |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>PHẦN 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN.....</b>                               | <b>11</b> |
| <b>CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1.....</b>                                       | <b>12</b> |
| Bảng 1.1 Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng. ....                                   | 20        |
| Bảng 1.2 Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng. ....                                   | 21        |
| <b>CHƯƠNG 2 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 2.....</b>                                       | <b>34</b> |
| Bảng 2.1. Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng. ....                                  | 45        |
| Bảng 2.2. Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng. ....                                  | 46        |
| <b>PHẦN 2: THIẾT KẾ KỸ THUẬT.....</b>                                                   | <b>63</b> |
| <b>CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU.....</b>                                            | <b>78</b> |
| Bảng 2.1: Bảng tổng hợp momen trong bản mặt cầu (N.mm).....                             | 86        |
| <b>CHƯƠNG 3 : TÍNH TOÁN DÀM CHÍNH.....</b>                                              | <b>95</b> |
| Bảng 3.1: Bảng tổng hợp các đặc trưng hình học của dầm trong và dầm biên .....          | 102       |
| Bảng 3.2. Tổng hợp hệ số phân bố ngang.....                                             | 117       |
| Bảng 3.3: Bảng tổng hợp nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ (chưa nhân hệ số) ..   | 133       |
| Bảng 3.4: Bảng tổng hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng lên toàn cầu (chưa nhân hệ số) ... | 133       |
| Bảng 3.5: Hệ số $\gamma$ , IM, $\eta$ của các trạng thái giới hạn.....                  | 134       |
| Bảng 3.6: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N.mm).....         | 134       |
| Bảng 3.7: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N.mm) .....        | 135       |
| Bảng 3.8: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N) .....         | 135       |
| Bảng 3.9: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N.mm) .....        | 135       |
| Bảng 3.10: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N).....         | 135       |
| Bảng 3.11: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N.mm) .....        | 136       |
| Bảng 3.12: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N.mm) .....        | 136       |
| Bảng 3.13: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N) .....         | 137       |
| Bảng 3.14: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N) .....         | 137       |
| Bảng 3.15: Bảng tổng hợp mỗi .....                                                      | 138       |
| Bảng 3.16: Momen ở trạng thái sử dụng không hệ số (N.mm) .....                          | 149       |
| Bảng 3.17: Tĩnh tải để tính toán độ võng của dầm: .....                                 | 160       |

|                                                                    |            |
|--------------------------------------------------------------------|------------|
| Bảng 3.18: Momen tính mỗi cho bảng bụng (N.mm).....                | 164        |
| Bảng 3.19: Lực cắt tính mỗi cho bản bụng (N) .....                 | 166        |
| Bảng 3.20. Biên độ lực cắt do xe tải mỗi (N) .....                 | 171        |
| Bảng 3.21. Bước neo yêu cầu (mm) .....                             | 172        |
| <b>CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN MỐ CẦU.....</b>                            | <b>207</b> |
| Bảng 4.1. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải mặt cắt <i>G-G</i> .....      | 211        |
| Bảng 4.2. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải mặt cắt <i>D-D</i> .....      | 211        |
| Bảng 4.3. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải mặt cắt <i>C-C</i> .....      | 212        |
| Bảng 4.4. Phản lực tại gối do hoạt tải xếp ngang cầu.....          | 215        |
| Bảng 4.5. Lực gió tác dụng lên kết cấu theo phương ngang .....     | 217        |
| Bảng 4.6. Nội lực cho tiết diện g-g do trọng lượng đất đắp .....   | 218        |
| Bảng 4.7. Áp lực ngang do đắp đắp lên thân mố.....                 | 219        |
| Bảng 4.8. Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm lên thân mố.....      | 220        |
| Bảng 4.9. Áp lực ngang do đắp đắp lên tường cánh.....              | 221        |
| Bảng 4.10. Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm lên tường cánh.....  | 222        |
| Bảng 4.11. Bảng hệ số tải trọng.....                               | 222        |
| Bảng 4.12 Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt <i>G-G</i> .....           | 222        |
| Bảng 4.13. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt <i>G-G</i> ..... | 223        |
| Bảng 4.14. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt <i>D-D</i> .....          | 223        |
| Bảng 4.15. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt <i>D-D</i> ..... | 224        |
| Bảng 4.16. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt <i>C-C</i> .....          | 224        |
| Bảng 4.17. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt <i>C-C</i> ..... | 224        |
| Bảng 4.18. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt <i>B-B</i> .....          | 224        |
| Bảng 4.19. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt <i>B-B</i> ..... | 225        |
| Bảng 4.20. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt <i>H-H</i> .....          | 225        |
| Bảng 4.21. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt <i>H-H</i> ..... | 225        |
| Bảng 4.22. Tổng hợp số liệu địa chất. ....                         | 243        |
| Bảng 4.23. Tổng hợp nội lực tại mặt cắt đáy bộ. ....               | 243        |
| Bảng 4.24. Sức kháng thân cọc.....                                 | 245        |

|                                                                        |            |
|------------------------------------------------------------------------|------------|
| Bảng 4.25. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương ngang cầu. .... | 250        |
| Bảng 4.26. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc .....                  | 251        |
| Bảng 4.27. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương dọc cầu. ....   | 253        |
| Bảng 4.28. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc .....                  | 254        |
| Bảng 4.29. Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu. ....                | 255        |
| Bảng 4.30. Bảng nội lực cọc theo phương dọc cầu. ....                  | 256        |
| Bảng 4.31. Tổng hợp nội lực cọc theo 2 phương ở ttgh sd.....           | 256        |
| Bảng 4.32. Tổng hợp phân bố ứng suất trong đất.....                    | 262        |
| Bảng 4.33. Bảng tính lún .....                                         | 263        |
| <b>CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ TRỤ CẦU .....</b>                               | <b>269</b> |
| Bảng 5.1. Tổng hợp phản lực tại gối do hoạt tải.....                   | 274        |
| Bảng 5.2. Phản lực tại gối do hoạt tải xếp ngang cầu.....              | 276        |
| Bảng 5.3. Tải trọng gió ngang thượng tầng .....                        | 278        |
| Bảng 5.4. Giá trị nội lực do gió ngang tác động lên xà mũ .....        | 279        |
| Bảng 5.5. Giá trị nội lực do gió ngang tác động lên thân trụ.....      | 279        |
| Bảng 5.6. Giá trị nội lực do gió dọc tác động lên xà mũ .....          | 279        |
| Bảng 5.7. Giá trị nội lực do gió dọc tác động lên thân trụ.....        | 279        |
| Bảng 5.8. Tải trọng gió tác dụng lên xe.....                           | 280        |
| Bảng 5.9. Tĩnh tải phần trên tác dụng lên xà mũ .....                  | 283        |
| Bảng 5.10. Hoạt tải tác dụng lên xà mũ.....                            | 283        |
| Bảng 5.11. Bảng tổ hợp nội lực tính toán phần hẫng xà mũ.....          | 284        |
| Bảng 5.12. Bảng tổ hợp tĩnh tải .....                                  | 285        |
| Bảng 5.13. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp dọc trên toàn cầu. ....            | 286        |
| Bảng 5.14. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp dọc trên 1/2 cầu .....             | 286        |
| Bảng 5.15. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp ngang trên toàn cầu. ....          | 287        |
| Bảng 5.16. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp ngang trên 1/2 cầu .....           | 287        |
| Bảng 5.17 Tổng hợp nội lực tác dụng lên đỉnh bệ trụ .....              | 288        |
| Bảng 5.18 Tổng hợp nội lực tác dụng lên đáy bệ trụ.....                | 288        |
| Bảng 5.19 Bảng hệ số tải trọng và hệ số điều chỉnh tải trọng .....     | 288        |



|                                                                        |            |
|------------------------------------------------------------------------|------------|
| Bảng 5.20. Bảng tổng hợp nội lực ở các ttgh.....                       | 289        |
| Bảng 5.21. Tóm tắt chỉ tiêu cơ lý của các lớp địa chất.....            | 300        |
| Bảng 5.22. Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ.....                    | 300        |
| Bảng 5.23. Sức kháng thân cọc.....                                     | 302        |
| Bảng 5.24. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương ngang cầu. .... | 306        |
| Bảng 5.25. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc .....                  | 308        |
| Bảng 5.26. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương dọc cầu. ....   | 310        |
| Bảng 5.27. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc .....                  | 311        |
| Bảng 5.28. Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu. ....                | 312        |
| Bảng 5.29. Bảng nội lực cọc theo phương dọc cầu. ....                  | 313        |
| Bảng 5.30. Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu. ....                | 313        |
| Bảng 5.31. Bảng nội lực cọc theo phương dọc cầu. ....                  | 314        |
| Bảng 5.32. Bảng phân bố ứng suất trong đất. ....                       | 321        |
| Bảng 5.33. Bảng tính lún .....                                         | 322        |
| <b>PHẦN 3: THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG.....</b>                          | <b>328</b> |
| <b>CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN THI CÔNG.....</b>                              | <b>344</b> |
| Bảng 2.1. Số liệu địa chất .....                                       | 344        |

**PHẦN 1**

**THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ SO SÁNH LỰA  
CHỌN PHƯƠNG ÁN**

## CHƯƠNG 1 : SỐ LIỆU THIẾT KẾ

### 1.1. Điều kiện tự nhiên khu vực xây dựng cầu:

#### 1.1.1. Địa hình:

Đoạn tuyến Quốc lộ 1A đi qua tỉnh Hậu Giang có cao độ trung bình từ 1.5m đến 3.0m.

Cầu Đất Sét bắc qua kênh Đất Sét. Bề rộng lòng rạch tại vị trí xây dựng cầu là 54.28m.

Khu vực xây dựng cầu có địa hình bằng phẳng, là khu vực tập trung dân cư đông đúc. Khi thi công phải lựa chọn các biện pháp thi công phù hợp nhằm hạn chế ảnh hưởng đến đời sống và sinh hoạt của người dân ở khu vực xây dựng công trình.

#### 1.1.2. Khí tượng:

Tỉnh Hậu Giang nằm trong vùng đồng bằng nam bộ, mang đặc điểm khí hậu nhiệt đới gió mùa. Các cầu trên QL1A thuộc tỉnh Hậu Giang đều chịu ảnh hưởng của hệ thống sông phụ lưu Cần Thơ, dòng chảy các kênh rạch lên xuống tương đối ổn định.

##### 1.1.2.1. Nhiệt độ không khí:

Nhiệt độ không khí trung bình là  $26,8^{\circ}\text{C}$ , chênh lệch nhiệt độ trung bình tháng nóng nhất và tháng lạnh nhất vào khoảng  $1-8^{\circ}\text{C}$ .

Nhiệt độ trung bình cao nhất:  $30,7^{\circ}\text{C}$

Nhiệt độ trung bình thấp nhất:  $24,0^{\circ}\text{C}$

Nhiệt độ cao nhất trong năm:  $36,0^{\circ}\text{C}$

##### Độ ẩm không khí:

Biến trình độ ẩm trong năm tương ứng với biến trình mưa và ngược với biến trình nhiệt độ. Thời kỳ mưa nhiều độ ẩm lớn và ngược lại.

Độ ẩm trung bình năm khoảng 84%. Vào mùa mưa, độ ẩm không khí tương đối cao, trung bình khoảng 87%. Mùa khô độ ẩm giảm xuống trung bình khoảng 78%.

##### 1.1.2.2. Mưa:

Tỉnh Hậu Giang nằm trong vùng mưa XVIII. Phân bố mưa trong năm tập trung từ tháng 5 đến tháng 11, là thời kỳ thịnh của gió mùa Tây – Nam; tổng lượng mưa của các tháng này chiếm từ 90÷95% lượng mưa năm. Ngược lại, từ tháng 7 đến tháng 4 năm sau là thời kỳ thịnh của gió Đông; lượng mưa tương đối ít, chỉ chiếm 5÷10% tổng lượng mưa năm.

Số ngày mưa trung bình trong năm là 120 ngày đêm.

Lượng mưa trung bình năm tại tỉnh Hậu Giang là 1712.4mm. Lượng mưa ngày lớn nhất là 182mm.



## 1.1.2.3. Gió:

Tốc độ gió trung bình trong khu vực thay đổi từ  $1 \div 4 \text{ m/s}$ . Hướng gió chính là hướng Tây - Nam. Mùa khô có ảnh hưởng của gió mùa Đông - Bắc. Mùa mưa, gió Tây - Nam mang theo hơi nước gây ra mưa nhiều. Tốc độ gió lớn nhất đo được tại trạm là  $24 \text{ m/s}$ .

## 1.1.3. Kết quả tính toán thủy văn công trình:

Vị trí xây dựng cầu nằm trên kênh Đất Sét thuộc phụ lưu sông Cần Thơ. Qua kết quả khảo sát và tham khảo số liệu trạm Cần Thơ, Mỹ Thuận và Đại Ngãi, số liệu mực nước tính toán tại cầu Đất Sét như sau:

|                    |                                |
|--------------------|--------------------------------|
| Mực nước $H_{1\%}$ | : $2.02 \text{ m}$             |
| Mực nước $H_{5\%}$ | : $1.68 \text{ m}$             |
| Lưu lượng $Q$      | : $229.6 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| Vận tốc $V_{1\%}$  | : $1.83 \text{ m/s}$           |

## 1.1.4. Địa chất:

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

- Lớp 1A: Sét lẫn hữu cơ (OH), màu xám xanh – xám đen, rất mềm. Bề dày lớp thay đổi từ  $5,7 \text{ m}$  đến  $9,6 \text{ m}$ .

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

|             |                             |
|-------------|-----------------------------|
| Lực dính:   | $C = 0.050 \text{ kG/cm}^2$ |
| Góc ma sát: | $j = 2^\circ 52'$           |
| Dung trọng: | $g = 1.47 \text{ g/cm}^3$   |
| Hệ số rỗng: | $e_0 = 2.288$               |
| Độ sệt:     | $B = 1.71$                  |

- Lớp 1B: Sét lẫn hữu cơ (OH) xen kẹp cát bụi, màu xám xanh, rất mềm (trong tầng kẹp nhiều cát bụi, vỡ sò ốc). Bề dày lớp thay đổi từ  $5,5 \text{ m}$  đến  $8,9 \text{ m}$ .

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

|             |                             |
|-------------|-----------------------------|
| Lực dính:   | $C = 0.058 \text{ kG/cm}^2$ |
| Góc ma sát: | $j = 3^\circ 50'$           |
| Dung trọng: | $g = 1.65 \text{ g/cm}^3$   |
| Hệ số rỗng: | $e_0 = 1.465$               |
| Độ sệt:     | $B = 1.610$                 |

- Lớp 2: Sét gầy (CL), nâu vàng – nâu hồng loang xám trắng, rất cứng (đôi chỗ lẫn nhiều bụi). Bề dày thay đổi từ  $8,4 \text{ m}$  đến  $17,8 \text{ m}$ .

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

|             |                             |
|-------------|-----------------------------|
| Lực dính:   | $C = 0.380 \text{ kG/cm}^2$ |
| Góc ma sát: | $j = 17^\circ 29'$          |
| Dung trọng: | $g = 1.93 \text{ g/cm}^3$   |

Hệ số rỗng:  $e_0 = 0.811$

Độ sệt:  $B = 0.17$

- Lớp 3: Sét gầy (CL-CH), màu xám đen, xám xanh, đáy lớp kẹp các tẹp bột. Trạng thái rất cứng – rắn. Bề dày lớp này là 7.1m (DS4) và 9.7m (DS3). Các lỗ khoan còn lại chưa khoan hết lớp này.

Một số chỉ tiêu cơ lý của lớp này như sau:

Lực dính:  $C = 0.415 \text{ kg/cm}^2$

Góc ma sát:  $j = 16^\circ 32'$

Dung trọng:  $g = 1.90 \text{ g/cm}^3$

Hệ số rỗng:  $e_0 = 0.882$

Độ sệt:  $B = 0.22$

- Lớp 4: Cát sét (SC-SM) màu xám – xám nâu. Trạng thái rất chặt. Bề dày lớp là 11.5m. Các lỗ khoan còn lại chưa khoan hết lớp này.

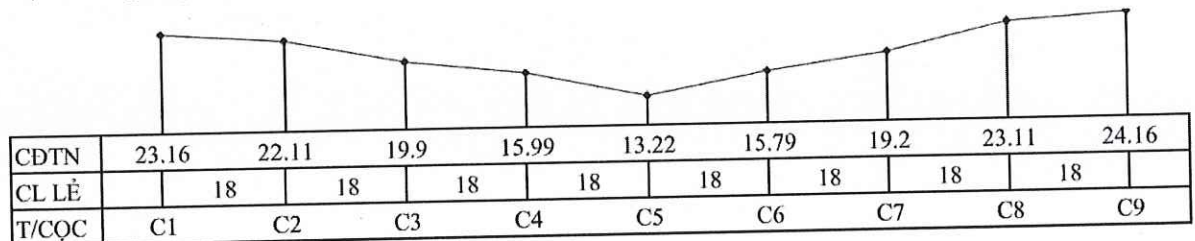
#### 1.1.5. Thủy văn:

Mực nước sông thấp nhất : +17.95 m.

Mực nước sông cao nhất : +22.64 m.

Mực nước thông thuyền : +21.01 m.

Mặt cắt ngang sông:



Qui mô công trình thiết kế:

Cầu được thiết kế vĩnh cửu.

Các thông số thiết kế:

Bề rộng cầu: 10.5 m

Bề rộng phần xe chạy: 9.5 m

Lan can: 2x0.5 m

Chiều dài toàn dầm: 36m

Tải trọng thiết kế: 0.65xHL93.

## **CHƯƠNG 2 : KHUNG TIÊU CHUẨN ÁP DỤNG**

Các tiêu chuẩn áp dụng:

Quy định khoan thăm dò địa chất 22 TCN 259-2000.

Quy phạm đo vẽ địa hình 96 TCN 43-900.

Tính toán dòng chảy lũ 22 TCN 220-95.

Quy trình thiết kế áo đường mềm 22 TCN 211-06.

Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05.

Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế đường TCVN 11823:2017

Quy trình công nghệ thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa – Yêu cầu kỹ thuật 22TCN 249 – 98.

Công tác đất - Thi công và nghiệm thu TCVN 4447-87.

Quy trình thi công và nghiệm thu cọc khoan nhồi 22 TCN 257-2000 và TCVN 9395-2012.

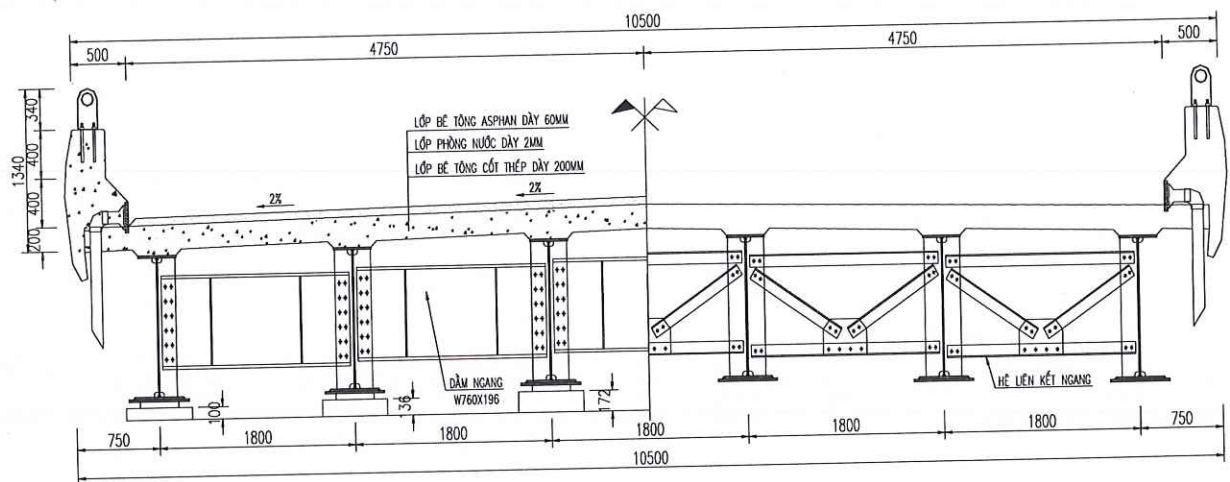


## CHƯƠNG 3 : CÁC PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

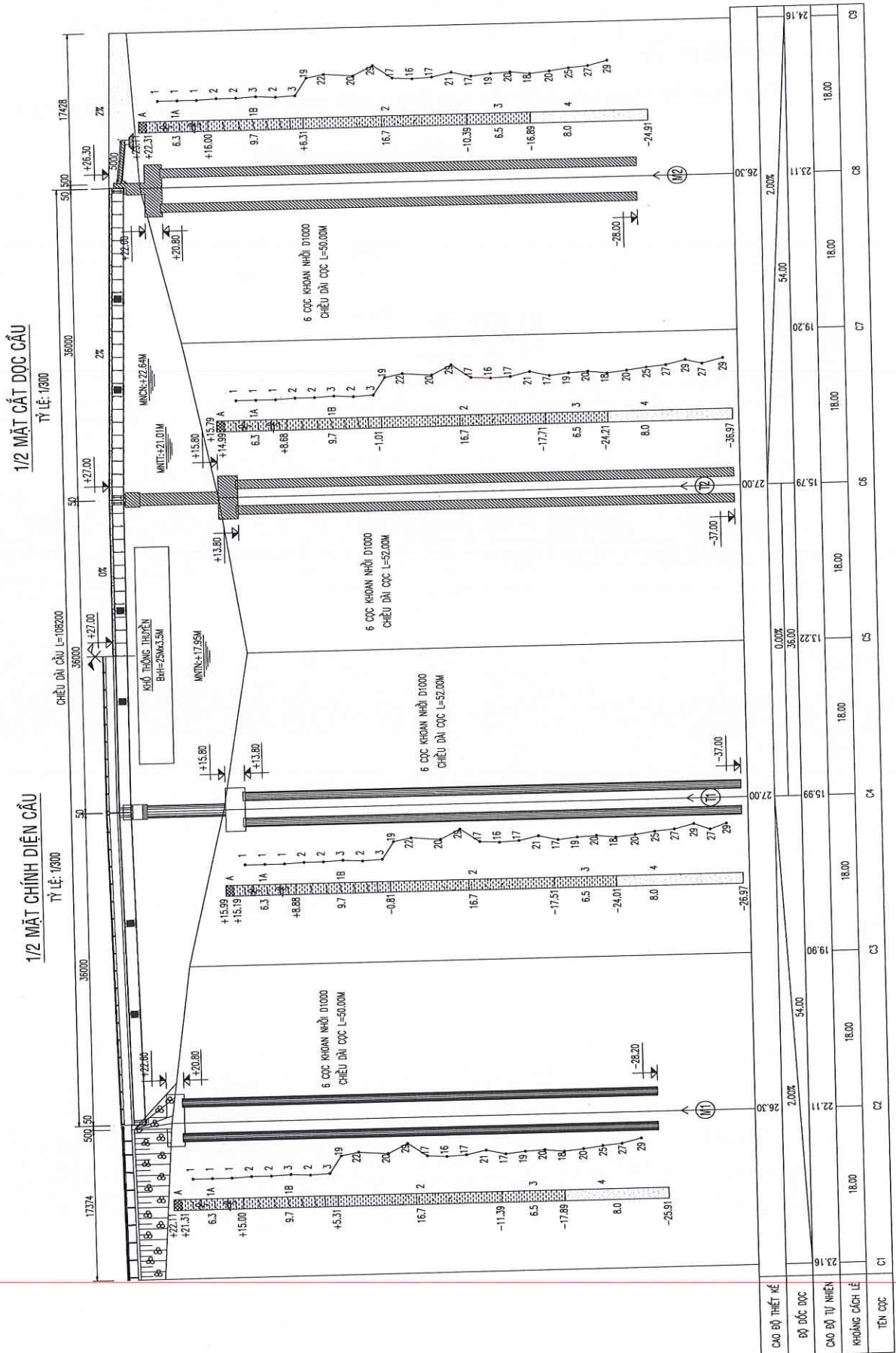
### 3.1. Phương án 1:

Cầu dầm thép liên hợp bản bê tông cốt thép, nhịp giản đơn

#### Mặt cắt ngang cầu



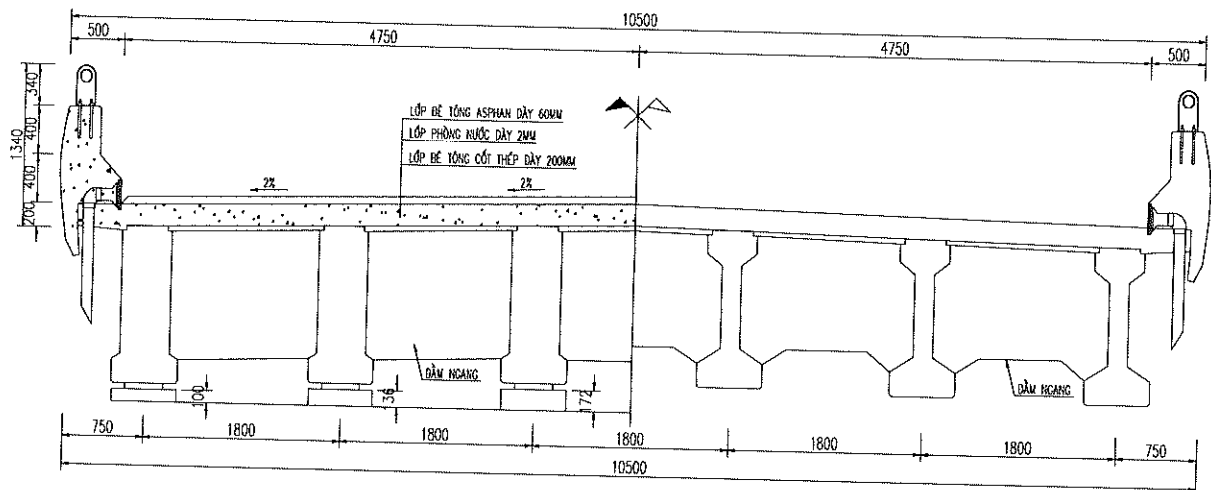
**Mặt cắt dọc cầu**



### 3.2. Phương án 2:

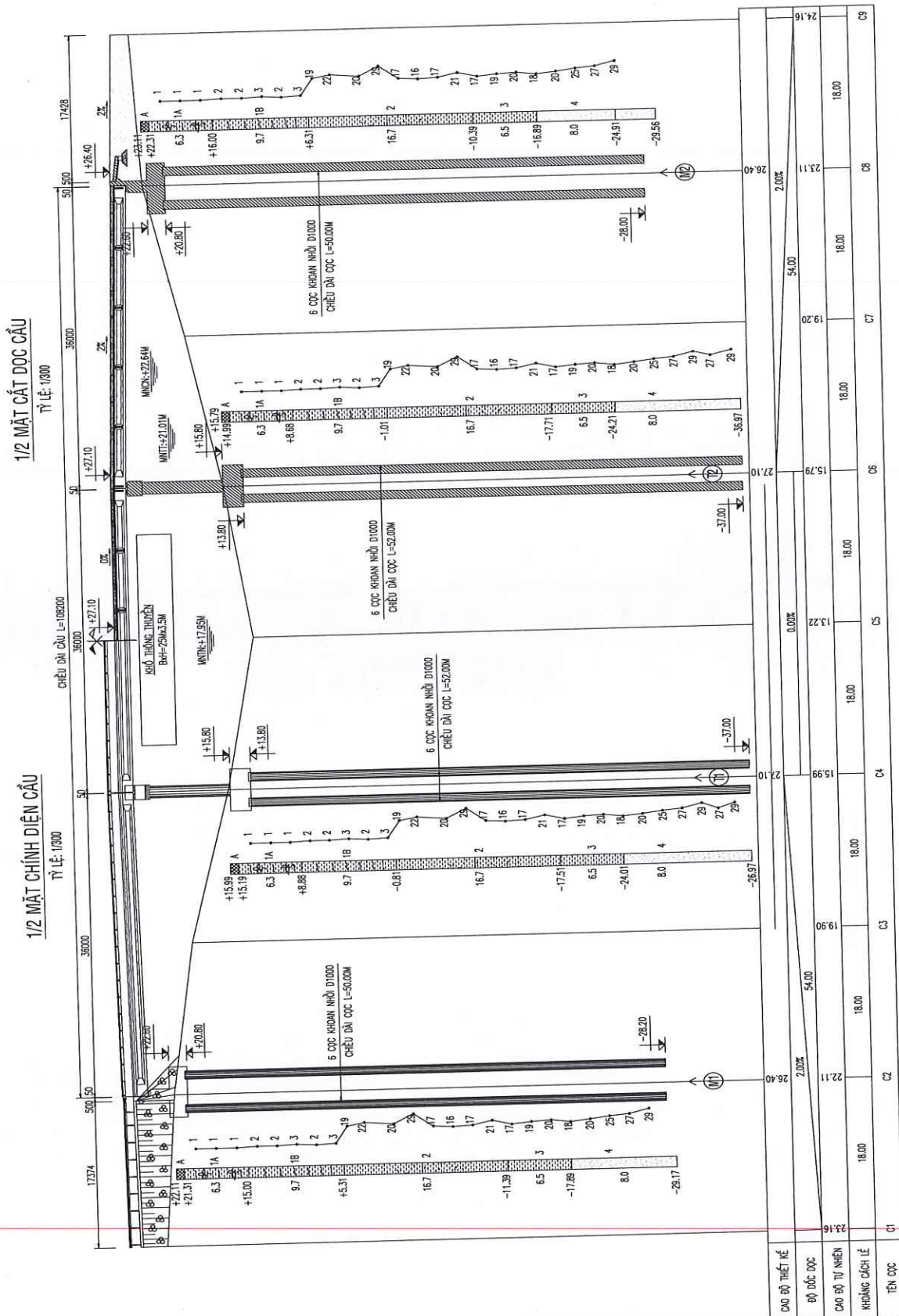
Cầu dầm bê tông cốt thép dự ứng lực, nhịp giản đơn, tiết diện I căng trước

#### Mặt cắt ngang cầu





1/2 MẶT CẮT DỌC CẦU



**PHẦN 1**

---

**THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ LỰA CHỌN  
PHƯƠNG ÁN**

# CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 1

## THIẾT KẾ CẦU THÉP LIÊN HỢP BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP

### NHỊP GIẢN ĐƠN

#### 1.1. Số liệu ban đầu

##### 1.1.1. Chọn sơ bộ kết cấu nhịp:

- Tải trọng thiết kế: 0.65xHL93
- Sông cấp V: Khổ thông thuyền BxH= 25x3.5 m
- Mặt cắt ngang kết cấu nhịp : 6 dầm
- Khoảng cách giữa các dầm : 1800 mm
- Chiều dài mỗi dầm : 36 m
- Số nhịp : 3
- Chiều dài toàn cầu : 108200 mm
- Chiều cao mỗi dầm : Chiều cao dầm được chọn từ chiều cao tối thiểu trong quy trình và theo kinh nghiệm thiết kế :

$$\begin{cases} d = 0.033L = 0.033 \times 35200 = 1161.60 \text{ mm} \\ H \geq 0.04L = 0.04 \times 35200 = 1400 \text{ mm} \\ H = (1/25) \times L \div (1/20)L = (1/25) \times 35200 \div (1/20) \times 35200 = 1400 \div 1760 \text{ mm} \end{cases}$$

Vậy chọn chiều cao dầm thép: 1200 mm.

Chiều cao dầm liên hợp: 1450 mm

- Bản mặt cầu dày : 200 mm
- Lớp phủ bản mặt cầu : 60 mm, lớp phòng nước 2mm
- Thanh và trụ lan can làm bằng thép M270 cấp 250 có cường độ chảy  $F_y=250\text{MPa}$ .

##### 1.1.2. Thiết kế thoát nước.

- Đường kính ống:  $D \geq 100\text{mm}$ . Diện tích ống thoát nước được tính trên cơ sở  $1\text{m}^2$  mặt cầu tương ứng với ít nhất  $1.5\text{cm}^2$  ống thoát nước. Khoảng cách ống tối đa 15m, chiều dài ống vượt qua đáy dầm 100mm.

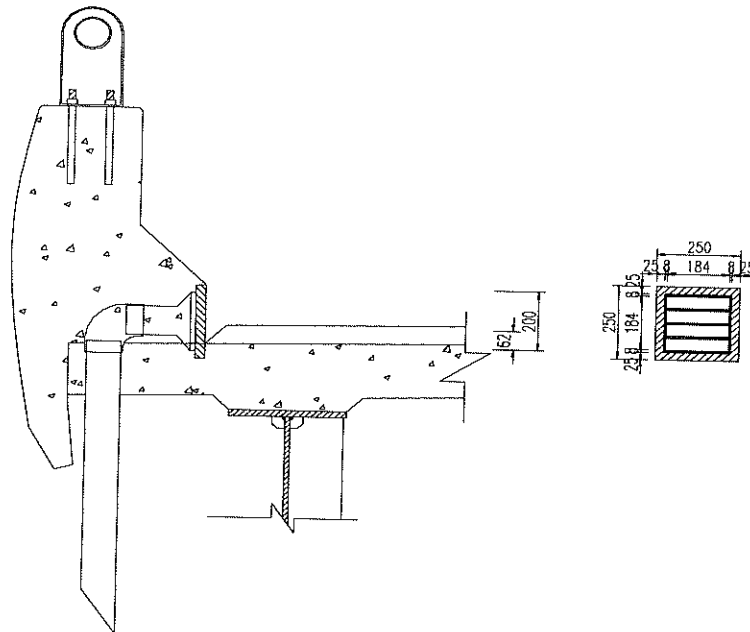
- Diện tích mặt cầu  $S=L \times B_{tc}=36 \times 9.5=342\text{m}^2$  vậy cần bố trí ít nhất  $513\text{cm}^2=51300\text{mm}^2$  ống thoát nước.

$$\Rightarrow A_{\text{ống}} = \frac{3.14 \times 100^2}{4} = 7850 \text{ mm}^2$$

Số ống cần thiết :

$$n = \frac{51300}{7850} = 6.00$$

Vậy ta chọn 12 ống, bố trí đối xứng 2 bên mỗi bên 6 ống, khoảng cách ống là 6m.



Hình 1.1 Chi tiết lưới chắn rác thoát nước

### 1.1.3. Lan can.

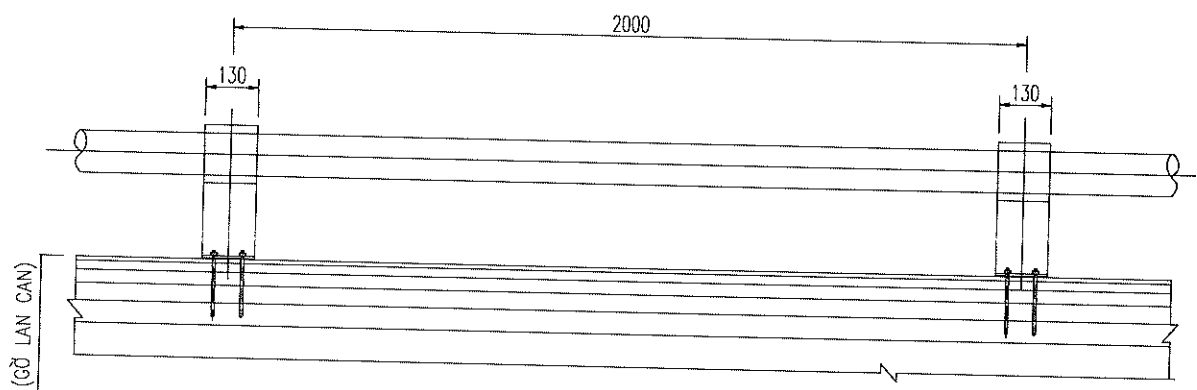
#### 1.1.3.1. Thanh lan can.

- Chọn thanh lan can thép ống đường kính ngoài  $D = 110$  mm và kính trong  $d = 100$  mm

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

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

- Thép cacbon số hiệu M270 cấp 250:  $f_y = 250$  Mpa

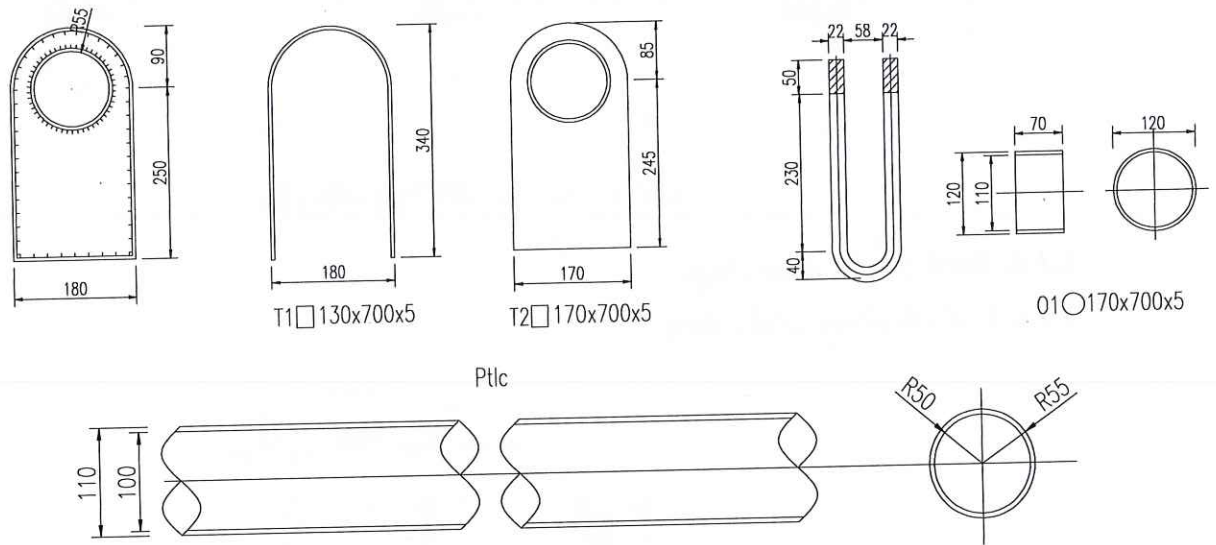


Hình 1.2 Kích thước thanh lan can.



1.1.3.2. Cột lan can.

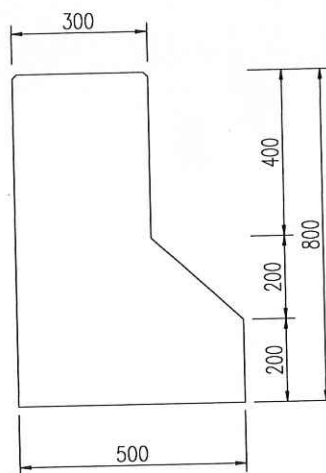
- Kích thước:



Hình 1.3. Kích thước cột lan can.

1.1.4. Lan can bê tông.

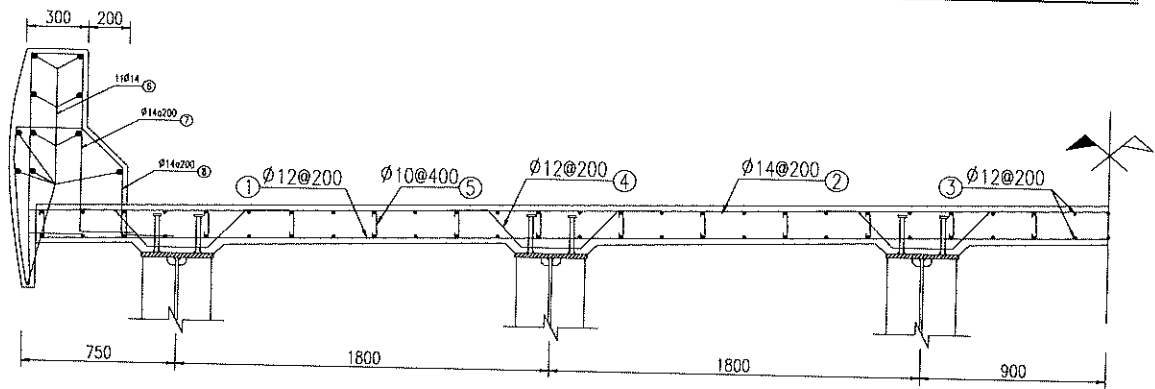
Chọn kích thước lan can bê tông như hình vẽ sau:



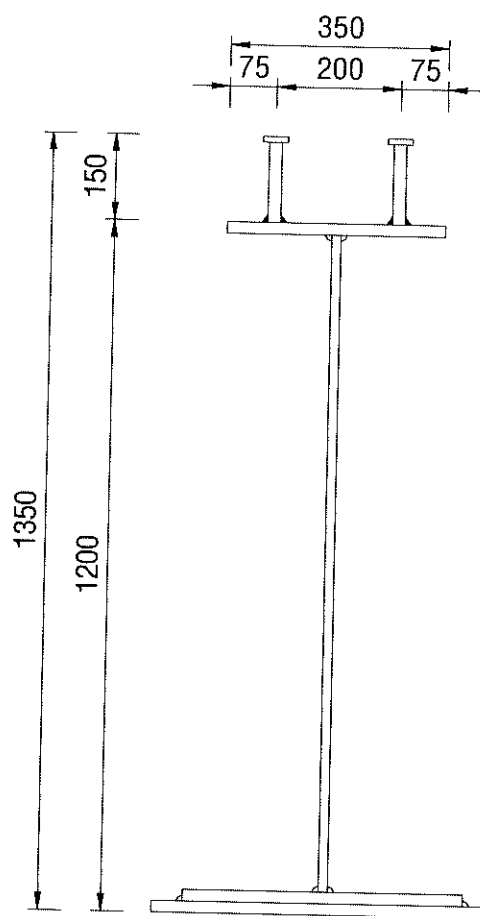
Hình 1.4: Kích thước lan can bê tông

1.1.5. Bản mặt cầu.

- Bản mặt cầu dày 200mm, lớp phủ dày 60mm, lớp phòng nước dày 2mm



Hình 1.5: Chi tiết bản mặt cầu

**1.1.6. Kích thước dầm thép:****1.1.6.1. Kích thước phần dầm**

Hình 1.6: Chi tiết phần dầm chủ.

**1.1.7. Khe co giãn.**

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

**1.1.8. Gối cầu.**

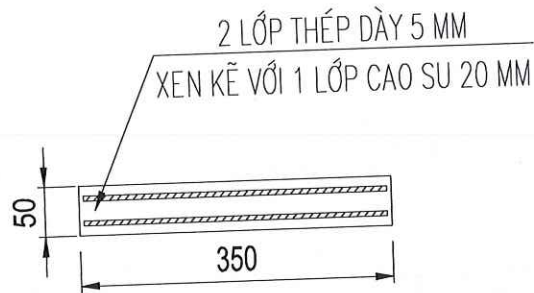
- Chọn gối cầu GCS120-100 theo công ty Cao su Hùng Vương- HRIC có các thông số như sau:

Chiều dài: 350mm

Chiều rộng: 350mm

Chiều cao: 50mm

Có 2 lớp thép dày 5mm xen kẽ với 1 lớp cao su 20mm.



Hình 1.7. Chi tiết gối cao su bản thép.

**1.1.9. Đá kê gối.**

- Tạo độ dốc ngang cầu 2% bằng đá kê gối

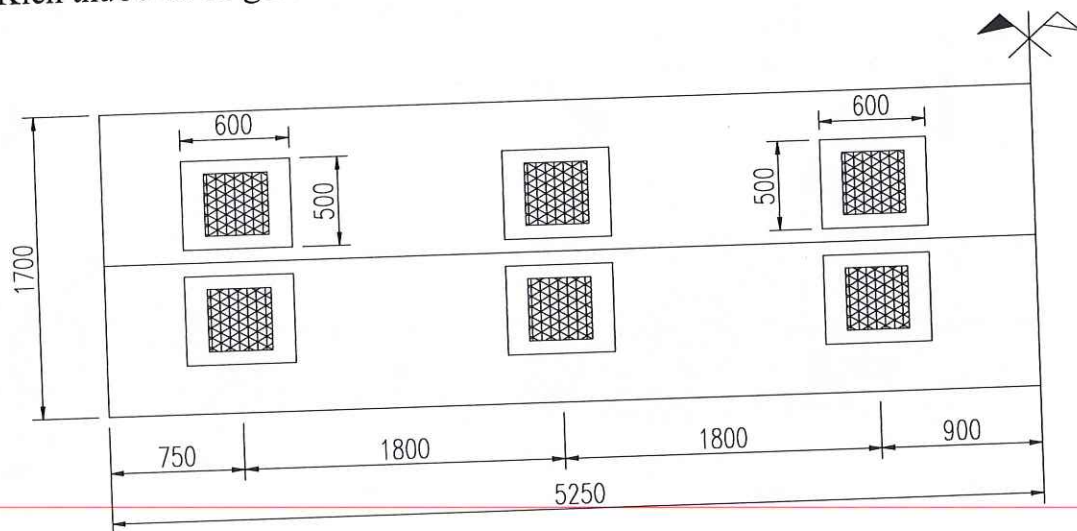
+ Gối 1: 100mm

+ Gối 2:  $100 + 2\%S = 100 + 2\% \times 1800 = 136$  mm

+ Gối 3:  $146 + 2\%S = 136 + 2\% \times 1800 = 172$  mm

+ Các gối còn lại đối xứng

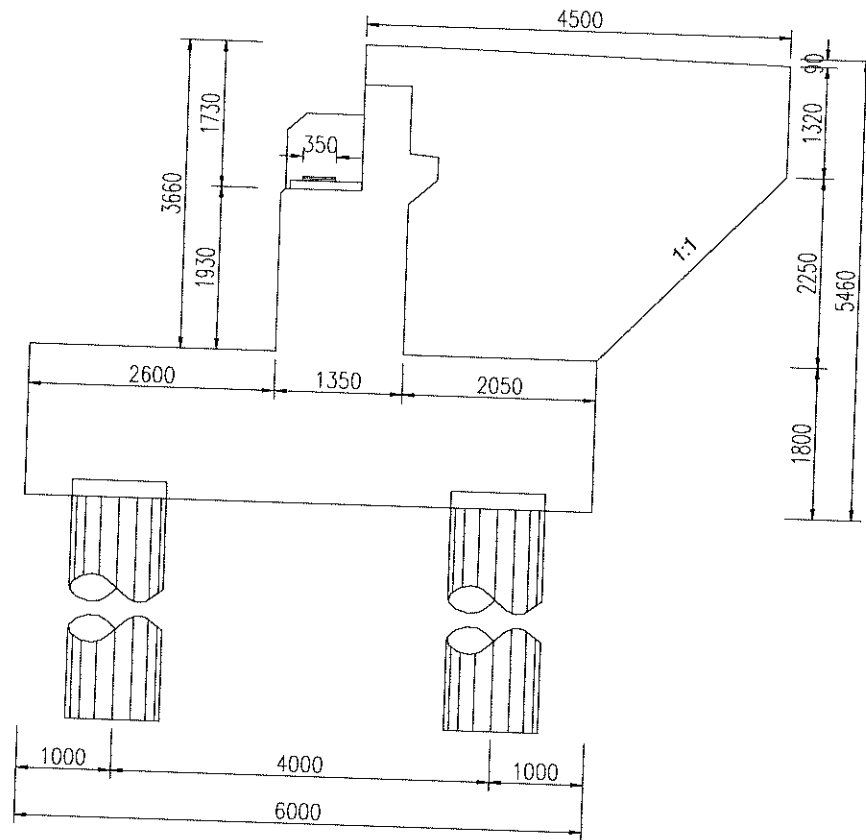
- Kích thước đá kê gối: 600x500 mm



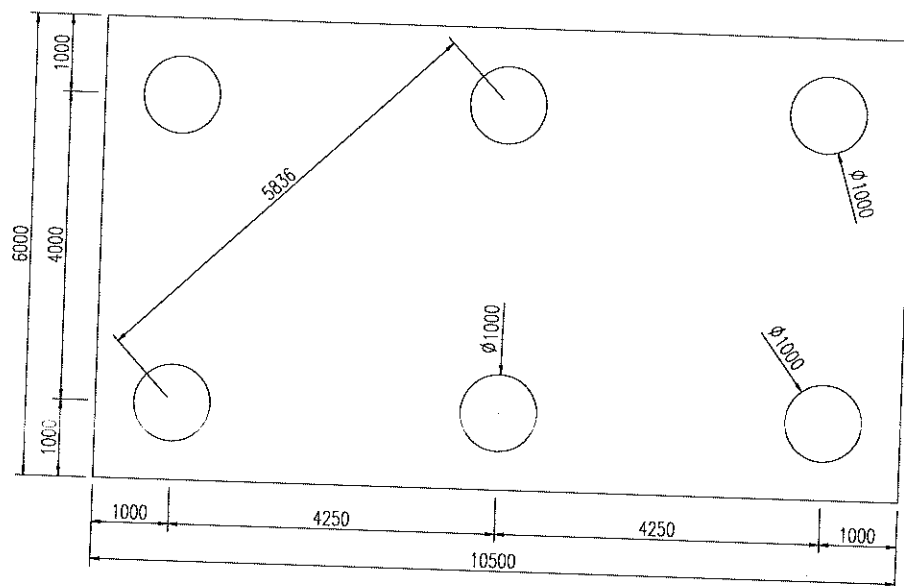
Hình 1.8. Chi tiết đá kê gối mô cầu.

**1.1.10. Mố cầu:**

- Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 40.2m.

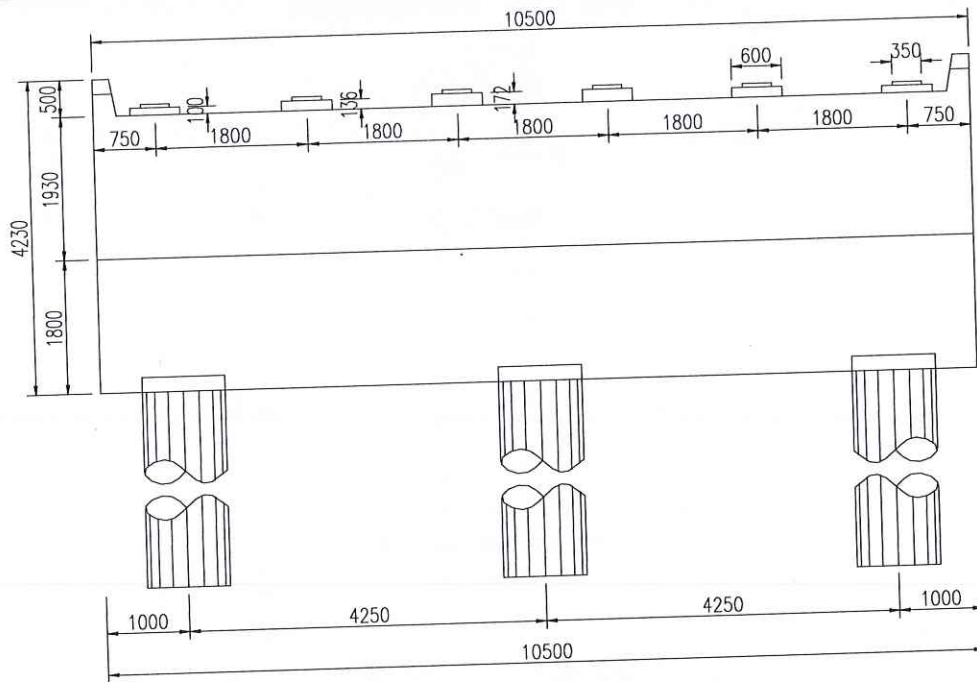


Hình 1.9. Mặt bên mố



Hình 1.10. Mặt bằng cọc mố

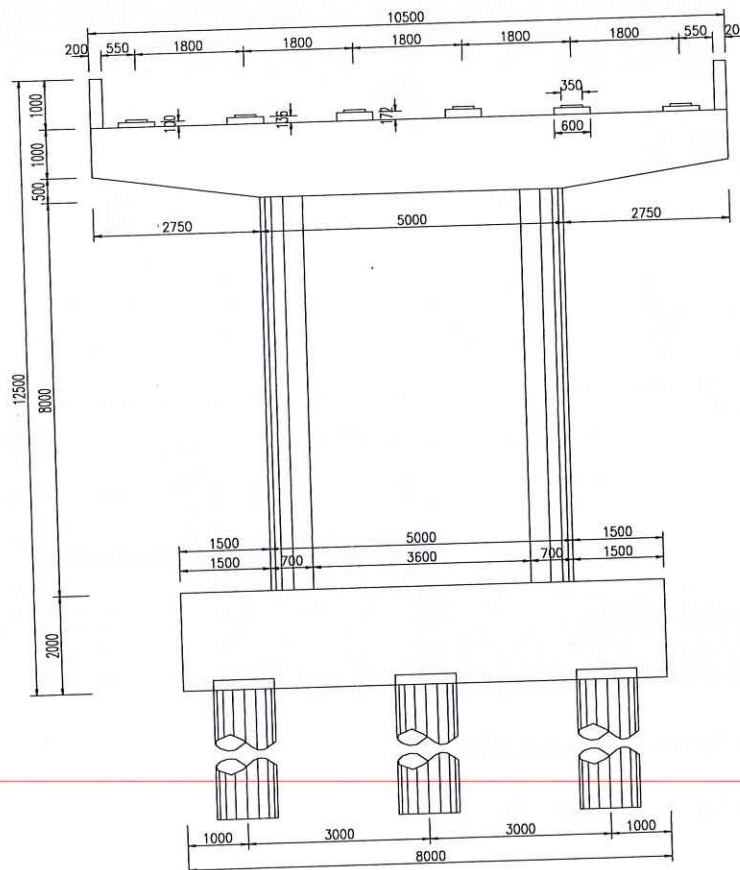




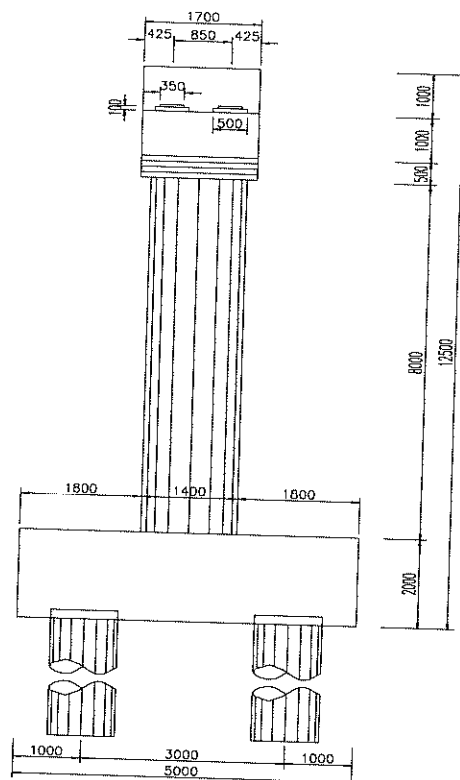
Hình 1.11. Mặt ngang mố

**1.1.11. Trụ cầu:**

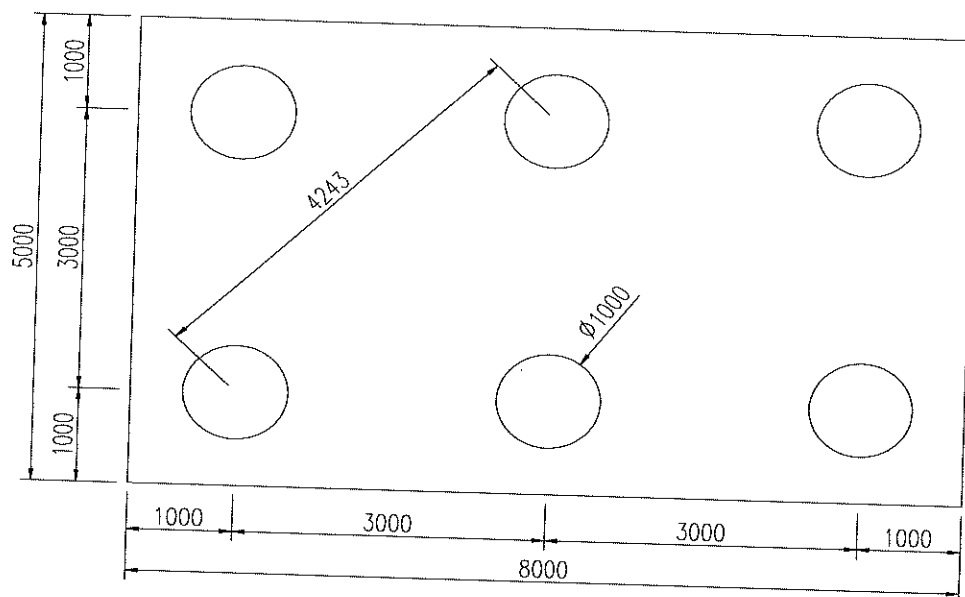
- Trụ cầu là trụ làm bằng bê tông cốt thép, thân hẹp
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 43.2m.



Hình 1.12. Mặt ngang trụ



Hình 1.13. Mặt bên trụ



Hình 1.14. Mặt bằng cọc trụ

### 1.1.12. Cấu tạo móng.

- Chọn chiều cao móng trụ là 2 m, mố là 1.8m.
- Kích thước bề móng như sau :
  - + Móng trụ : BxH= 8x5 m

+ Móng móng : BxH= 10.5x6m

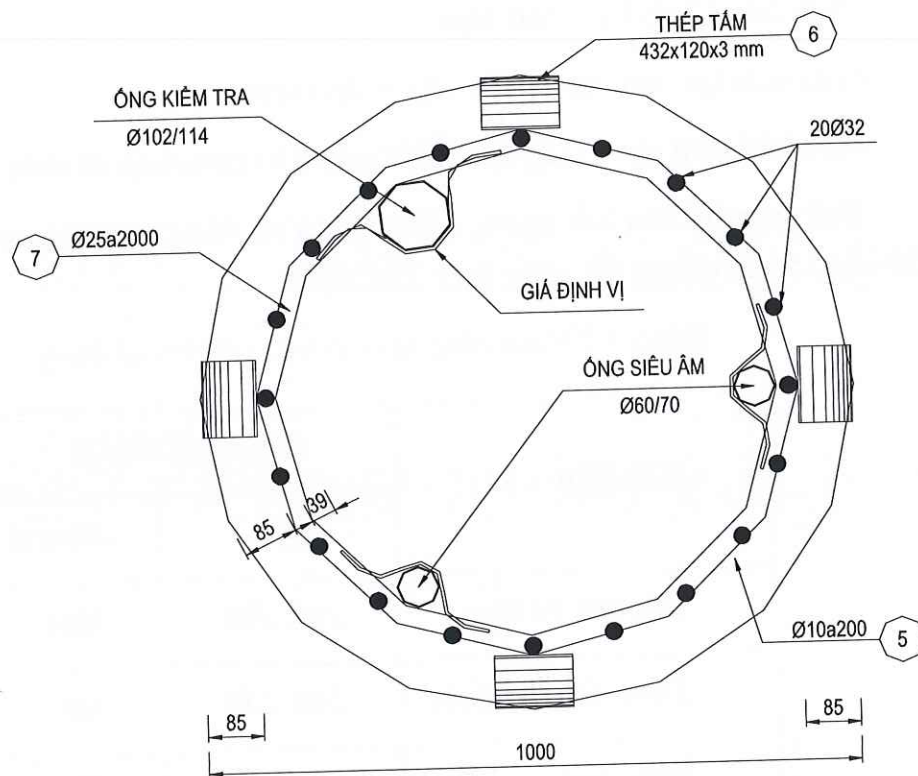
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc là 52.00m.

- Móng móng là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 50.00m.

### 1.1.13. . Cọc khoan nhồi.

- Chọn cọc khoan nhồi có chiều dài 40m, đường kính cọc 1m. Chiều dài đoạn cọc ngàm vào bê 1.0m, đoạn đập đầu cọc 0.2 m

- Bố trí 20 cây thép  $\phi 32$  nên đoạn nối cọc  $30d = 960\text{mm}$ .



Hình 1.15. Chi tiết mặt cắt ngang cọc

## 1.2. Vật liệu sử dụng.

### 1.2.1. Đối với bê tông:

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

Bảng 1.1 Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng.

| Cấu kiện | Cường độ bê tông $f_c$ |        |
|----------|------------------------|--------|
|          | $f_c$                  | Đơn vị |

|                 |    |     |
|-----------------|----|-----|
| Lan can bê tông | 30 | Mpa |
| Bản mặt cầu     | 30 | Mpa |
| Mố và bệ mố     | 30 | Mpa |
| Trụ và bệ trụ   | 30 | Mpa |
| Cọc khoan nhồi  | 30 | Mpa |

**1.2.2. Đối với thép:**

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

Bảng 1.2 Bảng tổng hợp số liệu vật liệu sử dụng.

| Cấu kiện         | Cường độ thép $f_y$ |        |
|------------------|---------------------|--------|
|                  | $f_y$               | Đơn vị |
| Lan can bê tông  | 240, 280            | Mpa    |
| Dầm, Bản mặt cầu | 280, 250            | Mpa    |
| Mố - Trụ         | 280                 | Mpa    |
| Cọc khoan nhồi   | 280                 | Mpa    |

**1.3. Tổng hợp khối lượng các hạng mục chính.**

| STT      | Hạng mục công trình      | Đơn vị            | Khối lượng |
|----------|--------------------------|-------------------|------------|
| <b>I</b> | <b>Kết cấu phần trên</b> |                   |            |
| 1        | Thép dầm chủ             | tấn               | 224.328    |
| 2        | Thép dầm ngang           | tấn               | 30.78      |
| 4        | Bê tông lan can          | m <sup>3</sup>    | 48.608     |
| 5        | Bê tông bản liên hợp     | m <sup>3</sup>    | 242.048    |
| 6        | Bê tông nhựa mịn         | 100m <sup>2</sup> | 9.424      |



|            |                                        |       |         |
|------------|----------------------------------------|-------|---------|
| 7          | Lớp phòng nước                         | m2    | 942.4   |
| 8          | Cốt thép thường dầm ngang              | Tấn   | 9.234   |
| 9          | Cốt thép bản liên hợp                  | Tấn   | 24.205  |
| 11         | Cốt thép lan can bê tông               | Tấn   | 9.722   |
| 12         | Cốt thép dầm chủ                       | Tấn   | 67.298  |
| 13         | Cột lan can tay vịn                    | Tấn   | 3.2     |
| 14         | Cột điện cao áp                        | Cái   | 24      |
| 15         | Gối cao su                             | Cái   | 36      |
| 16         | Khe co giãn loại nhỏ                   | m     | 48.8    |
| 17         | Hệ thống thoát nước                    | Bộ    | 36      |
| <b>II</b>  | <b>Kết cấu phần dưới</b>               |       |         |
| 1          | Chiều dài cọc                          | m     | 972     |
| 2          | Bê tông móng                           | m3    | 257.363 |
| 3          | Bê tông trụ                            | m3    | 354.65  |
| 4          | Cốt thép móng (100Kg/1m <sup>3</sup> ) | Tấn   | 25.736  |
| 5          | Cốt thép trụ (150Kg/1m <sup>3</sup> )  | Tấn   | 53.198  |
| <b>III</b> | <b>Kết cấu phần đường 2 đầu cầu</b>    |       |         |
| 1          | Đất đắp sau móng                       | m3    | 2903.6  |
| 2          | Hệ lan mềm                             | Tấn   | 4.4     |
| 3          | Bê tông nhựa hạt mịn                   | 100m2 | 6.46    |
| 4          | Bê tông nhựa hạt thô                   | 100m2 | 6.46    |
| 5          | Cấp phối đá dăm loại 1                 | 100m3 | 2.261   |

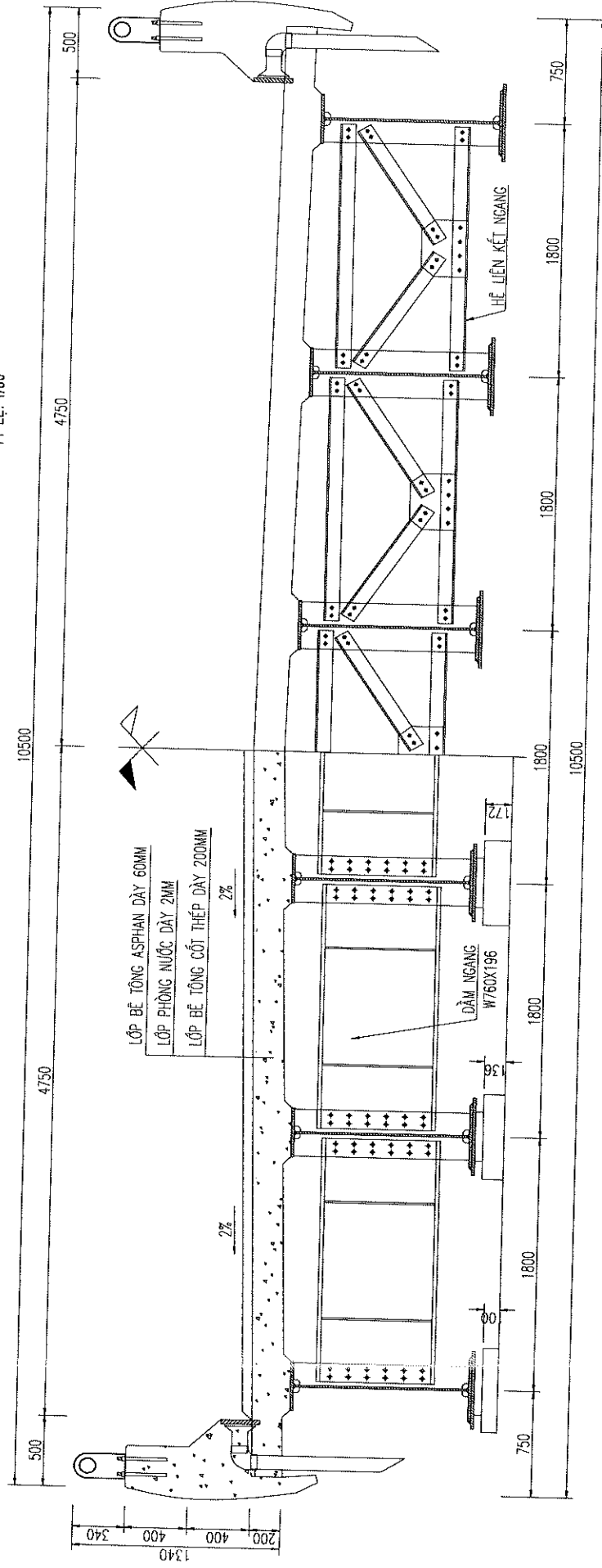
#### 1.4. Giải pháp kết cấu.

1/2 MẶT CẮT NGANG ĐẦU DẦM

TỶ LỆ: 1/30

1/2 MẶT CẮT NGANG GIỮA DẦM

TỶ LỆ: 1/30



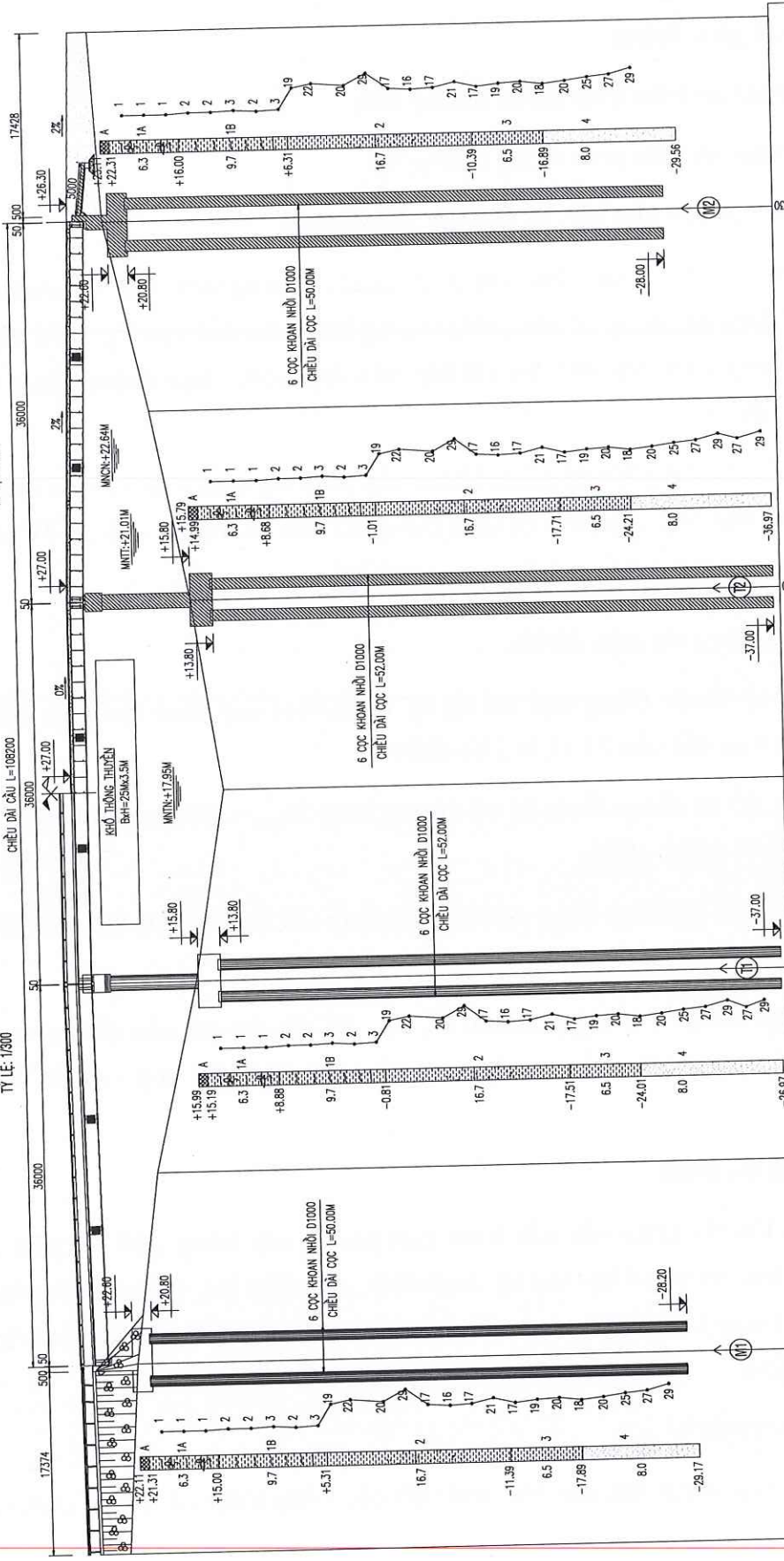
Hình 1.16. Chi tiết mặt cắt ngang cầu

1/2 MẶT CẮT DỌC CẦU

TỶ LỆ: 1/300

CHIỀU DÀI CẦU  $L=108200$

11 37 1/3



| TÊN CỘC |                 | C3    | C4    | C5    | C6    | C7    | C8    | C9    |
|---------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 13      | CAO BỘ THIẾT KẾ | 23,16 |       |       |       |       |       | 24,16 |
|         | BỘ ĐỐC ĐỌC      | 22,11 | 15,99 | 13,22 | 15,79 | 19,20 | 23,11 | 24,16 |
|         | CAO BỘ TỰ NHIÊN | 18,00 | 18,00 | 18,00 | 18,00 | 18,00 | 18,00 | 18,00 |
|         | KHOẢNG CÁCH LỀ  | 19,90 | 54,00 | 54,00 | 54,00 | 54,00 | 54,00 | 54,00 |
|         |                 | 26,30 | 27,00 | 27,00 | 27,00 | 27,00 | 27,00 | 27,00 |

Hình 1.17. Chi tiết mặt cắt dọc cầu

**1.5. Phương án thi công chủ đạo****1.5.1. Tổ chức thi công**

- Đảm bảo giao thông
- + Biện pháp an toàn giao thông đường thủy
- + Biện pháp an toàn giao thông đường bộ
- Yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển
- + Đối với bê tông nhựa: Theo qui trình thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa 22 TCN-249-98, dùng bê tông nhựa nóng hạt trung đối với lớp dưới dày 7cm và bê tông nhựa nóng chặt, hạt nhỏ đối với lớp trên dày 5cm, nhựa đường dùng loại có trị số độ kim lún 60/70.
- + Đối với cấp phối đá dăm: Dùng cấp phối đá dăm loại 1, theo quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN-252-98.
- + Đối với nhựa dính bám: Dùng nhựa pha dầu.
- + Cát đắp: dùng cát mịn trở lên.
- + Vải địa kỹ thuật: Dùng loại vải địa kỹ thuật theo quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22 TCN 262-2000.
- + Đá dăm đổ bê tông: dùng đá có đường kính  $D_{\max} = 2.5\text{cm}$  phù hợp với TCVN 1771-86 và TCVN 4453-1995.
- + Cát dùng cho bê tông: dùng cát sông phù hợp với TCVN 770-86 và TCVN 4453-1995.
- + Xi măng: dùng xi măng portland PC40 – PC50 cho kết cấu dầm chủ, PC – 30 cho kết cấu mô trụ và các phần còn lại của kết cấu nhịp, phù hợp với TCVN 2682 - 1992.
- Mặt bằng thi công
- + Trước khi thi công cần tiến hành giải phóng mặt bằng, giải tỏa nhà cửa, các công trình kiến trúc và cơ sở hạ tầng kỹ thuật khác như điện lực, thông tin liên lạc... Đây là 1 bước quan trọng và rất phức tạp cần thực hiện trước tiên và nên kết thúc trước khi thi công công trình.
- Công tác chuẩn bị
- +Thu dọn mặt bằng sau giải tỏa, tháo dỡ các công trình cũ để lại, chặt cây, đào gốc...
- +Khôi phục cọc, chuẩn bị đường công vụ, xây dựng nhà xưởng, bố trí các bãi tập kết vật liệu, mặt bằng công trường, cung cấp điện, nước...



**1.5.2. Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT**

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

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

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

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

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

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

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

❖ Công tác thử cọc

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

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

**1.5.3. Thi công trụ, móng T1, M1****1.5.3.1. Thi công móng:**

- Đổ bê tông bệ móng

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

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

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

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

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

+ Đổ bê tông thân móng

+ Đổ bê tông tường đỉnh

+ Hoàn thiện móng

#### 1.5.3.2. Thi công trụ:

- Công tác thi công móng, bệ trụ

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

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

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

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

+ Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.

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

+ Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.

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

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

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

- Công tác thi công thân trụ

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

+ Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.

+ Dùng xe cầu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.

+ Dùng cầu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.

+ Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận tiện cho việc thi công và lắp đặt cốp pha đợt sau.

+ Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.

+ Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.

+ Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông, mỗi đợt thân cao 4m).

- + Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.
- + Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.
- + Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.
- + Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.
- + Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).
- + Vệ sinh cốp pha, tra dầu để chống dính với bê tông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.
- + Lắp lại trình tự thi công như đốt thân trụ thứ hai, và lắp đặt các ống ti lớn để chờ thi công xà mũ.
- + Trắc đạc điểm dừng khớp nối thân trụ với xà mũ.
- + Vệ sinh khu vực bên trong thân trụ.
- + Tiến hành tưới nước, bơm bê tông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 2%
- + Khi bê tông đủ cường độ (khoảng 3 ngày sau) tháo cốp pha.
- Thi công xà mũ
- + Tiến hành cắt uốn, bo cốt thép, bố trí các thành giằng.
- + Lắp đặt conxon chữ A vào ti thép đã chờ ở phần thân trụ.
- + Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.
- + Vệ sinh các cốp pha, tra dầu lên cốp pha để không dính với bê tông.
- + Lắp đặt cốp pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cầu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.
- + Trắc đạc, lấy hướng, cự li, cao độ.
- + Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.
- + Lồng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan cẩu lồng thép, bấy vào đúng vị trí thiết kế.
- + Lắp đặt các cốp pha bên còn lại. Dùng thước thủy cân chỉnh cốp pha thẳng đứng.
- + Sau đó hàn các cốp pha lại, dùng các thanh thép chống cốp pha nhằm cố định cốp pha và cũng hàn lại.
- + Trắc đạc lấy vị trí tim gối và tim xà mũ, dùng dây kéo thẳng để xác định vị trí đường tim gối. Xác định cao độ đổ bê tông.

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

+ Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.

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

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

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

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

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

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

+ Kiểm tra toàn diện.

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

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

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

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

Công nghệ thi công dầm bản rộng

#### **1.5.4. Trình tự thi công kết cấu nhịp:**

##### **Bước 1: Vận chuyển dầm tới công trường**

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

##### **Bước 2: Lắp đặt dầm**

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



**1.5.5. Công tác khe co giãn**

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

**1.5.6. Thi công lan can, lớp phủ**

- Bước 1 : Thi công lan can:
  - + 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.
- 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...

**1.5.7. 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...

## CHƯƠNG 2 : THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN 2

### CẦU DÀM BẢN NHỊP CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC

#### TIẾT DIỆT I CĂNG TRƯỚC

#### 2.1. Số liệu ban đầu

##### 2.1.1. Chọn sơ bộ kết cấu nhịp:

- Tải trọng thiết kế: 0.65xHL93
- Sông cấp V: Khổ thông thuyền BxH= 25x3.5 m
- Mặt cắt ngang kết cấu nhịp: 6 dầm
- Khoảng cách giữa các dầm: 1800 mm
- Chiều dài mỗi dầm: 36 m
- Số nhịp: 3
- Chiều dài toàn cầu: 108200 mm
- Chiều cao mỗi dầm: 1300 mm
- Bản mặt cầu dày: 200 mm
- Lớp phủ bản mặt cầu: 60 mm, lớp phòng nước 2mm
- Thanh và trụ lan can làm bằng thép M270 cấp 250 có cường độ chảy  $F_y=250\text{MPa}$ .

##### 2.1.2. Thiết kế thoát nước.

- Đường kính ống:  $D \geq 100\text{mm}$ . Diện tích ống thoát nước được tính trên cơ sở  $1\text{m}^2$  mặt cầu tương ứng với ít nhất  $1.5\text{cm}^2$  ống thoát nước. Khoảng cách ống tối đa 15m, chiều dài ống vượt qua đáy dầm 100mm.

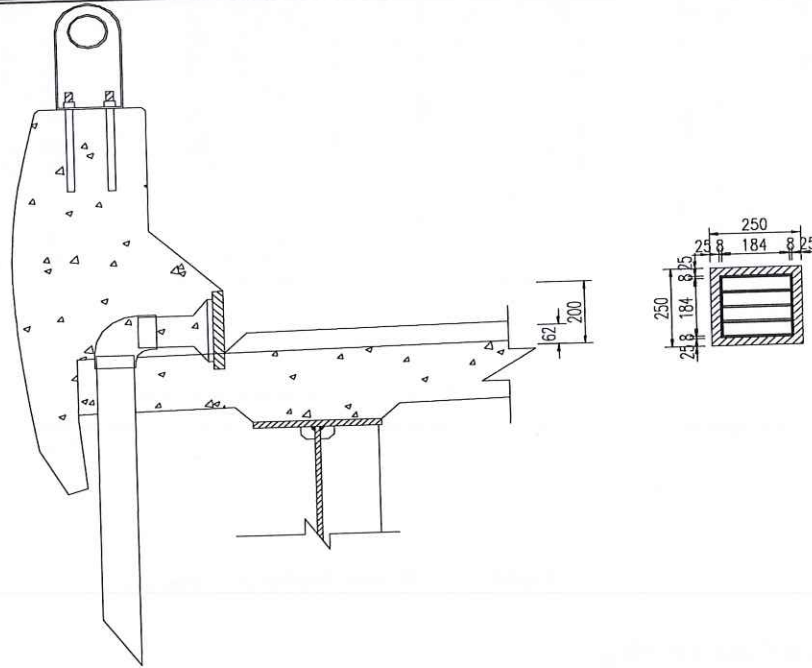
- Diện tích mặt cầu  $S=LxB_{tc}=36 \times 9.5=342\text{m}^2$  vậy cần bố trí ít nhất  $513\text{cm}^2 = 51300\text{mm}^2$  ống thoát nước.

$$\Rightarrow A_{\text{ống}} = \frac{3.14 \times 100^2}{4} = 7850\text{mm}^2$$

Số ống cần thiết :

$$n = \frac{51300}{7850} = 6.00$$

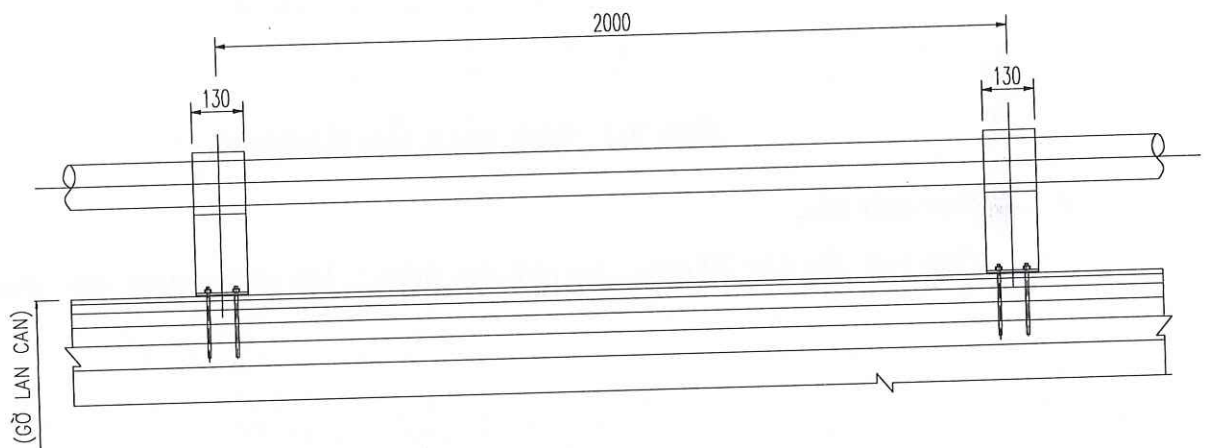
Vậy ta chọn 12 ống, bố trí đối xứng 2 bên mỗi bên 6 ống, khoảng cách ống là 6m.



Hình 2.1. Chi tiết lưới chắn rác thoát nước

**2.1.3. Lan can.****2.1.3.1. Thanh lan can.**

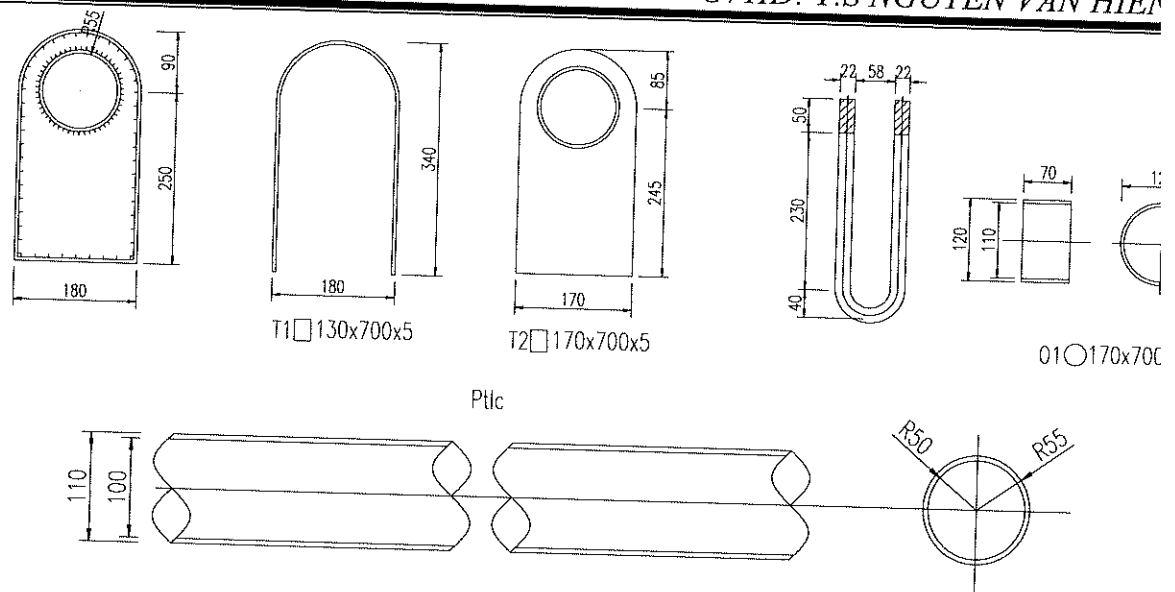
- Chọn thanh lan can thép ống đường kính ngoài  $D = 110$  mm và kính trong  $d = 100$  mm.
- Khoảng cách 2 cột lan can là:  $L = 2000$  mm.
- Khối lượng riêng thép lan can:  $\gamma_s = 7.85 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$ .
- Thép cacbon số hiệu M270 cấp 250:  $f_y = 250 \text{ Mpa}$ .



Hình 2.2. Kích thước thanh lan can.

**2.1.3.2. Cột lan can.**

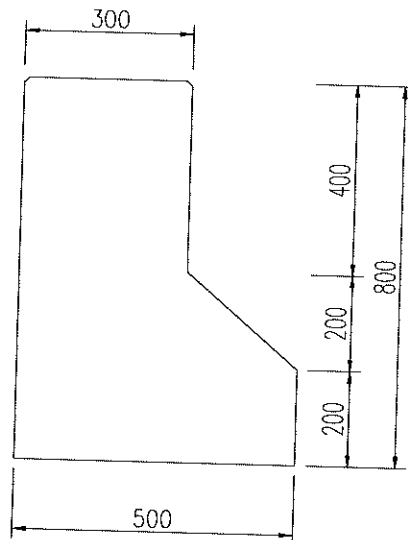
- Kích thước:



Hình 2.3. Kích thước cột lan can.

## 2.1.3.3. Lan can bê tông.

Chọn kích thước lẻ bộ hành như hình vẽ sau:

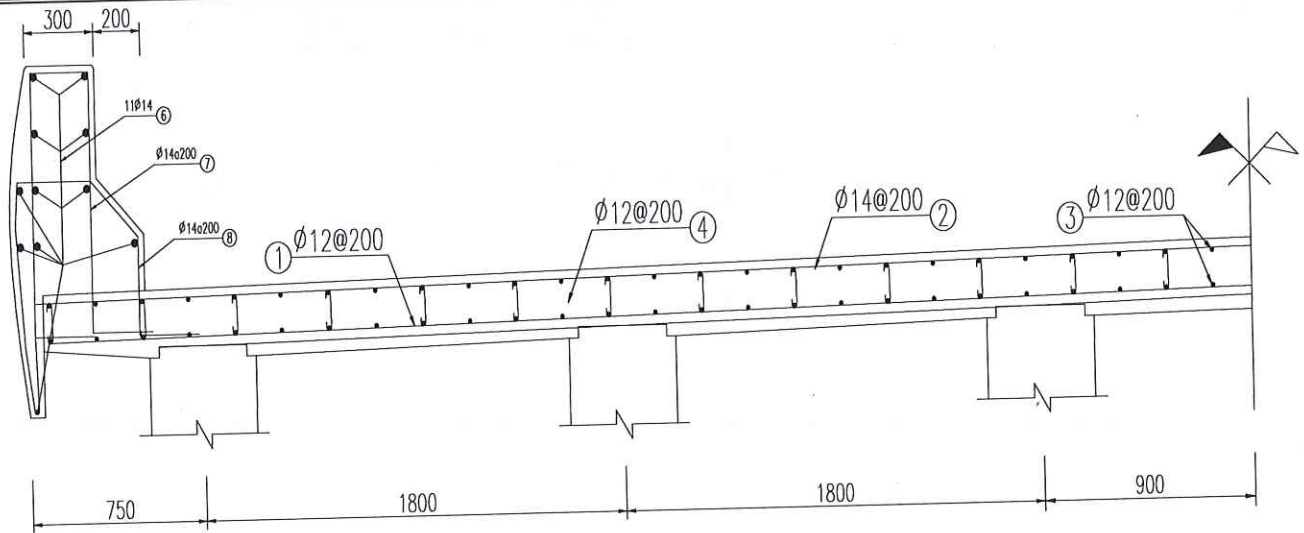


Hình 2.4: Kích thước tấm lẻ bộ hành

## 2.1.4. Bản mặt cầu.

- Bản mặt cầu dày 200mm, lớp phủ dày 60mm, lớp phòng nước dày 2mm





Hình 2.5: Chi tiết bản mặt cầu

**2.1.5. Dầm :****2.1.5.1. Kích thước phần dầm**

Chiều dày bản cánh:  $h_f = 190 \text{ mm}$

Chiều cao dầm  $h = 1300 \text{ mm}$

Chiều rộng bầu:  $b_b = 610 \text{ mm}$

Chiều cao bầu:  $h_b = 200 \text{ mm}$

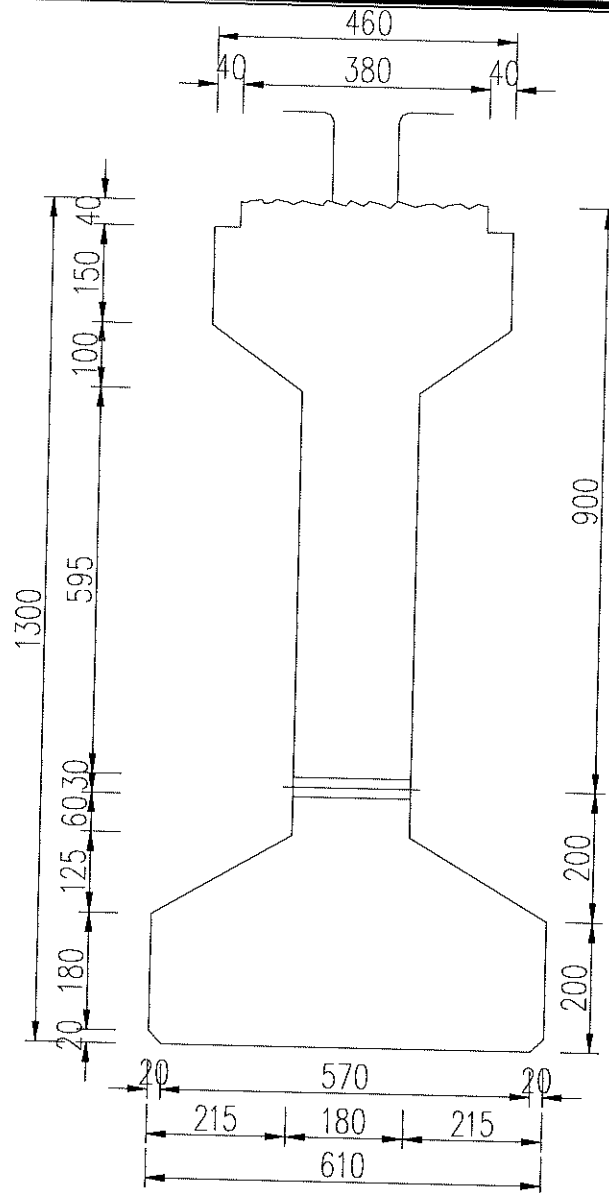
Chiều rộng sườn:  $b_w = 180 \text{ mm}$

Chiều rộng vát cánh:  $b_{vc} = 140 \text{ mm}$

Chiều cao vát cánh:  $h_{vc} = 100 \text{ mm}$

Chiều rộng vút bầu:  $b_{vb} = 215 \text{ mm}$

Chiều cao vút bầu:  $h_{vb} = 125 \text{ mm}$



Hình 2.6: Chi tiết phần dầm chủ.

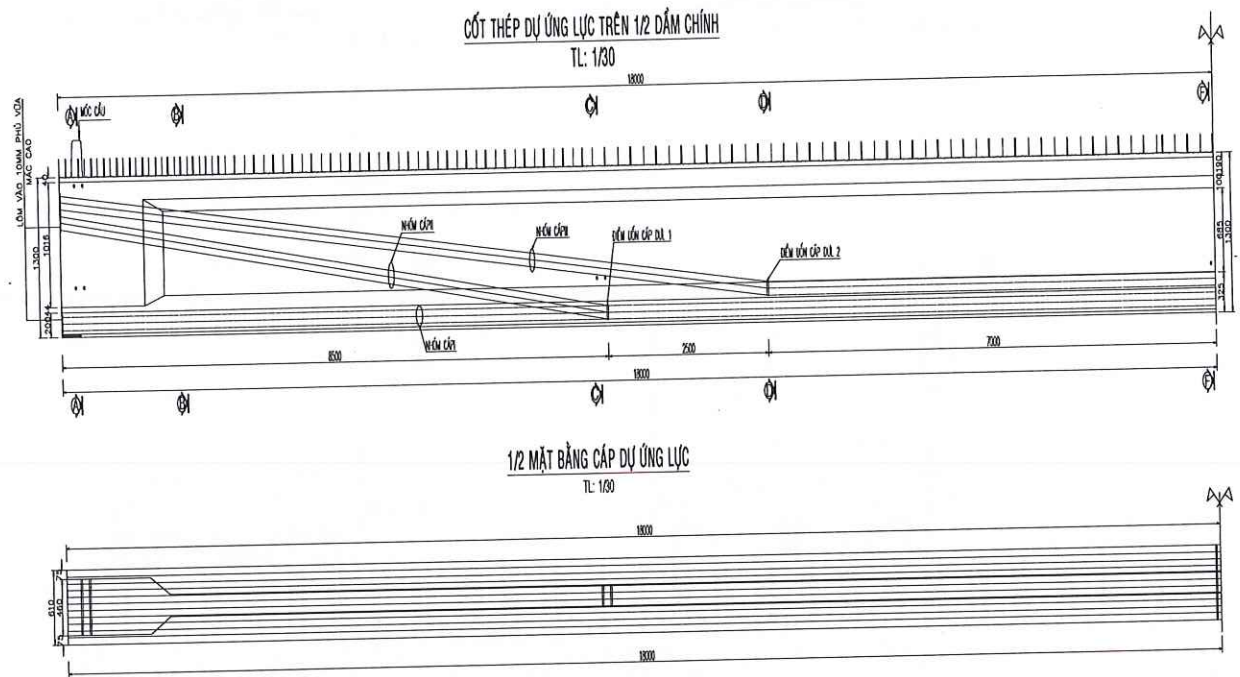
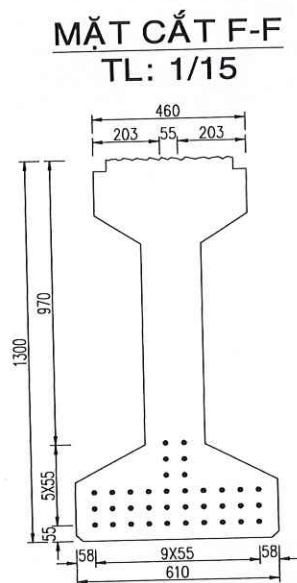
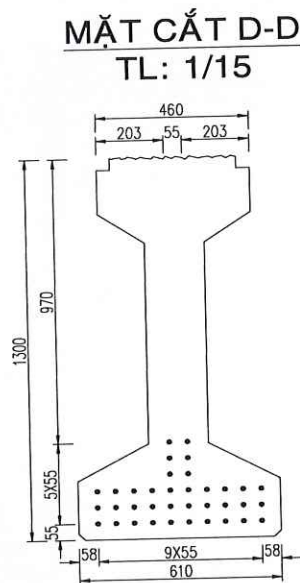
## 2.1.5.2. Cáp dự ứng lực.

Theo catalog của hãng VLS ứng với loại cáp 15.2mm ta có:

- + Đường kính danh định  $D = 15.2 \text{ mm}$
- + Diện tích danh định:  $A_p = 140 \text{ mm}^2$
- + Cường độ kéo đứt:  $f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$
- + Mô đun đàn hồi:  $E_{ps} = 197000 \text{ Mpa}$
- + Cường độ chảy dẻo:  $f_{py} = 0.75 \times f_{pu} = 0.75 \times 1860 = 1395 \text{ Mpa}$

Chọn sơ bộ 36 tao cáp.

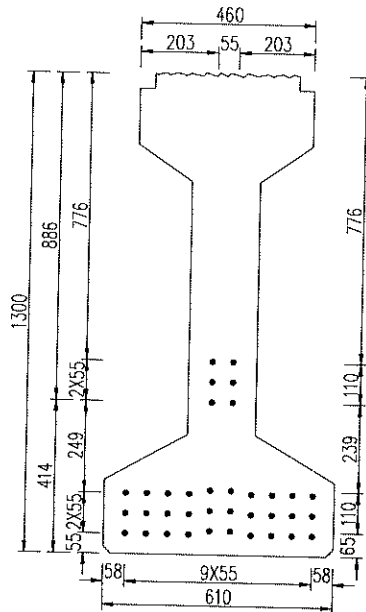
Sơ đồ bố trí cáp dự ứng lực:



Hình 2.7. Bố trí cáp mặt cắt F-F, D-D

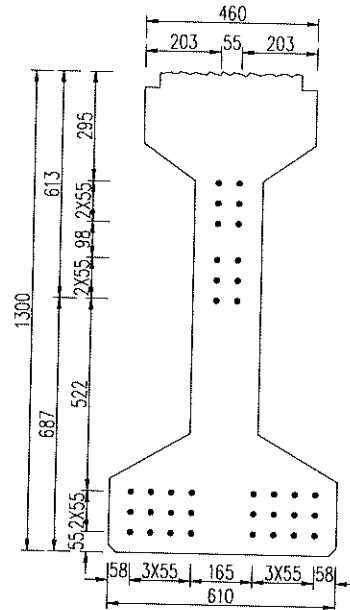
**MẶT CẮT C-C**

TL: 1/15



MẶT CẮT B-B

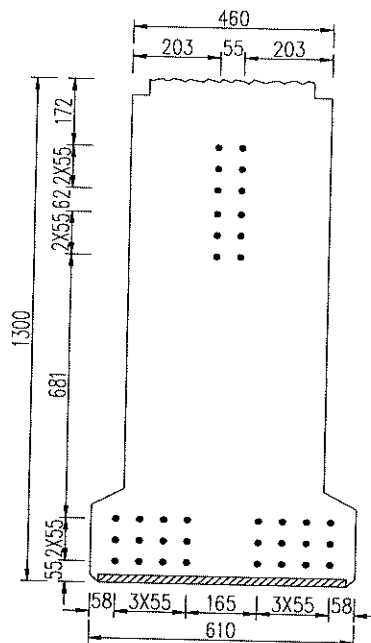
TL: 1/15



Hình 2.8. *Bố trí cáp mặt cắt C-C, B-B*

MẶT CẮT A-A

TL: 1/15



Hình 2.9. Bố trí cáp mặt cắt A-A

### 2.1.6. Khe co giãn.

- Chọn khoảng hở giữa 2 đầu dầm và giữa dầm với tường đỉnh mố là 50mm.
- Ta lực chọn khe co giãn dạng ray. Vì nó có nhiều ưu điểm hơn các dạng khe co giãn cao su thường dùng. Chịu được tải trọng lớn, tạo sự êm thuận trong quá trình khai



thác, giảm được các hiện tượng bong tróc, hư hỏng khe co giãn ảnh hưởng đến quá trình khai thác.

### 2.1.7. Gối cầu.

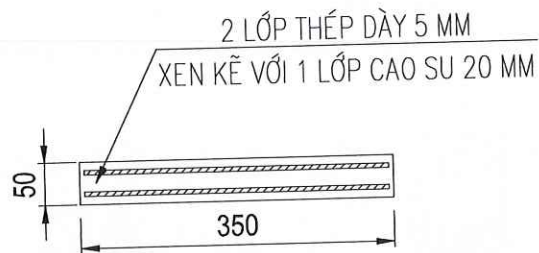
- Chọn gối cầu GCS120-100 theo công ty Cao su Hùng Vương- HRIC có các thông số như sau:

Chiều dài: 350mm

Chiều rộng: 350mm

Chiều cao: 50mm

Có 2 lớp thép dày 5mm xen kẽ với 1 lớp cao su 20mm.



Hình 2.10. Chi tiết gối cao su bản thép.

### 2.1.8. Đá kê gối.

Tạo độ dốc ngang cầu 2% bằng đá kê gối

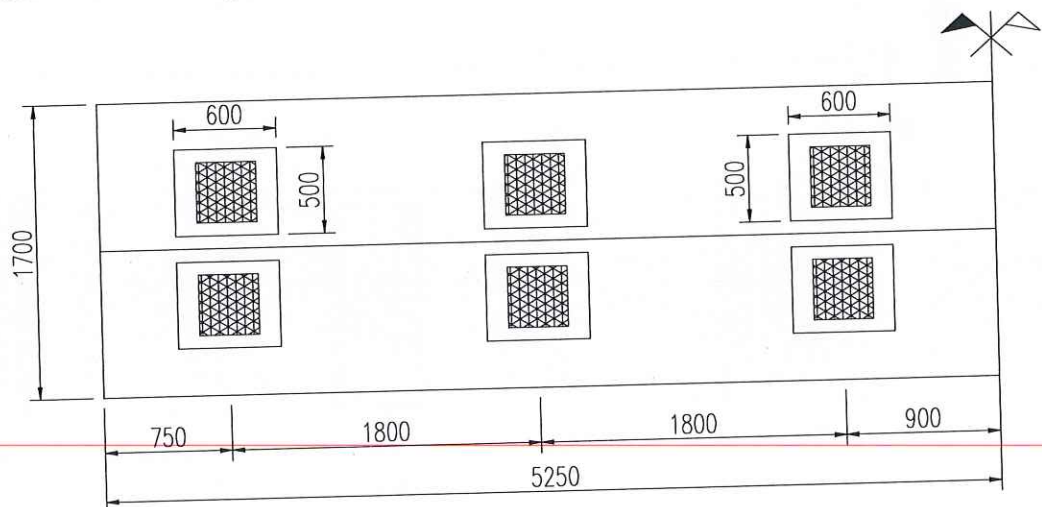
+ Gối 1: 100mm

+ Gối 2:  $100 + 2\%S = 100 + 2\% \times 1800 = 136 \text{ mm}$

+ Gối 3:  $146 + 2\%S = 136 + 2\% \times 1800 = 172 \text{ mm}$

+ Các gối còn lại đối xứng

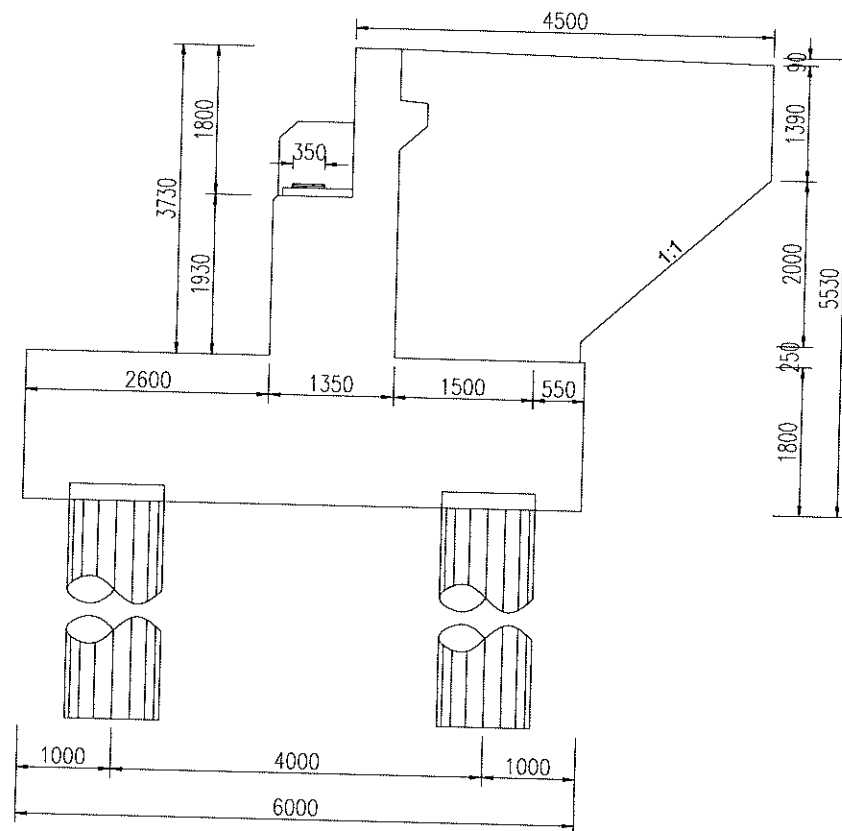
- Kích thước đá kê gối: 600x500 mm



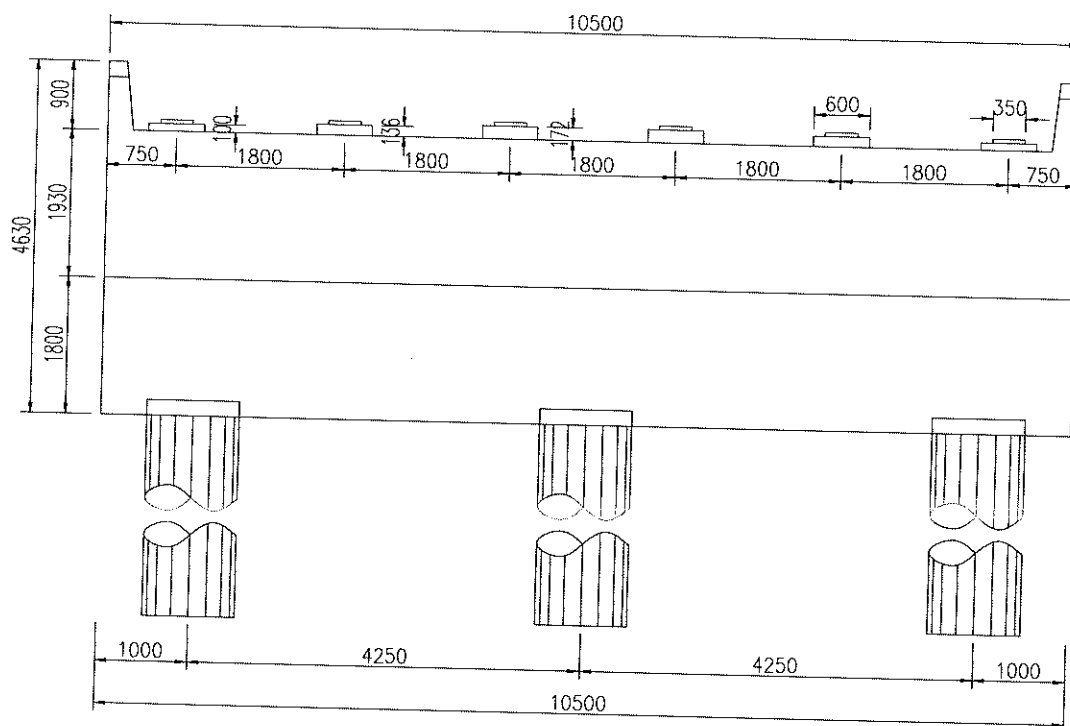
Hình 2.11. Chi tiết đá kê gối mố cầu.

**2.1.9. Mố cầu:**

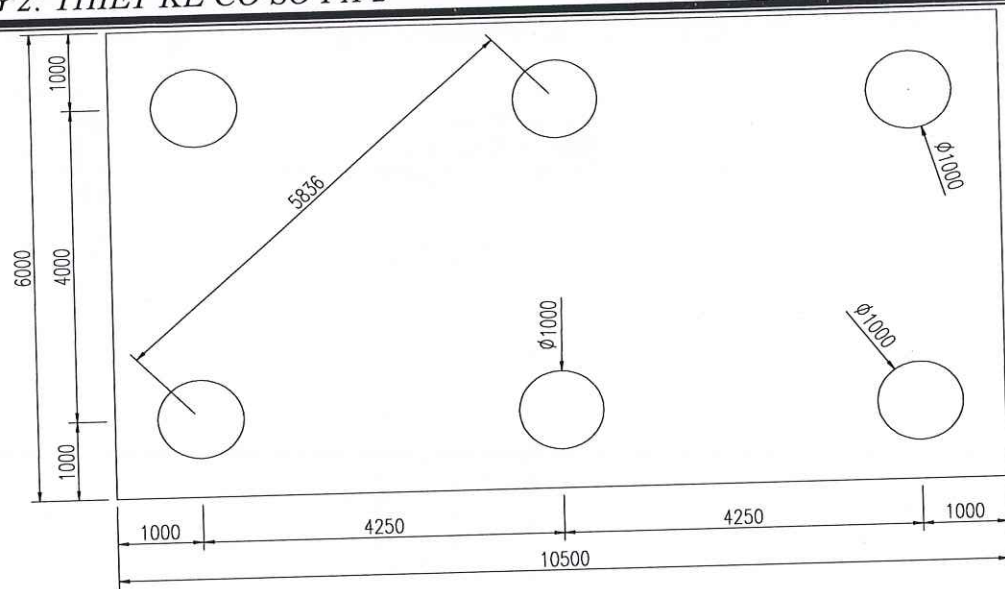
- Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 50.00m.



Hình 2.12. Mặt bên mố



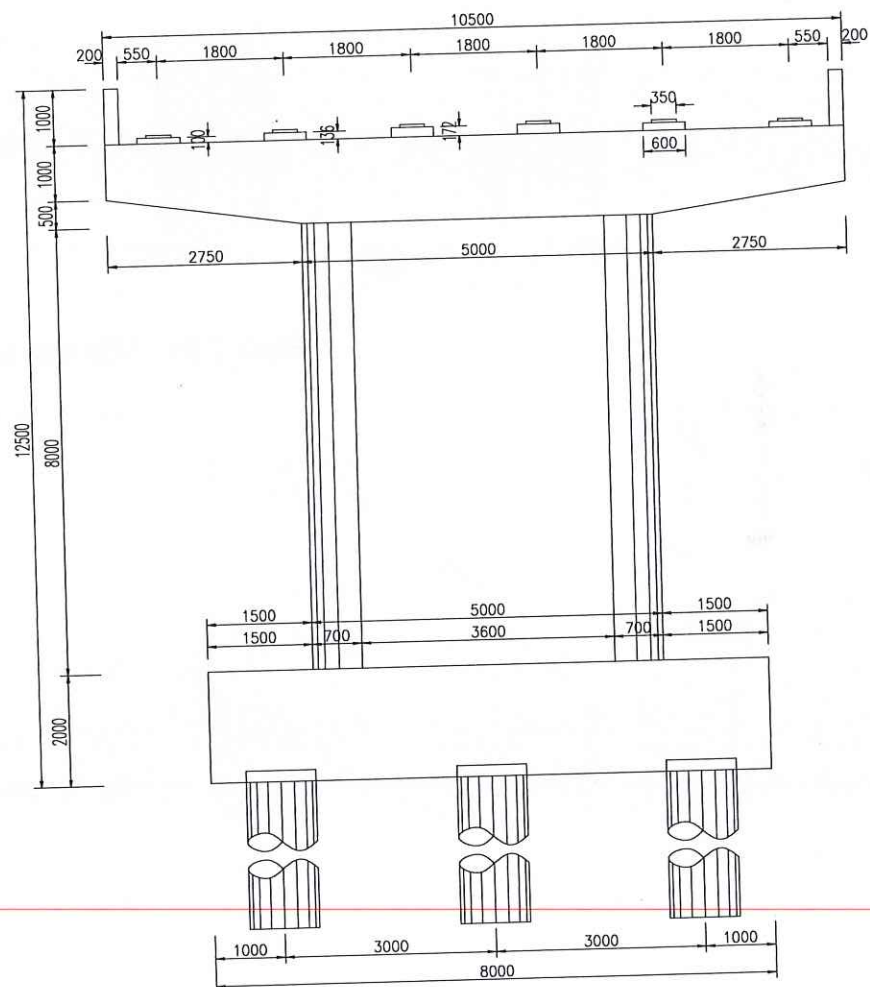
Hình 2.13. Mặt ngang mố



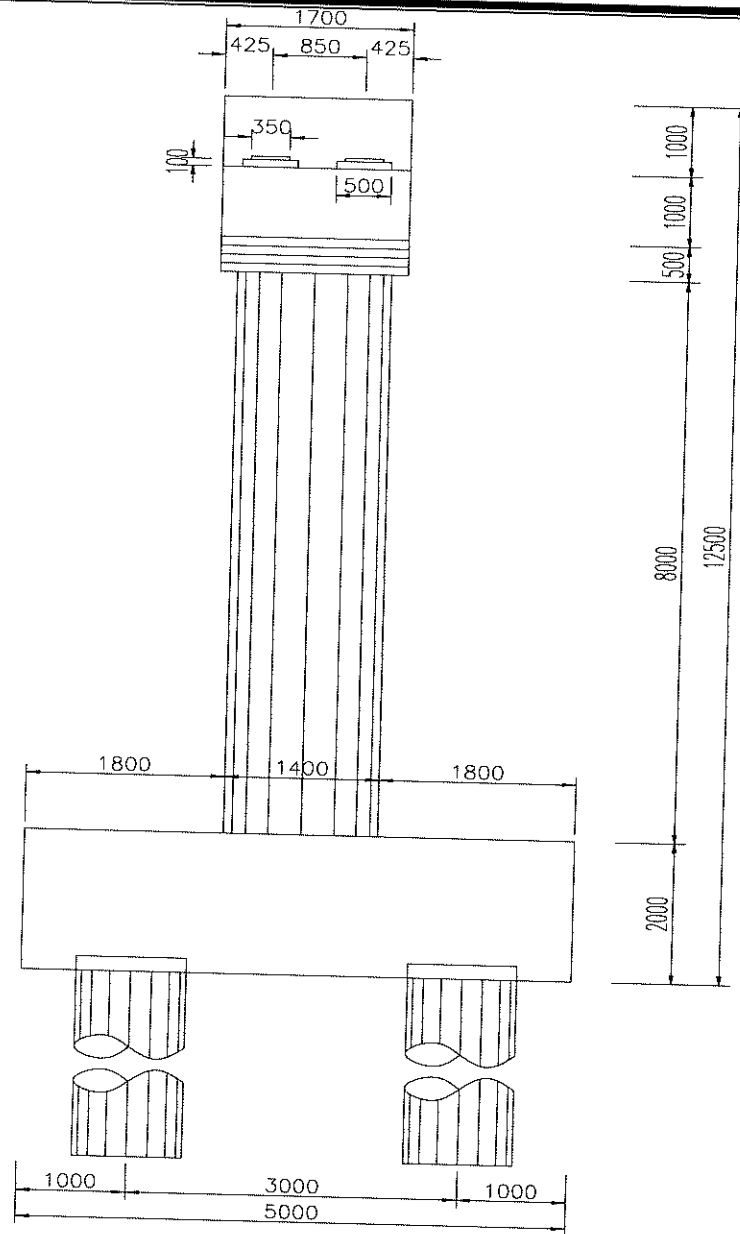
Hình 2.14. Mặt bằng cọc móng

**2.1.10. Trụ cầu:**

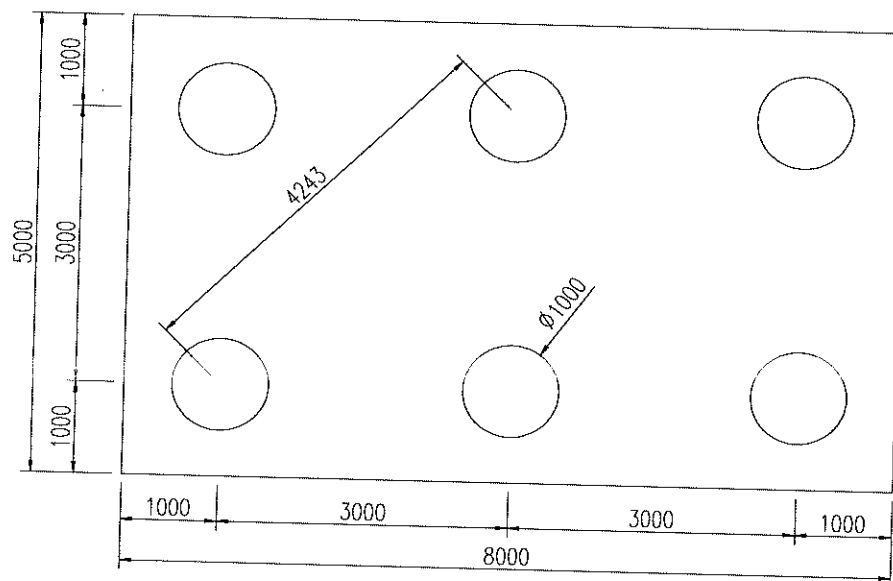
- Trụ cầu là trụ làm bằng bê tông cốt thép, thân hẹp
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 52.00m.



Hình 2.15. Mặt ngang trụ



Hình 2.16. Mặt bên trụ



Hình 2.17. Mặt bằng cọc trụ

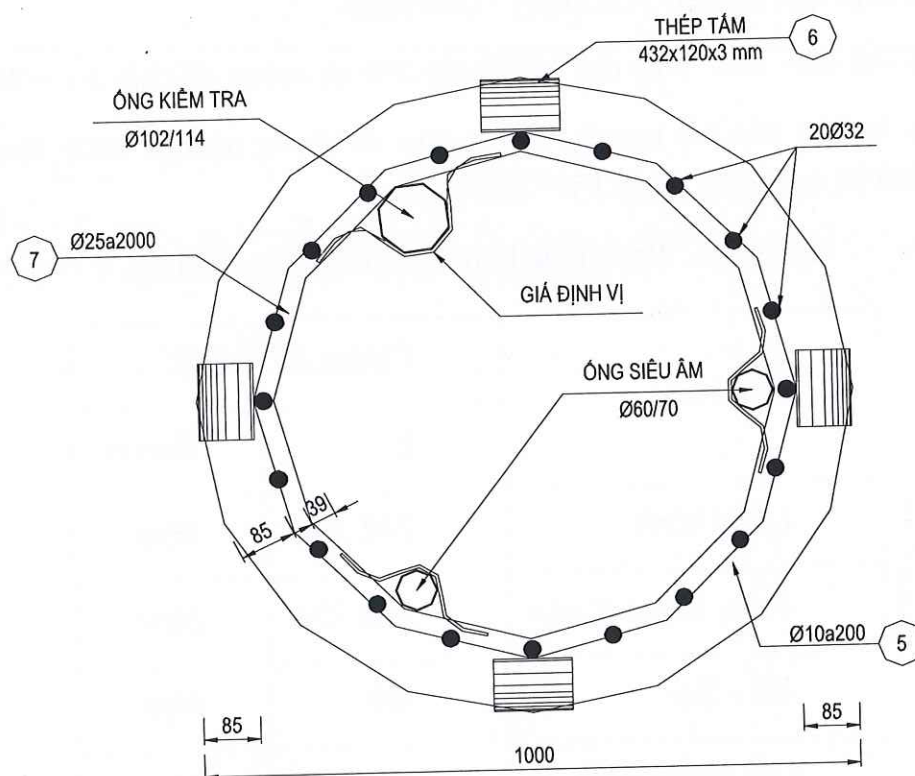


**2.1.11. Cầu tạo móng.**

- Chọn chiều cao móng trụ là 2 m, móng là 1.8m.
- Kích thước bộ móng như sau :
  - + Móng trụ : BxH= 8x5 m
  - + Móng mố : BxH= 10.5x6m
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 52.00m.
- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1m, có 6 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến là 50.00m.

**2.1.12. Cọc khoan nhồi.**

- Chọn cọc khoan nhồi đường kính cọc 1m. Chiều dài đoạn cọc ngàm vào bộ 1m, đoạn đập đầu cọc 0.2 m
- Bố trí 20 cây thép  $\phi 32$  nên đoạn nối cọc  $30d = 960\text{mm}$ .



Hình 2.18. Chi tiết mặt cắt ngang cọc

**2.2. Vật liệu sử dụng.****2.2.1. Đối với bê tông:**

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

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

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

**2.2.2. Đối với thép:**

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

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

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

**2.2.3. Đối với cáp DUL.**

- Chọn loại cáp 15.2mm SUPPER có đường kính danh định 15.2 mm theo catalog VSL có diện tích 1 tao cáp là  $140 \text{ mm}^2$  và lực kéo đứt tối thiểu là 1860 MPa.

**2.3. Tổng hợp khối lượng các hạng mục chính.**

| STT        | Hạng mục công trình                    | Đơn vị | Khối lượng |
|------------|----------------------------------------|--------|------------|
| <b>I</b>   | <b>Kết cấu phần trên</b>               |        |            |
| 1          | Bê tông đầm chủ                        | m3     | 571.752    |
| 2          | Bê tông đầm ngang                      | m3     | 30.78      |
| 3          | Bê tông mui luyện                      | m3     | 50.89      |
| 5          | Bê tông lan can                        | m3     | 48.608     |
| 6          | Bê tông bảo vệ                         | m3     | 28.272     |
| 7          | Bê tông nhựa mịn                       | 100m2  | 9.424      |
| 8          | Lớp phòng nước                         | m2     | 942.4      |
| 9          | Cốt thép thường đầm ngang              | Tấn    | 9.234      |
| 10         | Cốt thép mui luyện                     | Tấn    | 5.089      |
| 12         | Cốt thép lan can bê tông               | Tấn    | 9.722      |
| 13         | Cốt thép đầm chủ                       | Tấn    | 171.526    |
| 14         | Cột lan can tay vịn                    | Tấn    | 3.2        |
| 15         | Cột điện cao áp                        | Cái    | 24         |
| 16         | Gối cao su                             | Cái    | 36         |
| 17         | Khe co giãn loại nhỏ                   | m      | 48.8       |
| 18         | Hệ thống thoát nước                    | Bộ     | 36         |
| <b>II</b>  | <b>Kết cấu phần dưới</b>               |        |            |
| 1          | Chiều dài cọc                          | m      | 1020       |
| 2          | Bê tông móng                           | m3     | 257.363    |
| 3          | Bê tông trụ                            | m3     | 446.65     |
| 4          | Cốt thép móng (100Kg/1m <sup>3</sup> ) | Tấn    | 25.736     |
| 5          | Cốt thép trụ (150Kg/1m <sup>3</sup> )  | Tấn    | 66.998     |
| <b>III</b> | <b>Kết cấu phần đường 2 đầu cầu</b>    |        |            |
| 1          | Đất đắp sau móng                       | m3     | 2903.6     |
| 2          | Hệ lan mềm                             | Tấn    | 4.4        |
| 3          | Bê tông nhựa hạt mịn                   | 100m2  | 6.46       |
| 4          | Bê tông nhựa hạt thô                   | 100m2  | 6.46       |
| 5          | Cấp phối đá dăm loại 1                 | 100m3  | 2.261      |

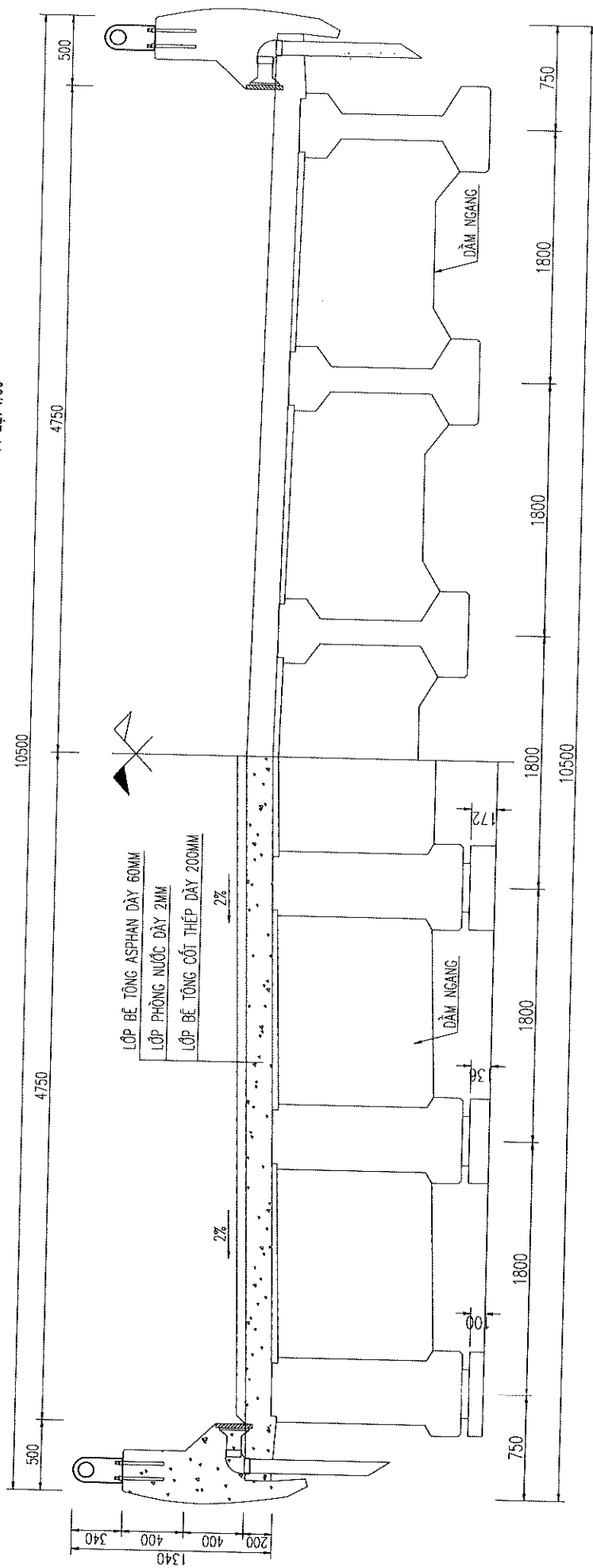
**2.4. Giải pháp kết cấu.**

1/2 MẶT CẮT NGANG ĐẦU DẦM

TỶ LỆ: 1/30

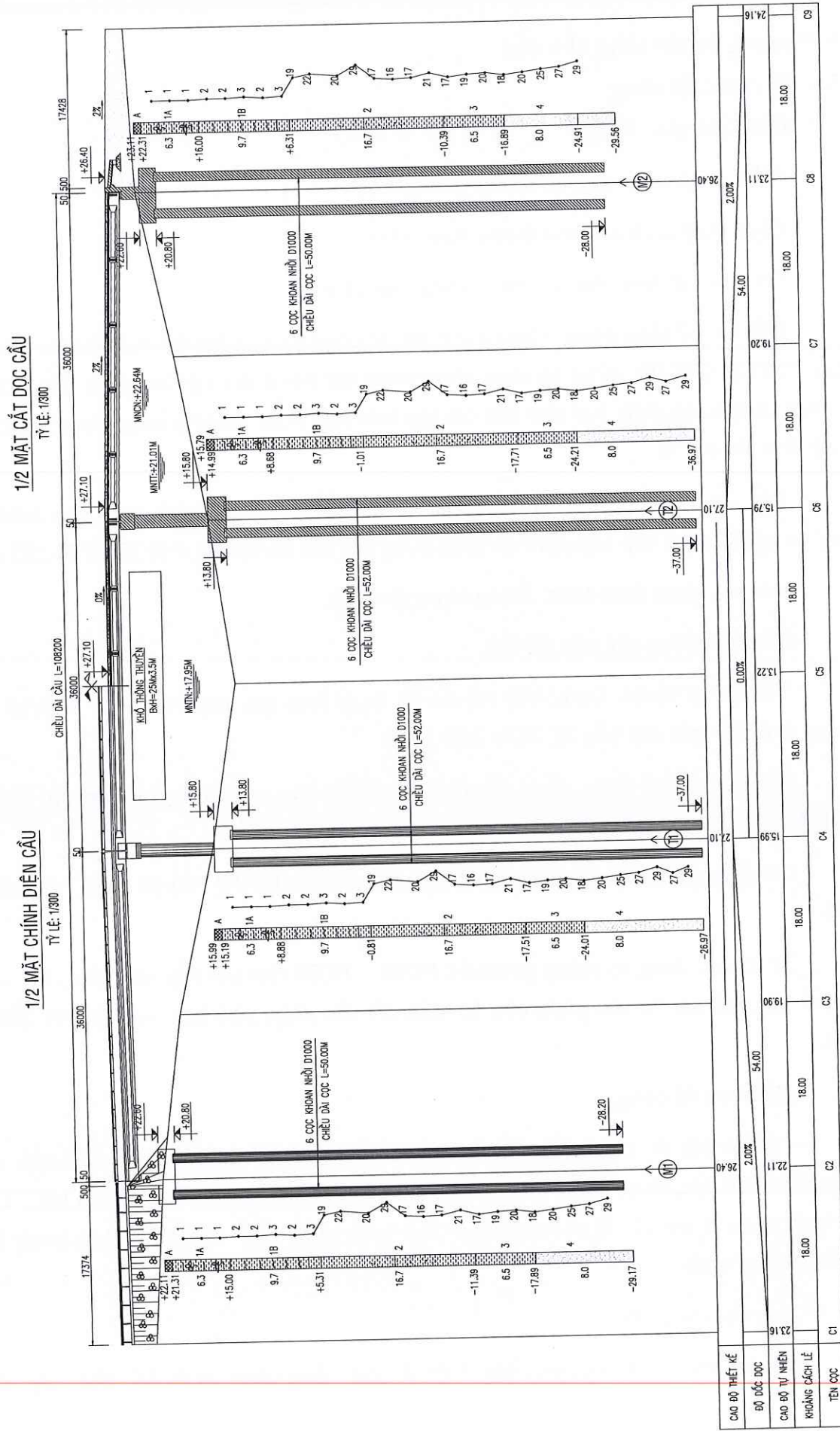
1/2 MẶT CẮT NGANG GIỮA DẦM

TỶ LỆ: 1/30



Hình 2.19. Chi tiết mặt cắt ngang cầu







## 2.5. Phương án thi công chủ đạo

### 2.5.1. Tổ chức thi công

- Đảm bảo giao thông
- + Biện pháp an toàn giao thông đường thủy
- + Biện pháp an toàn giao thông đường bộ
- Yêu cầu vật liệu chủ yếu và tổ chức vận chuyển
- + Đối với bê tông nhựa: Theo quy trình thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa 22 TCN-249-98, dùng bê tông nhựa nóng hạt trung đối với lớp dưới dày 7cm và bê tông nhựa nóng chặt, hạt nhỏ đối với lớp trên dày 5cm, nhựa đường dùng loại có trị số độ kim lún 60/70.
- + Đối với cấp phối đá dăm: Dùng cấp phối đá dăm loại 1, theo quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN-252-98.
- + Đối với nhựa dính bám: Dùng nhựa pha dầu.
- + Cát đắp: dùng cát mịn trở lên.
- + Vải địa kỹ thuật: Dùng loại vải địa kỹ thuật theo quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu 22 TCN 262-2000.
- + Đá dăm đổ bê tông: dùng đá có đường kính  $D_{\max} = 2.5\text{cm}$  phù hợp với TCVN 1771-86 và TCVN 4453-1995.
- + Cát dùng cho bê tông: dùng cát sông phù hợp với TCVN 770-86 và TCVN 4453-1995.
- + Xi măng: dùng xi măng portland PC40 – PC50 cho kết cấu đầm chủ, PC – 30 cho kết cấu móng trụ và các phần còn lại của kết cấu nhịp, phù hợp với TCVN 2682 - 1992.
- Mặt bằng thi công
- + Trước khi thi công cần tiến hành giải phóng mặt bằng, giải tỏa nhà cửa, các công trình kiến trúc và cơ sở hạ tầng kỹ thuật khác như điện lực, thông tin liên lạc... Đây là 1 bước quan trọng và rất phức tạp cần thực hiện trước tiên và nên kết thúc trước khi thi công công trình.
- Công tác chuẩn bị
- + Thu dọn mặt bằng sau giải tỏa, tháo dỡ các công trình cũ để lại, chặt cây, đào gốc...

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

### 2.5.2. Công nghệ thi công cọc khoan nhồi BTCT

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

- Bước 1: Tiến hành hạ ống vách thép bằng búa rung và khoan lấy đất bên trong đến cao độ thiết kế. Giữ ổn định thành vách đất trong quá trình khoan tạo lỗ bằng vữa Bentonite, riêng đối với thi công cọc trụ giữa sông việc sử dụng Bentonite hay không tùy thuộc vào thiết bị khoan do chỉ thuần túy khoan vào đá.
- Bước 2: Xử lý cặn lắng dưới đáy lỗ khoan bằng thổi rửa kết hợp xói hút: Toàn bộ đất bùn lẫn bentonite.
- Bước 3: Hạ khung cốt thép cọc vào trong lòng lỗ khoan.
- Bước 4: Kiểm tra lại cao độ đáy lỗ khoan, mức độ sạch bùn, tạp chất ở đáy lỗ khoan 15 phút trước khi đổ bê tông.
- Bước 5: Đổ bê tông lấp lòng lỗ khoan theo phương pháp vữa dâng rút ống thẳng đứng: Bê tông dùng loại thương phẩm chở bằng xe chuyên dụng từ trạm trộn tới hiện trường.
- Bước 6: Kiểm tra chất lượng cọc sau khi thi công và hoàn thiện cọc.

#### ❖ Công tác thử cọc

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

### 2.5.3. Thi công trụ, móng T1, M1

#### 2.5.3.1. Thi công móng:

- Đổ bê tông bệ móng
  - + Sau khi thi công hết các cọc trong móng (6 cọc) trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép.
  - + Tiến hành đào hố móng, đổ lớp đá hộc, rải lớp đá dăm cát đệm dày 10cm. Đập đầu cọc, vệ sinh móng. Đổ lớp bê tông tạo phẳng dày 10cm. Đổ bê tông lót đáy móng.
  - + Lắp dựng đà giáo cốp pha, cốt thép bệ móng.
  - + Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí móng) kết hợp với việc đầm.

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

+ Đổ bê tông thân mố

+ Đổ bê tông tường đỉnh

+ Hoàn thiện mố

#### 2.5.3.2. Thi công trụ:

- Công tác thi công móng, bệ trụ

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

+ Đổ lớp cát đệm đến cao độ. Đổ bê tông bị đáy dày 2m.

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

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

+ Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.

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

+ Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.

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

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

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

- Công tác thi công thân trụ

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

+ Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.

+ Dùng xe cầu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.

+ Dùng cầu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.

+ Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận tiện cho việc thi công và lắp đặt cốp pha đợt sau.

+ Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.

+ Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.

+ Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông, mỗi đốt thân cao 4m).

+ Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.

+ Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.

+ Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.

+ Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.

+ Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).

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

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

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

+ Vệ sinh khu vực bên trong thân trụ.

+ Tiến hành tưới nước, bơm bê tông, làm nhám bề mặt, bảo dưỡng. Tạo dốc từ tim trụ đến mép ngoài thân trụ là 2%

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

- Thi công xà mũ

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

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

+ Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.

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

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

+ Trắc đạc, lấy hướng, cự li, cao độ.

+ Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.

+ Lồng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan 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 bê tông.
  - + Dùng silicon trét bịt kín các khe hở của cốp pha, lắp các cục kê bê tông.
  - + Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.
- Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra, kết hợp với việc đầm. Việc đổ bê tông xà mũ chia làm 2 giai đoạn:
- + Sau khi đổ xong đợt 1 (có cắm sắt chờ để dựng cốp pha đổ đợt 2), tạo nhám phần tiếp xúc giữa 2 giai đoạn đổ, song song đó làm mặt, bảo dưỡng phần còn lại.
  - + Theo qui định thì cốp pha bên của giai đoạn 1 có thể tháo sau 3 ngày kể từ lúc đổ (trừ cốp pha đáy)
  - + Tiến hành tháo cốp pha, vệ sinh khuôn, tra dầu.
  - + Trắc đạc lấy chân khuôn đợt 2, tìm dọc, ngang, cao độ đổ bê tông.
  - + Lắp đặt khuôn, hàn các thanh chống để cố định khuôn, dùng thước thủy để chỉnh cốp pha cho thẳng đứng, lắp các kê bê tông.
  - + Kiểm tra toàn diện.
  - + Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.
  - + Cắm sắt chờ để chống trượt đầu dầm về phía thấp. (1)
  - + Sau 3 ngày có thể tháo cốp pha và tiến hành bảo dưỡng.
  - + Còn cốp pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

#### 2.5.4. Công nghệ thi công dầm I căng trước.

Trình tự thi công kết cấu nhịp:

##### **Bước 1: Vận chuyển dầm tới công trường**

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

##### **Bước 2: Lắp đặt dầm I.**

- Xà lan 250T chở 4 dầm dự ứng lực chữ I đến chân trụ (mố)



- Dùng 02 cầu 20T trên xà lan 100T cầu dầm dự ứng lực chữ I trên xà lan 250T
- Dầm được nhấc dầm lên từ từ
- Khi đến mũi trụ, cầu di chuyển từ từ để đặt dầm vào vị trí gối
- Tiếp tục cầu các dầm còn lại tương tự
- Nhịp còn lại cũng tiến hành cầu dầm như trên.

#### 2.5.5. Công tác khe co giãn

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

#### 2.5.6. 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.
- 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...

#### 2.5.7. 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...

### CHƯƠNG 3 : SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN

Để lựa chọn một phương án tốt nhất ta phải tiến hành so sánh chúng về các chỉ tiêu Kinh Tế – Kỹ Thuật – Mỹ Quan và điều kiện duy tu bảo dưỡng cũng như khai thác khả năng của chúng.

**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 toán 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.

Các chỉ tiêu đánh giá

#### 3.1. Về kinh tế

##### 3.1.1. Cầu dầm thép liên hợp bản bê tông cốt thép.

| STT      | Hạng mục                       | Đơn vị      | Khối lượng       | Đơn giá    | Thành tiền (đồng)     |
|----------|--------------------------------|-------------|------------------|------------|-----------------------|
| <b>G</b> | <b>Tổng mức đầu tư</b>         | <b>đồng</b> | <b>B+C+D+E+F</b> |            | <b>32,840,252,572</b> |
| <b>A</b> | <b>Giá trị dự toán xây lắp</b> | <b>đồng</b> | <b>AI+AII</b>    |            | <b>23,728,077,579</b> |
| <b>I</b> | <b>Kết cấu phần trên</b>       |             |                  |            | <b>15,925,286,600</b> |
| 1        | Thép dầm chủ                   | tấn         | 224.328          | 50,000,000 | 11,216,400,000        |
| 2        | Thép dầm ngang                 | tấn         | 30.78            | 50,000,000 | 1,539,000,000         |
| 4        | Bê tông lan can                | m3          | 48.608           | 2,000,000  | 97,216,000            |
| 5        | Bê tông bản liên hợp           | m3          | 242.048          | 2,000,000  | 484,096,000           |
| 6        | Bê tông nhựa mịn               | m3          | 9.424            | 2,900,000  | 27,329,600            |
| 7        | Lớp phòng nước                 | m2          | 942.4            | 150000     | 141,360,000           |

|            |                                        |                |                       |            |                      |
|------------|----------------------------------------|----------------|-----------------------|------------|----------------------|
| 8          | Cốt thép thường dầm ngang              | Tấn            | 9.234                 | 15,000,000 | 138,510              |
| 9          | Cốt thép bản liên hợp                  | Tấn            | 24.205                | 15,000,000 | 363,075              |
| 11         | Cốt thép lan can bê tông               | Tấn            | 9.722                 | 15,000,000 | 145,830              |
| 12         | Cốt thép dầm chủ                       | Tấn            | 67.298                | 15,000,000 | 1,009,470            |
| 13         | Cột lan can tay vịn                    | Tấn            | 3.2                   | 23,000,000 | 73,600               |
| 14         | Cột điện cao áp                        | Cái            | 24                    | 14,000,000 | 336,000              |
| 15         | Gối cao su                             | Cái            | 36                    | 5,000,000  | 180,000              |
| 16         | Khe co giãn loại nhỏ                   | m              | 48.8                  | 3,000,000  | 146,400              |
| 17         | Hệ thống thoát nước                    | Bộ             | 36                    | 750,000    | 27,000               |
| <b>II</b>  | <b>Kết cấu phần dưới</b>               |                |                       |            | <b>3,720,236,0</b>   |
| 1          | Bê tông móng                           | m <sup>3</sup> | 257.363               | 2,000,000  | 514,726,0            |
| 2          | Bê tông trụ                            | m <sup>3</sup> | 354.65                | 2,000,000  | 709,300,0            |
| 3          | Cốt thép móng (100Kg/1m <sup>3</sup> ) | Tấn            | 25.736                | 15,000,000 | 386,040,0            |
| 4          | Cốt thép trụ (150Kg/1m <sup>3</sup> )  | Tấn            | 53.198                | 15,000,000 | 797,970,0            |
| 5          | Chiều dài cọc                          | m              | 972                   | 1,350,000  | 1,312,200,0          |
| <b>III</b> | <b>Kết cấu phần đường 2 đầu cầu</b>    |                |                       |            | <b>1,925,457,0</b>   |
| 1          | Đất đắp sau móng                       | m <sup>3</sup> | 2903.6                | 620,000    | 1,800,232,0          |
| 2          | Hệ lan mềm                             | Tấn            | 4.4                   | 22,000,000 | 96,800,0             |
| 3          | Bê tông nhựa hạt mịn                   | m <sup>3</sup> | 6.46                  | 2,200,000  | 14,212,00            |
| 4          | Bê tông nhựa hạt thô                   | m <sup>3</sup> | 6.46                  | 2,200,000  | 14,212,00            |
| 5          | Cấp phối đá dăm loại 1                 | m <sup>3</sup> | 2.261                 | 450        | 1,018,050            |
| <b>AI</b>  | <b>Xây lắp chính</b>                   | <b>đồng</b>    | <b>(I)+(II)+(III)</b> |            | <b>21,570,979,61</b> |
| <b>AII</b> | <b>Xây lắp khác</b>                    | <b>đồng</b>    | <b>10%*(AI)</b>       |            | <b>2,157,097,96</b>  |



|   |                          |      |                    |                |
|---|--------------------------|------|--------------------|----------------|
| A | Giá trị dự toán xây lắp  | đồng | (AI)+(AII)         | 23,728,077,579 |
| B | Giá trị xây lắp sau thuế | đồng | $(1+0.10)*(A)$     | 26,100,885,337 |
| C | Chi phí khác             | đồng | $10%*(B)$          | 2,610,088,534  |
| D | Dự phòng                 | đồng | $((B)+(C))*5%$     | 1,435,548,694  |
| E | Chi phí đền bù           | đồng | $((B)+(C)+(D))*5%$ | 1,507,326,128  |
| F | Trượt giá                | đồng | $(A)*5%$           | 1,186,403,879  |

## 3.1.2. Cầu dầm BTCT DUL chữ I căng trước.

| ST<br>T | Hạng mục                  | Đơn vị | Khối lượng | Đơn giá    | Thành tiền<br>(đồng) |
|---------|---------------------------|--------|------------|------------|----------------------|
| G       | Tổng mức đầu tư           | đồng   | B+C+D+E+F  |            | 36,992,025,692       |
| A       | Giá trị dự toán xây lắp   | đồng   | AI+AII     |            | 26,727,859,462       |
| I       | Kết cấu phần trên         |        |            |            | 7,711,975,753        |
| 1       | Bê tông dầm chủ           | m3     | 571.752    | 2,549,502  | 1,457,682,868        |
| 2       | Bê tông dầm ngang         | m3     | 30.78      | 2,084,483  | 64,160,387           |
| 3       | Bê tông mũi luyến         | m3     | 50.89      | 2,024,984  | 103,051,436          |
| 5       | Bê tông lan can           | m3     | 48.608     | 2,084,483  | 101,322,550          |
| 6       | Bê tông bảo vệ            | m3     | 28.272     | 2,024,984  | 57,250,348           |
| 7       | Bê tông nhựa mịn          | 100m2  | 9.424      | 3,135,485  | 29,548,811           |
| 8       | Lớp phòng nước            | m2     | 942.4      | 889,294    | 838,070,666          |
| 9       | Cốt thép thường dầm ngang | Tấn    | 9.234      | 22,238,675 | 205,351,925          |
| 10      | Cốt thép mũi luyến        | Tấn    | 5.089      | 22,238,675 | 113,172,617          |
| 12      | Cốt thép lan can bê tông  | Tấn    | 9.722      | 22,238,675 | 216,204,398          |
| 13      | Cốt thép dầm chủ          | Tấn    | 171.526    | 22,238,675 | 3,814,510,968        |



|            |                                           |             |                         |            |                       |
|------------|-------------------------------------------|-------------|-------------------------|------------|-----------------------|
| 14         | Cột lan can tay vịn                       | Tấn         | 3.2                     | 31,261,842 | 100,037,81            |
| 15         | Cột điện cao áp                           | Cái         | 24                      | 19,479,989 | 467,519,71            |
| 16         | Gối cao su                                | Cái         | 36                      | 2,003,158  | 72,113,68             |
| 17         | Khe co giãn loại nhỏ                      | m           | 48.8                    | 1,474,948  | 71,977,46             |
| <b>II</b>  | <b>Kết cấu phần dưới</b>                  |             |                         |            | <b>13,422,146,51</b>  |
| 1          | Bê tông móng                              | m3          | 257.363                 | 2,845,708  | 732,379,94            |
| 2          | Bê tông trụ                               | m3          | 446.65                  | 2,845,708  | 1,271,035,47          |
| 3          | Cốt thép móng<br>(100Kg/1m <sup>3</sup> ) | Tấn         | 25.736                  | 22,238,675 | 572,334,54            |
| 4          | Cốt thép trụ<br>(150Kg/1m <sup>3</sup> )  | Tấn         | 66.998                  | 22,238,675 | 1,489,946,74          |
| 5          | Chiều dài cọc                             | m           | 1020                    | 9,172,990  | 9,356,449,80          |
| <b>III</b> | <b>Kết cấu phần đường 2 đầu cầu</b>       |             |                         |            | <b>3,163,931,79</b>   |
| 1          | Đất đắp sau móng                          | m3          | 2903.6                  | 1,039,386  | 3,017,961,19          |
| 2          | Hệ lan mềm                                | Tấn         | 4.4                     | 21,072,692 | 92,719,84             |
| 3          | Bê tông nhựa hạt mịn                      | m3          | 6.46                    | 3,135,485  | 20,255,233            |
| 4          | Bê tông nhựa hạt thô                      | m3          | 6.46                    | 2,999,273  | 19,375,304            |
| 5          | Cấp phối đá dăm loại 1                    | m3          | 2.261                   | 6,023,980  | 13,620,219            |
| <b>AI</b>  | <b>Xây lắp chính</b>                      | <b>đồng</b> | <b>(I)+(II)+(III)</b>   |            | <b>24,298,054,056</b> |
| <b>AII</b> | <b>Xây lắp khác</b>                       | <b>đồng</b> | <b>10%*(AI)</b>         |            | <b>2,429,805,406</b>  |
| <b>A</b>   | <b>Giá trị dự toán xây lắp</b>            | <b>đồng</b> | <b>(AI)+(AII)</b>       |            | <b>26,727,859,462</b> |
| <b>B</b>   | <b>Giá trị xây lắp sau thuế</b>           | <b>đồng</b> | <b>(1+0.10)*(A)</b>     |            | <b>29,400,645,408</b> |
| <b>C</b>   | <b>Chi phí khác</b>                       | <b>đồng</b> | <b>10%*(B)</b>          |            | <b>2,940,064,541</b>  |
| <b>D</b>   | <b>Dự phòng</b>                           | <b>đồng</b> | <b>((B)+(C))*5%</b>     |            | <b>1,617,035,497</b>  |
| <b>E</b>   | <b>Chi phí đền bù</b>                     | <b>đồng</b> | <b>((B)+(C)+(D))*5%</b> |            | <b>1,697,887,272</b>  |

|   |           |      |        |               |
|---|-----------|------|--------|---------------|
| F | Trượt giá | đồng | (A)*5% | 1,336,392,973 |
|---|-----------|------|--------|---------------|

### 3.2. Về kỹ thuật

#### 3.2.1. Cầu dầm chữ I căng sau

Thi công kết cấu nhịp bằng giá 3 chân : ưu điểm của nó là thi công rất an toàn.

#### 3.2.2. Cầu dầm Thép liên hợp BTCT

Thi công kết cấu nhịp bằng giá 3 chân : ưu điểm của nó là thi công rất an toàn.

### 3.3. Về mỹ quan

#### 3.3.1. Cầu dầm chữ I căng trước

Dầm có dạng mặt đáy dạng dầm hộp với ít góc cạnh nên được xem như tương đương với các dầm hộp hay bản có lỗ đục tại chỗ đang được ưa chuộng. Đáy các nhịp và xà mũ liên tục tạo hiệu quả cao về mỹ quan.

Ngoài ra nó còn có nhiều ưu điểm về khả năng sử dụng như : giao thông êm thuận, tránh được tiếng ồn.

#### 3.3.2. Cầu dầm Thép liên hợp BTCT

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.

Thời gian thi công nhanh gọn.

Tiết kiệm nhân công máy móc.

### 3.4. Về duy tu bảo dưỡng

#### 3.4.1. Cầu dầm chữ I căng trước

Ngày nay chúng ta hiểu BTCT và BTCT dự ứng lực là loại vật liệu lý tưởng có khả năng cạnh tranh với thép trong lĩnh vực xây dựng nói chung và trong xây dựng cầu nói riêng. Tính bền cơ học của bê tông tuy có thua kém thép nhưng bê tông lại có khả năng chịu mỏi tốt, có khả năng chống lại các tác động của môi trường tốt hơn thép nên trong quá trình sử dụng tránh được chi phí duy tu bảo dưỡng

#### 3.4.2. Cầu dầm Thép liên hợp BTCT

Tính chịu lực cao với các loại ứng suất: kéo , nén , uốn cắt...

Thép có độ bền cao , trọng lượng bản thân nhẹ.

Thép có cường độ cao, modulus đàn hồi lớn, độ cứng lớn đảm bảo ổn định dưới tác dụng của tải trọng gió, theo chu kỳ (tải trọng lặp hay tải trọng mỏi)

Sự phá hoại dẻo kèm theo biến dạng lớn gây phân bố lại nội lực và ứng suất nên cầu thép có khả năng chịu tải trọng xung kích và ứng suất tập trung tốt

Độ tin cậy cao là do tính thuần nhất của vật liệu, sát với tính toán.

Tính cơ động trong vận chuyển, lắp ráp. Do trọng lượng nhẹ, việc vận chuyển và lắp đặt các cấu kiện thép dễ dàng và nhanh chóng, có thể dùng trong các công trình cầu tạm hoặc cầu vĩnh cửu.

Hiện tượng gỉ do tác động của môi trường: gỉ làm ăn mòn kim loại, làm giảm 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.

### **3.5. Kết luận**

Với mục đích học tập muốn đi sâu vào công nghệ dầm liên hợp thép-bê tông cốt thép và được sự đồng ý của giáo viên hướng dẫn, em chọn phương án 1 dầm thép liên hợp bản bê tông cốt thép làm phương án chính và sẽ thiết kế chi tiết phương án này.

**PHẦN 2**

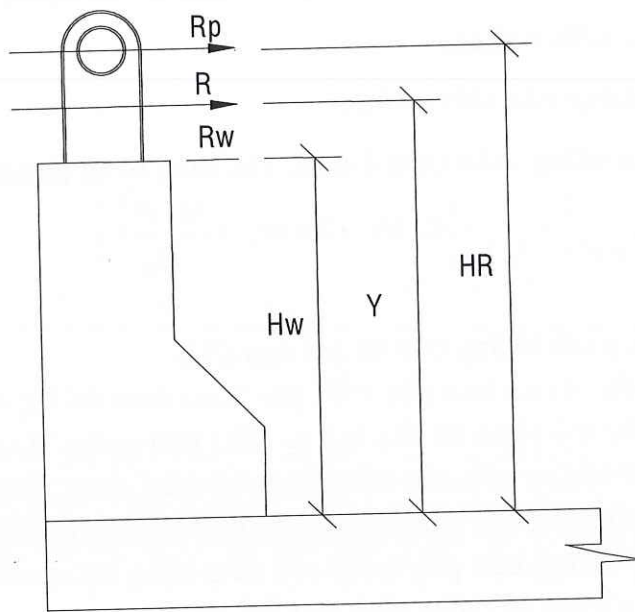
**THIẾT KẾ KỸ THUẬT**



## CHƯƠNG 1 : THIẾT KẾ LAN CAN

## 1.1. Một số yêu cầu chung:

Lan can là kết cấu bố trí dọc theo lề cầu để bảo vệ cho xe cộ và người đi không bị rơi xuống sông. Lan can còn là công trình thể hiện tính thẩm mỹ, tạo hình thái hài hòa với các công trình và cảnh quan xung quanh.



Hình 1.1: Sơ đồ tính lan can chịu lực và xe

Để bảo đảm an toàn, lan can phải được thiết kế với tải trọng va đập của xe cộ. Trị số tải trọng phụ thuộc vào cấp lan can.

Thông số thiết kế lan can:

- + Chiều cao tường bê tông:  $H_w = 800 \text{ mm}$
- + Chiều cao thanh lan can:  $H_R = 1050 \text{ mm}$
- + Cường độ chịu kéo của cốt, thanh lan can:  $f_u = 260 \text{ MPa}$

## 1.2. . Điều kiện kiểm toán:

Lan can thiết kế phải thỏa mãn điều kiện sau: 
$$\begin{cases} R \geq F_t \\ Y \geq H_e \end{cases}$$

Trong đó:

R: Tổng sức kháng cực hạn của hệ lan can.

$F_t$ : Lực va ngang của xe vào lan can.

Y: Chiều cao từ mặt cầu đến điểm đặt của lực tác dụng ngang  $F_t$  (mm)

$H_e$ : Chiều cao từ mặt cầu đến tổng hợp các sức kháng ngang của các thanh lan can (mm)

### 1.3. Xác định các số liệu thiết kế:

- Cầu được thiết kế cho đường cao tốc với tổ hợp các xe tải và các xe nặng:

- Theo bảng A13.7.3.3-1 QT 22TCN 272-05: Cấp lan can là cấp L-3 có  $\begin{cases} F_t = 240\text{kN} \\ H_e = 810\text{mm} \end{cases}$

Sức kháng của hệ lan can là tổng hợp sức kháng của tường chắn, cột và dầm lan can.

### 1.4. . Thiết kế tường chắn:

#### 1.4.1. Sức kháng của tường chắn:

Sức kháng của tường chắn có thể được xác định bằng phương pháp đường chảy như sau:

$$R_w = \frac{2}{2 \times (L_c - L_t)} \times \left( 8 \times M_b + 8 \times M_w + \frac{M_c \times L_c^2}{H_w} \right) \quad (13.7.3.4-1)$$

Trong đó:

$R_w$ : Tổng sức kháng của hệ lan can (N).

$L_c$ : Chiều dài tối hạn của kiểu phá hoại theo đường chảy (mm).

$L_t$ : Chiều dài phân bố của lực va theo hướng dọc  $F_t$  (mm), điều 13.7.3.3-1.

$M_w$ : Sức kháng uốn của tường theo phương đứng (Nmm/mm).

$M_c$ : Sức kháng uốn của tường theo phương ngang (Nmm/mm).

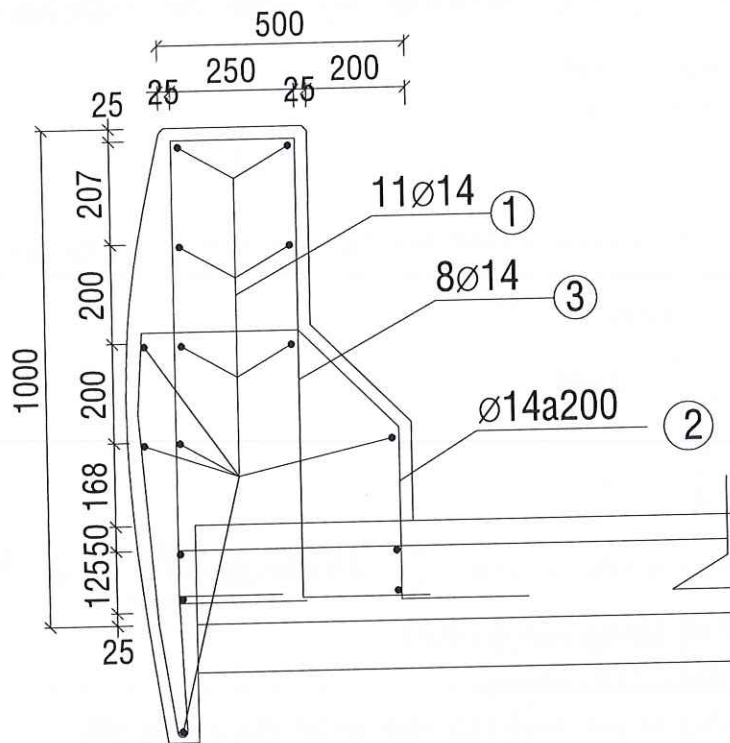
$M_b$ : Sức kháng uốn phụ thêm của dầm cộng thêm với  $M_w$  tại đỉnh tường (Nmm). D lan can không có tường đỉnh nên  $M_b = 0$ .

Chiều dài tường giới hạn trên đó xảy ra cơ cấu đường chảy:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left( \frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8 \times H \times (M_b + M_w \times H)}{M_c}} \quad (13.7.3.4-2)$$

Chọn:

- Lớp bê tông bảo vệ :  $a_{bv} = 25 \text{ mm}$
- Đường kính thanh cốt thép dọc :  $d_{dọc} = 14 \text{ mm}$
- Đường kính thanh cốt thép đứng:  $d_{đứng} = 14 \text{ mm}$
- Bước thanh cốt đai: 200



Hình 1.2: Hình dạng tường chắn và bố trí thép trong tường chắn

## 1.4.1.1. Sức kháng tường đối với trục thẳng đứng:

- Sức kháng của tường đối với trục thẳng đứng phụ thuộc vào thép ngang trong tường.
- Bỏ qua sự tham gia của cốt thép chịu nén, sức kháng uốn dương và âm gần bằng nhau:
- Xác định sức kháng thép ngang  $M_w$  trên một đơn vị chiều dài
- Bài toán xác định khả năng chịu lực của tiết diện đặt cốt đơn.
- Ta chia tường thành 3 phần có chiều cao lần lượt là 400 mm, 200mm, 200mm như hình vẽ

## ❖ Xét phần 1 của tường:

- Chiều cao:  $h = 300$  mm

- Chiều rộng:  $b = 400$  mm

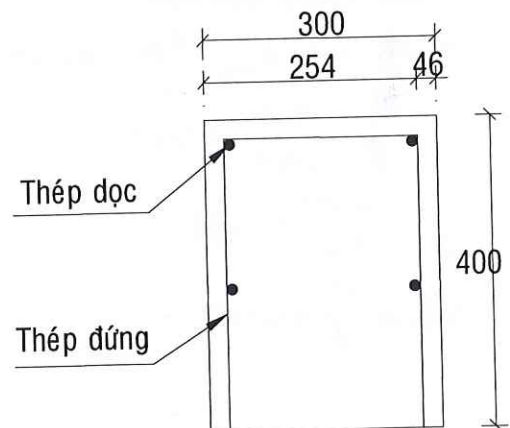
Diện tích thép:

$$A_s = \frac{2 \times \pi \times d_{\text{doc}}^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 14^2}{4} = 307.8 \text{ mm}^2$$

Chiều cao khối ứng suất chữ nhật tương đương:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{307.8 \times 280}{0.85 \times 30 \times 400} = 8.45 \text{ mm}$$

Do  $28 \text{ MPa} < f'_c < 56 \text{ MPa}$ , nên:



Hình 1.3: bố trí thép trên đoạn 1 của tường chắn

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (30 - 28) = 0.836 \text{ Khoảng cách từ mép bê tông chịu}$$

nén đến trọng tâm

cốt thép chịu kéo:

$$d_s = h - a_{bv} - h_{dùng} - \frac{h_{doc}}{2} = 300 - 25 - 14 - \frac{14}{2} = 254 \text{ mm}$$

(a: là khoảng cách từ mép bê tông vùng kéo đến trọng tâm cốt thép chịu kéo)

$$C_c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.45}{0.836} = 10.107$$

$$\frac{C_c}{d_s} = \frac{10.107}{254} = 0.039$$

$$\text{Suy ra: } \frac{C_c}{d_s} \leq 0.45$$

$$\text{Nên: } M_w = \phi \times A_s \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 0.9 \times 307.88 \times \frac{280}{1000} \times (254 - \frac{8.45}{2}) = 19378.68 \text{ kNmm}$$

(Lấy hệ số kháng uốn  $\phi = 0.9$ )

❖ Xét phần 2 của tường:

Xem tường là một hình chữ nhật có bề dày không đổi.

$$\text{Có: Chiều cao: } h = \frac{300 + 500}{2} = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Chiều rộng: } b = 200 \text{ mm}$$

Diện tích thép:

$$A_s = \frac{\pi \times d_{doc}^2}{4} = \frac{\pi \times 14^2}{4} = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{153.94 \times 280}{0.85 \times 30 \times 200} = 8.45 \text{ mm}^2$$

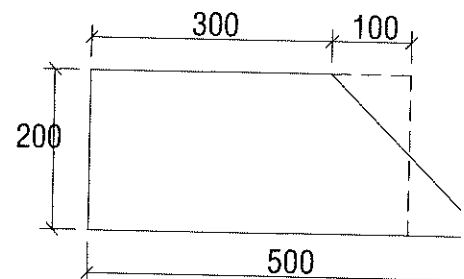
Khoảng cách từ mép bê tông chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu kéo:

$$d_s = h - a_{bv} - d_{dùng} - \frac{d_{doc}}{2} = 400 - 25 - 14 - \frac{14}{2} = 354 \text{ mm}$$

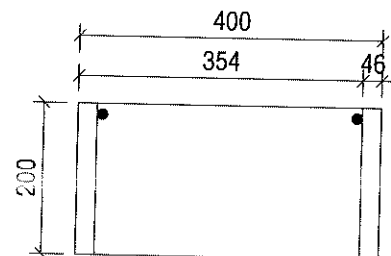
$$C_c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.45}{0.836} = 10.107$$

$$\frac{C_c}{d_s} = \frac{10.107}{354} = 0.028$$

$$\text{Suy ra: } \frac{C_c}{d_s} \leq 0.45$$



Hình 1.4: Tiết diện qui đổi trong 2 của tường chắn



Hình 1.5: Bố trí thép trên phần của tường chắn

Nên:  $M_w = \phi \times A_s \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 0.9 \times 153.94 \times \frac{280}{1000} \times (354 - \frac{8.45}{2}) = 13568.58 \text{ (Nmm)}$

❖ Xét phần 3 của tường:

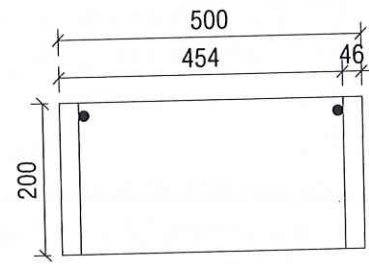
- Chiều cao:  $h = 500 \text{ mm}$

- Chiều rộng:  $b = 200 \text{ mm}$

Diện tích thép:

$$A_s = \frac{\pi \times d_{\text{doc}}^2}{4} = \frac{\pi \times 14^2}{4} = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{153.94 \times 280}{0.85 \times 30 \times 200} = 8.45 \text{ mm}^2$$



Hình 1.6: Bố trí thép trên phần 3 của tường chắn

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

$$d_s = h - a_{\text{bv}} - d_{\text{dung}} - \frac{d_{\text{doc}}}{2} = 500 - 25 - 14 - \frac{14}{2} = 454 \text{ mm}$$

$$C_c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.45}{0.836} = 10.107$$

$$\frac{C_c}{d_s} = \frac{10.107}{454} = 0.022$$

Suy ra:  $\frac{C_c}{d_s} \leq 0.45$

Nên:  $M_w = \phi \times A_s \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 0.9 \times 153.94 \times \frac{280}{1000} \times (454 - \frac{8.45}{2}) = 17447.82 \text{ kNmm}$

Vậy tổng sức kháng uốn dọc của tường chắn:

$$M_w \times H = \sum_{i=1}^3 M_w^i = M_w^1 + M_w^2 + M_w^3 = 19378.68 + 13568.58 + 17447.82 = 50395.07 \text{ kNmm}$$

Bảng tổng hợp giá trị  $M_w H$ :

| Phân đoạn<br>gờ<br>bê tông | Chiều<br>cao<br>phân<br>đoạn<br>h | Diện<br>tích<br>cốt<br>thép<br>$A_s$ | Chiều<br>cao<br>có<br>hiệu d | $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times h}$ | $M_{wi} H_i = \phi A_s f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)$ | $M_w H = \sum \phi M$ |
|----------------------------|-----------------------------------|--------------------------------------|------------------------------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|-----------------------|
|                            | mm                                | mm <sup>2</sup>                      | mm                           | mm                                                     | kNmm                                                         | kNmm                  |
| 1                          | 400                               | 307.88                               | 254                          | 8.45                                                   | 19378.68                                                     | 50395.07              |
| 2                          | 200                               | 153.94                               | 354                          | 8.45                                                   | 13568.58                                                     |                       |
| 3                          | 200                               | 153.94                               | 454                          | 8.45                                                   | 17447.82                                                     |                       |



## 1.4.1.2. Sức kháng tường đối với trục ngang:

Sức kháng uốn của tường đối với trục ngang phụ thuộc vào thép đứng trong tường.

Bỏ qua sự tham gia của cốt thép chịu nén, sức kháng uốn dương và âm gần bằng nhau:

Xác định sức kháng thép ngang  $M_c$  trên một đơn vị chiều đứng.

Bài toán xác định khả năng chịu lực của tiết diện đặt cốt đơn.

❖ Xét phần 1 của tường:

Các giá trị tính toán:

Chiều cao trụ bê tông (chính là chiều rộng  $b$  tính toán trong phương pháp tính cốt đơn):

$$b = 1 \text{ mm}$$

Chiều rộng trụ bê tông (chính là chiều cao  $h$  tính toán trong phương pháp tính cốt đơn):

$$h = 300 \text{ mm}$$

Diện tích thép:

$$A_s = \frac{1}{200} \times \frac{\pi \times d_{\text{đung}}^2}{4} = \frac{1}{200} \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 0.77 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{0.77 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1} = 8.45 \text{ mm}^2$$

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

$$d_s = h - a_{bv} - \frac{d_{\text{đung}}}{2} = 300 - 25 - \frac{14}{2} = 268 \text{ mm}^2$$

$$C_c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.45}{0.836} = 10.107$$

$$\frac{C_c}{d_s} = \frac{10.107}{268} = 0.0377$$

$$\text{Suy ra: } \frac{C_c}{d_s} \leq 0.45$$

$$\text{Nên: } M_c = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 0.77 \times \frac{280}{1000} \times \left(268 - \frac{8.45}{2}\right) = 51.16 \text{ kNmm/mm}$$

(Lấy hệ số kháng uốn  $\phi = 0.9$ )

❖ Xét phần 2 của tường:

Các giá trị tính toán:

Chiều cao trụ bê tông (chính là chiều rộng  $b$  tính toán trong phương pháp tính cốt đơn):

$$b = 1 \text{ mm}$$

Chiều rộng trụ bê tông (chính là chiều cao  $h$  tính toán trong phương pháp tính cốt đơn):

$$\text{Xem tường là một hình chữ nhật có bề dày không đổi: } h = \frac{300 + 500}{2} = 400 \text{ mm}$$

Diện tích thép:

$$A_s = \frac{1}{200} \times \frac{\pi \times d_{\text{dung}}^2}{4} = \frac{1}{200} \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 0.77 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{0.77 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1} = 8.45 \text{ mm}$$

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

$$d_s = h - a_{bv} - \frac{d_{\text{dung}}}{2} = 400 - 25 - \frac{14}{2} = 368 \text{ mm}$$

$$C_c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.45}{0.836} = 10.107$$

$$\frac{C_c}{d_s} = \frac{10.107}{368} = 0.027$$

Suy ra:  $\frac{C_c}{d_s} \leq 0.45$

Nên:  $M_c = \phi \times A_s \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 0.9 \times 0.77 \times \frac{280}{1000} \times (368 - \frac{8.45}{2}) = 70.56 \text{ kNmm/mm}$

❖ Xét phần 3 của tường:

Các giá trị tính toán:

Chiều cao trụ bê tông (chính là chiều rộng b tính toán trong phương pháp tính cốt đơn):

$$b = 1 \text{ mm}$$

Chiều rộng trụ bê tông (chính là chiều cao h tính toán trong phương pháp tính cốt đơn):

$$h = 500 \text{ mm}$$

Diện tích thép:

$$A_s = \frac{1}{200} \times \frac{\pi \times d_{\text{dung}}^2}{4} = \frac{1}{200} \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 0.77 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{0.77 \times 280}{0.85 \times 30 \times 1} = 8.45 \text{ mm}$$

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

$$d_s = h - a_{bv} - \frac{d_{\text{dung}}}{2} = 500 - 25 - \frac{14}{2} = 468 \text{ mm}$$

$$C_c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.45}{0.836} = 10.107$$

$$\frac{C_c}{d_s} = \frac{10.107}{468} = 0.0215$$

Suy ra:  $\frac{C_c}{d_s} \leq 0.45$

Nên:  $M_c = \phi \times A_s \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 0.9 \times 0.77 \times \frac{280}{1000} \times (468 - \frac{8.45}{2}) = 89.95 \text{ kNmm/mm}$

Vậy tổng sức kháng uốn dọc của tường chắn:

$$M_c = \sum_{i=1}^3 \frac{M_{ci} \times b_i}{H_w} = \frac{51.16 \times 400 + 70.56 \times 200 + 89.95 \times 200}{800} = 65.71 \text{ kNmm}$$

Bảng tổng hợp giá trị  $M_c$ :

| Phân đoạn<br>gờ<br>bê tông | Chiều<br>cao<br>phân<br>đoạn<br>$h_i$ | Diện tích<br>cốt thép<br>$A_s$ | Chiều<br>cao có<br>hiệu d | $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$ | $M_{ci} = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$ | $M_c = \sum \frac{M}{r}$ |
|----------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|---------------------------|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| Đơn vị                     | mm                                    | mm <sup>2</sup> /mm            | mm                        | mm                                                     | kNmm/mm                                                                     | kNmm/r                   |
| 1                          | 400                                   | 0.77                           | 268                       | 8.45                                                   | 51.16                                                                       | 65.71                    |
| 2                          | 200                                   | 0.77                           | 368                       | 8.45                                                   | 70.56                                                                       |                          |
| 3                          | 200                                   | 0.77                           | 468                       | 8.45                                                   | 89.95                                                                       |                          |

Đối với các va xô trong một phần đoạn tường:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \times H \times (M_b + M_w \times H)}{M_c}} = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 800 \times (0 + 50395.07)}{65.71}}$$

$$= 2814.17 \text{ mm}$$

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

$$= \frac{2}{(2 \times 2814.17 - 1070)} \times \left(8 \times 50395.07 + \frac{65.71 \times 2814.17^2}{800}\right) = 462.29 \text{ kN}$$

Đối với va chạm ở đầu tường hoặc mối nối:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H(M_b + M_w H)}{M_c}} = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{800(0 + 50395.07)}{65.71}} = 1483.57 \text{ mm}$$

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

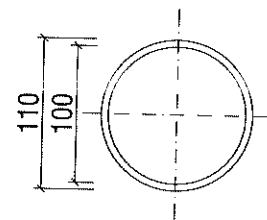
$$= \frac{2}{(2 \times 2814.17 - 1070)} \times \left(50395.07 + \frac{65.71 \times 2814.17^2}{800}\right) = 243.71 \text{ kN}$$

Đây là cầu nằm trên đường cao tốc; không có lề bộ hành cho người đi bộ nên ta chọn lan can thép kê trên tường chắn.

### 1.5. Thiết kế lan can:

Do không có lề bộ hành nên khi thiết kế lan can ta thiết kế với tải trọng đặc biệt là tải trọng va xe.

Chọn tiết diện thanh lan can là tiết diện tròn rỗng có:



Hình 1.7: Ống thép lan can tay vịn

Chọn đường kính thanh lan can:

- Đường kính ngoài:  $D = 110 \text{ mm}$

- Đường kính trong:  $d = 100 \text{ mm}$

❖ Xét trường hợp xe va vào cột lan can (Số nhịp tham gia vào đường chảy là chẵn):

Sức kháng của hệ dầm và cột:

$$R_R = \frac{16 \times M_p + P_p \times n^2 \times L}{2 \times n \times L - L_t} \quad (1)$$

Trong đó:

$P_p$ : Sức kháng ngang cực hạn của 1 cột đơn ở độ cao  $Y$

$R_p$  phụ thuộc vào biến  $n$ , đạo hàm phương trình (1), ta có:

$$\frac{dR_p}{dn} = 0 \Leftrightarrow n = \begin{cases} \frac{1}{2 \times P_p \times L} \times \left( P_p \times L_t + \sqrt{(P_p \times L_t)^2 + 64 \times P_p \times L \times M_p} \right) \\ n \in \mathbb{N} \\ n : \text{chẵn} \end{cases} \quad (2)$$

Chọn kích thước cột:

-  $B = 130 \text{ mm}$

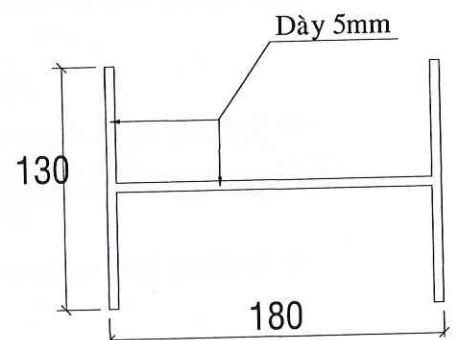
-  $b' = 180 \text{ mm}$

-  $\delta = 5 \text{ mm}$

Momen quán tính của tiết diện :

$$I = 2 \times \left( \frac{B \times \delta^3}{12} + \left( \frac{b' - \delta}{2} \right)^2 \times B \times \delta \right)$$

$$= 2 \times \left( \frac{130 \times 5^3}{12} + \left( \frac{180 - 5}{2} \right)^2 \times 130 \times 5 \right) = 9.955 \times 10^6 \text{ mm}^4$$



Hình 1.8. Sơ đồ để cột lan can

Sức kháng ngang cực hạn của 1 cột đơn ở độ cao  $Y$ :

$$P_p = \frac{M_c}{H_R - H_w} = \frac{2 \times \phi \times f_u \times I}{(H_R - H_w) \times b'} = \frac{2 \times 0.9 \times 260 \times 9.955 \times 10^6}{(1050 - 800) \times 180 \times 1000} = 103.53 \text{ kN}$$

Momen kháng uốn của thanh lan can:

$$W = 0.1 \times D^3 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{d}{D} \right)^4 \right] = 0.1 \times 110^3 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{100}{110} \right)^4 \right] = 42190.91 \text{ mm}^3$$

Sức kháng của thanh lan can:

$$M_p = \phi \times f_u \times W = 0.9 \times 260 \times 42190.91 = 9872.67 \text{ KNmm}$$

Chiều dài 1 nhịp lan can:  $L = 2000 \text{ mm}$

Từ (2) suy ra:

$$n = \frac{1}{2 \times 119.99 \times 2000} \left( 119.99 \times 1070 + \sqrt{(119.99 \times 1070)^2 + 64 \times 119.99 \times 2000 \times 9872.67} \right) = 1.1$$

Chọn  $n = 2$

Từ (1) suy ra:

$$R_R = \frac{16 \times M_p + P_p \times n^2 \times L}{2 \times n \times L - L_t} = \frac{16 \times 9872.67 + 119.99 \times 2^2 \times 2000}{2 \times 2 \times 2000 - 1070} = 142.32 \text{ kN}$$

❖ Số nhịp tham gia vào đường chảy là lẻ (trường hợp xe va vào giữa nhịp lan can):

$$n = \frac{1}{2 \times P_p \times L^2} \times \left( P_p \times L \times L_t + \sqrt{(P_p \times L \times L_t)^2 + 64 \times P_p \times L^3 \times M_p - 4 \times P_p \times L^2} \right)$$

$$\Leftrightarrow n = \frac{1}{2 \times 119.99 \times 2000^2} \times (119.99 \times 2000 \times 1070 + \sqrt{(119.99 \times 2000 \times 1070)^2 + 64 \times 119.99 \times 2000^3 \times 9872.67 - 4 \times 119.99 \times 2000^2}) = 1.1$$

Chọn  $n = 1$

Sức kháng của hệ dầm và cột:

$$R_R = \frac{16 \times M_p + (n-1) \times (n+1) \times P_p \times L}{2 \times n \times L - L_t} = \frac{16 \times 9872.67}{2 \times 1 \times 2000 - 1070} = 53.91 \text{ kN}$$

Trường hợp xe va vào cột lan can thì sức kháng của phần gờ bê tông bị giảm do phải chịu tải trọng cột và dầm lan can:

Sức kháng của gờ bê tông trong trường hợp này được xác định theo công thức:

$$R'_w = \frac{R_w \times H_w - P_p \times H_R}{H_w}$$

❖ Trường hợp xe va vào cột lan can + đầu tường hoặc mối nối:

$$R'_w = \frac{R_w \times H_w - P_p \times H_R}{H_w} = \frac{462.29 \times 800 - 119.99 \times 1050}{800} = 326.40 \text{ kN}$$

❖ Trường hợp xe va vào cột lan can + một phần đoạn tường:

$$R'_w = \frac{R_w \times H_w - P_p \times H_R}{H_w} = \frac{243.71 \times 800 - 119.99 \times 1050}{800} = 107.81 \text{ kN}$$

## 1.6. Kiểm toán lan can:

### 1.6.1. Trường hợp 1: Giữa nhịp lan can + đầu tường hoặc tại mối nối.

Sức kháng của hệ lan can:

$$\bar{R} = R_w + R_R = 243.71 + 53.91 = 297.62 \text{ kN} > F_t = 240 \text{ kN} \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

Chiều cao kháng:

$$\bar{Y} = \frac{R_w \times H_w + R_R \times H_R}{\bar{R}} = \frac{243.71 \times 800 + 53.91 \times 1050}{297.62} = 845.29 \text{ mm} > H_e = 810 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  ĐẠT

### 1.6.2. Trường hợp 2: Giữa nhịp lan can + một phần đoạn tường.

Sức kháng của hệ lan can:



$$\bar{R} = R_w + R_R = 462.29 + 53.91 = 516.21 \text{ kN} > F_t \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

Chiều cao kháng:

$$\bar{Y} = \frac{R_w \times H_w + R_R \times H_R}{\bar{R}} = \frac{462.91 \times 800 + 53.91 \times 1050}{516.21} = 826.11 \text{ mm} > H_e \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

### 1.6.3. Trường hợp 3: Cột lan can + đầu tường hoặc tại mối nối.

Sức kháng của hệ lan can:

$$\bar{R} = R_w + R_R = 326.40 + 142.32 = 468.72 \text{ kN} > F_t \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

Chiều cao kháng:

$$\bar{Y} = \frac{R_w \times H_w + R_R \times H_R}{\bar{R}} = \frac{326.40 \times 800 + 142.32 \times 1050}{468.72} = 875.91 \text{ mm} > H_e \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

### 1.6.4. Trường hợp 4: Cột lan can + một phần đoạn tường.

Sức kháng của hệ lan can:

$$\bar{R} = R_w + R_R = 107.81 + 142.32 = 250.13 \text{ kN} > F_t \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

Chiều cao kháng:

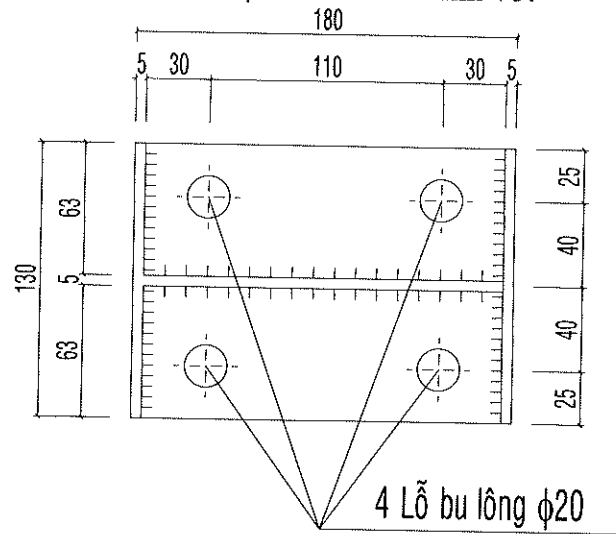
$$\bar{Y} = \frac{R_w \times H_w + R_R \times H_R}{\bar{R}} = \frac{107.81 \times 800 + 250.13 \times 1050}{250.13} = 942.24 \text{ mm} > H_e \Rightarrow \text{ĐẠT}$$

BẢNG TỔNG HỢP KIỂM TOÁN LAN CAN:

| Tổ hợp va xe |                                                      | Sức<br>kháng<br>gờ<br>bê tông | Sức<br>kháng<br>cột +<br>dầm | Sức kháng<br>hệ lan can | Chiều cao<br>kháng | Điều<br>kiện<br>kiểm<br>toán |
|--------------|------------------------------------------------------|-------------------------------|------------------------------|-------------------------|--------------------|------------------------------|
|              |                                                      | $R_w$ (KN)                    | $R_R$ (KN)                   | $\bar{R}$ (KN)          | $\bar{Y}$ (mm)     |                              |
| 1            | Giữa nhịp lan<br>can + đầu tường<br>hoặc tại mối nối | 243.71                        | 53.91                        | 297.62                  | 845.29             | ĐẠT                          |
| 2            | Giữa nhịp lan<br>can + một phần<br>đoạn tường        | 462.29                        | 53.91                        | 516.21                  | 826.11             | ĐẠT                          |
| 3            | Cột lan can +<br>đầu tường hoặc<br>tại mối nối       | 326.40                        | 142.32                       | 468.72                  | 875.91             | ĐẠT                          |
| 4            | Cột lan can +<br>một phần đoạn<br>tường              | 107.81                        | 142.32                       | 250.13                  | 942.24             | ĐẠT                          |

**1.7. Tính toán liên kết bu lông:**

Chọn bu lông đường kính  $d = 20$  mm được bố trí như hình vẽ:



Hình 1.9: Sơ đồ bố trí lỗ bulông

**1.7.1. Sức kéo danh định của bu lông:**

Ta tính sức kéo danh định của bu lông theo (6.13.2.10.2-1):

$$T_n = 0.76 \times A_b \times F_{ub}$$

Trong đó:

$A_b$  là diện tích bu lông theo đường kính danh định ( $\text{mm}^2$ )

$$A_b = \frac{n \times \pi \times d^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 20^2}{4} = 628.31 \text{ mm}^2$$

$F_{ub}$ : cường độ chịu kéo nhỏ nhất qui định của bu lông được qui định trong điều 6.4.3 Tiêu chuẩn kỹ thuật đối với các bulông:  $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$

Suy ra sức kéo danh định của bu lông:

$$T_n = 0.76 \times A_b \times F_{ub} = 0.76 \times 628.31 \times 420 = 200.55 \times 10^3 \text{ N}$$

**1.7.2. Lực kéo bu lông do va chạm gây ra là :**

$$N_{\max} = \frac{M \times l_{\max}}{n \times (\sum l_i^2)}$$

Với  $M$  là momen tại mặt cắt nối bu lông được tính như sau:

$$M = P_p \times (H_R - H_w) = 103.54 \times (1050 - 800) = 25.885 \times 10^3 = 25.885 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Vậy lực kéo:

$$N_{\max} = \frac{M \times l_{\max}}{n \times (\sum l_i^2)} = \frac{25.885 \times 10^6 \times 250}{2 \times (250^2)} = 51770 \text{ N}$$

**1.7.3. Kiểm toán bu lông :**

$$N_{\max} = 51770 \text{ N} < T_u = \phi \times T_n = 0.9 \times 200.55 \times 10^3 = 180297 \text{ N}$$

Vậy bu lông thoả mãn cường độ .

**1.8. Tính toán chống cắt cho lan can ngay tại mặt cắt tiếp xúc với bản mặt cầu (Kiểm tra trượt của lan can):**

Sự truyền lực của thanh lan can và bản mặt cầu

Giả thuyết  $R_w$  Phát triển theo góc nghiêng 1:1 bắt đầu từ  $L_c$  lực cắt tại chân tường do va chạm xe cộ  $V_{CT}$  trở thành lực kéo  $T$  trên 1 đơn vị chiều dài bản hẫng được cho bởi :

$$T = V_{CT} = \frac{R_w}{L_c + 2 \times H}$$

$V_{CT}$  : Lực cắt do va chạm xe.

Trong 4 trường hợp vừa tính ở trên, ta chọn trường hợp xe xô vào cột lan can + đầu tường hoặc tại mối nối.

$$\text{Suy ra: } T = V_{CT} = \frac{\bar{R}}{L_c + 2 \times H} = \frac{468.72}{1483.57 + 2 \times 875.91} = 0.1449 \text{ kN/mm} = 144.9 \text{ N/mm}$$

Sức kháng cắt danh định  $V_n$  của mặt tiếp xúc theo (A 5.8.4.1-1)

$$V_n = c \times A_{cv} + \mu \times (A_{vf} \times f_y + P_c)$$

Nhưng không vượt quá  $0.2 \times f_c'$  hoặc  $5.5 \times A_{cv}$

Trong đó:

$A_{cv}$ : diện tích tiếp xúc chịu cắt,  $A_{cv} = 500 \times 1 = 500 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$A_{vf}$ : diện tích cốt thép neo của mặt chịu cắt,  $A_{vf} = \frac{2 \times \pi \times 14^2}{4 \times 200} = 1 \times 539 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$f_y$ : cường độ chảy của thép,  $f_y = 280 \text{ MPa}$

$P_c$ : lực nén do tĩnh tải.

$$P_c = P_1 + P_2 + P_3$$

Trong đó:

$P_1$ : Trọng lượng của tường chắn:

$$P_1 = \gamma_c \times (A \times b_1 + h \times b_2 + B \times b_3) \times 1 = 2.5 \times 10^{-5} \times (300 \times 400 + 400 \times 200 + 500 \times 200) \times 1 = 7.5 \text{ N/mm}$$

$P_2$ : Trọng lượng của thanh lan can tay vịn.

$$P_2 = \gamma_{thép} \times \frac{\pi \times (D^2 - d^2)}{4} \times 1 = 7.85 \times 10^{-5} \times \frac{\pi \times (110^2 - 100^2)}{4} \times 1 = 0.129 \text{ N/mm}$$

$P_3$ : Trọng lượng của cột thép.

Chiều cao cột lan can:  $h_{cot} = 340 \text{ mm}$

$$P_3 = \gamma_{thép} \times S_{thép} = 7.85 \times 10^{-3} \times (2 \times 5 \times 130 + 5 \times 180) \times 1 = 17.27 \text{ N/mm}$$

$$\Rightarrow P_c = 7.5 + 0.129 + 17.27 = 24.899 \text{ N/mm}$$

$c$  : hệ số dính kết (A 5.8.4.2),  $c = 0.52$

$\mu$  : hệ số ma sát (A 5.8.4.2),  $\mu = 0.6 \times \lambda$

$\lambda = 1$  (Bê tông tỉ trọng thông thường)

$c, \mu$  Dùng cho bê tông đổ trên lớp bê tông đã đông cứng được rửa sạch vữa bẩn nhưng không làm nhám mặt.

Ta có:

$$V_n = c \times A_{cv} + \mu \times (A_{vf} \times f_y + P_c) = 0.52 \times 500 + 0.6 \times (1.539 \times 280 + 24.899) = 533.49 \text{ N/mm}$$

Ta thấy:

$$V_n < 0.2 \times f_c' \times A_{cv} = 0.2 \times 30 \times 500 = 30000 \text{ N/mm}$$

$$V_n < 5.5 \times A_{cv} = 5.5 \times 500 = 2750 \text{ N/mm}$$

$$V_n > V_{CT} = 144.9 \text{ N/mm}$$

→ Thỏa điều kiện chống trượt của lan can.

### 1.9. Tính toán chiều dài neo của cốt thép vào trong bản mặt cầu:

Chiều dài neo thép vào bản mặt cầu lấy theo cấu tạo  $= 30 \times d$  ( $d$  là đường kính của thép neo)

Vậy chiều dài neo:  $30 \times d = 30 \times 14 = 420 \text{ mm}$

Kết luận: Lan can thỏa mãn các yêu cầu chịu lực



## CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

### 2.1. Khái niệm:

Mặt cầu là bộ phận trực tiếp chịu tải trọng giao thông và chủ yếu quyết định chất lượng khai thác của cầu, vì vậy mặt cầu cần phải bằng phẳng, đủ độ nhám, đảm bảo thoát nước, khai thác thuận tiện, ít hư hỏng nhất và an toàn tối đa cho các phương tiện tham gia giao thông.

Bản mặt cầu là kết cấu có dạng bản kê trên hệ dầm mặt cầu gồm các dầm chủ, dầm ngang và dầm dọc phụ, vì vậy bản mặt cầu chủ yếu làm việc chịu uốn cục bộ như một bản kê trên hệ dầm mặt cầu. Trong cầu bê tông cốt thép bản mặt cầu thường làm bằng bê tông, bê tông dự ứng lực, đúc tại chỗ hoặc lắp ghép.

### 2.2. Cấu tạo bản mặt cầu:

- Cường độ bê tông bản mặt cầu:  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

- Thép AII có  $f_y = 280 \text{ MPa}$

- Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{30} = 27691.466 \text{ MPa}$$

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

- Tỷ số môđun đàn hồi:  $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27691.466} = 7.22$

- Chiều dày bản bê tông cốt thép:  $t_s = 200 \text{ mm}$

- Lớp bê tông Atphan:  $t_{at} = 60 \text{ mm}, \gamma_{at} = 2.3 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

- Lớp phòng nước:  $t_{pn} = 2 \text{ mm}, \gamma_{pn} = 1.8 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$

- Số dầm chính là 6 dầm.

- Khoảng cách giữa các dầm:  $S = 1,800 \text{ mm}$ .

- Chiều dài cánh hẫng:  $L_C = 750 \text{ mm}$ .

- Bản làm việc theo phương ngang.

❖ Thiết kế thoát nước mặt cầu:

Đường kính ống:  $D \geq 100 \text{ mm}$ . Diện tích ống thoát nước được tính trên cơ sở  $1 \text{ m}^2$  mặt cầu tương ứng với ít nhất  $1.5 \text{ cm}^2$  ống thoát nước. Khoảng cách ống tối đa  $15 \text{ m}$ , chiều dài ống vượt qua đáy dầm  $100 \text{ mm}$ .



Diện tích mặt cầu  $S = L \times B_{tc} = 36 \times 9.5 = 342 \text{m}^2$  vậy cần bố trí ít nhất  $513 \text{cm}^2 = 51300 \text{mm}^2$  ống thoát nước.

$$\Rightarrow A_{\text{ống}} = \frac{3.14 \times 100^2}{4} = 7850 \text{mm}^2$$

Số ống cần thiết :

$$n = \frac{51300}{7850} = 6.00$$

Vậy ta chọn 12 ống, bố trí đối xứng 2 bên mỗi bên 6 ống, khoảng cách ống là 6m.

### 2.3. Sơ đồ tính bản mặt cầu:

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

### 2.4. Tính nội lực trong bản dầm:

#### 2.4.1. Tải trọng tác dụng lên bản:

❖ Tĩnh tải:

Tính toán bản mặt cầu theo dải bản ngang rộng 1m.

- Trọng lượng bản thân bản mặt cầu:

$$DC_2 = \gamma_c \cdot t_s \cdot b = 2.5 \times 10^{-5} \times 200 \times 1000 = 5.00 \text{ N/mm}$$

- Trọng lượng lớp phủ:

Lớp bê tông atphan

$$q_1 = \gamma_{at} \cdot h \cdot b = 2.3 \times 10^{-5} \times 60 \times 1000 = 1.38 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước:

$$q_2 = \gamma_{pn} \cdot h \cdot b = 1.8 \times 10^{-5} \times 2 \times 1000 = 0.04 \text{ N/mm}$$

$$\text{Vậy: } DW = q_1 + q_2 = 1.38 + 0.04 = 1.42 \text{ N/mm}$$

❖ Hoạt tải:

- Vì các dải bản chịu lực chính theo phương ngang cầu có chiều dài nhịp  $S = 1.8 \text{m} < 4.6 \text{m}$  nên hoạt tải thiết kế cho bản mặt cầu chỉ xét cho xe 3 trục.

- Với trường hợp chỉ có một bánh xe:

$$p = \frac{P}{2b_1}$$

Trong đó:

P: tải trọng trục tính toán,  $P=145$  (kN)

$$b_1: \text{bề rộng vật bánh xe: } b_1 = 510 + 2h_{DW} = 510 + 2 \times 62 = 634 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow p = 0.65 \times \frac{145 \times 10^3}{2 \times 634} = 74.33 \text{ (N/mm)}$$

- Với trường hợp 2 bánh xe của 2 xe kề nhau:

$$p' = \frac{P}{b'_1}$$

Trong đó:

P: tải trọng trục tính toán,  $P=145$  (kN)

$b'_1$ : bề rộng phân bố vật bánh xe:

$$b'_1 = b_1 + 1200 = 634 + 1200 = 1834 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow p = 0.65 \times \frac{145 \times 10^3}{1834} = 51.39 \text{ (N/mm)}$$

- Xét tác dụng của tải trọng theo phương dọc cầu ta có chiều rộng dải bản tương đương là:

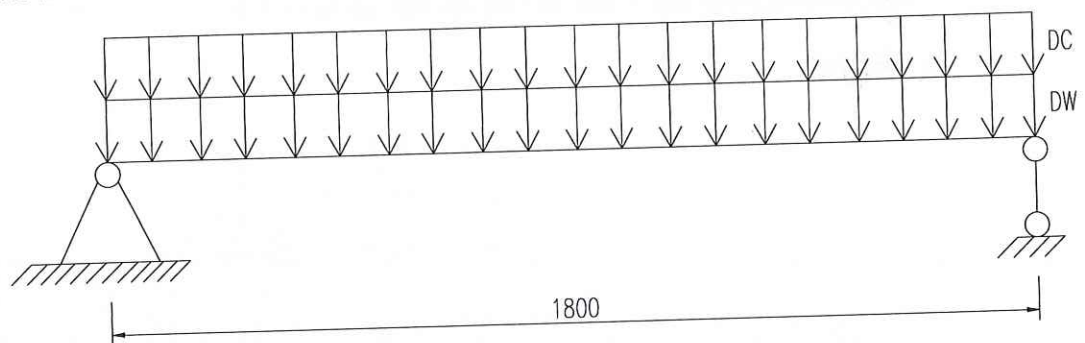
$$SW^+ = 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 1,800 = 1,650 \text{ mm}$$

$$SW^- = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 1,800 = 1,670 \text{ mm}$$

#### 2.4.2. Nội lực trong bản:

❖ Tính tải:

Sơ đồ tính:



Hình 2.1: Sơ đồ tính bản dầm trong

- Hệ số điều chỉnh tải trọng:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \text{ đối với các tải trọng dùng hệ số tải trọng } \gamma_i \text{ max.}$$

Và  $\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$  đối với các tải trọng dùng hệ số tải trọng  $\gamma_i$  min.

$\eta_D$  - Độ dẻo.

$\eta_R$  - Độ dư thừa.

$\eta_I$  - Độ quan trọng.

+ Đối với trạng thái giới hạn cường độ:  $\eta_D = 1; \eta_R = 1; \eta_I = 1.05$

$\rightarrow \eta = 1.05$

+ Đối với trạng thái giới hạn sử dụng:  $\eta_D = 1; \eta_R = 1; \eta_I = 1$

Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{DC+DW} = \eta \left( \gamma_{DC_2} \frac{DC_2 \times S^2}{8} + \gamma_{DW} \frac{DW \times S^2}{8} \right)$$

$$= 1.05 \times \left( 1.25 \times \frac{5.00 \times 1,800^2}{8} + 1.5 \times \frac{1.42 \times 1,800^2}{8} \right) = 3,563,595 \text{ N.mm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

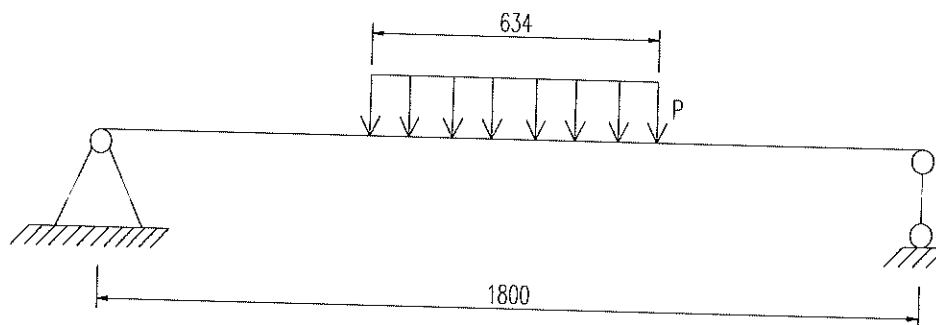
$$M_s^{DC+DW} = \left( \frac{DC_2 \times S^2}{8} + \frac{DW \times S^2}{8} \right)$$

$$= \left( \frac{5.00 \times 1,800^2}{8} + \frac{1.42 \times 1,800^2}{8} \right) = 2,600,100 \text{ N.mm.}$$

❖ Hoạt tải:

+ Xét trường hợp đặt 1 làn xe: hệ số làn xe  $m = 1.2$

Sơ đồ tính:



Hình 2.2: Sơ đồ tính vệt bánh xe trong trường hợp 1 làn xe

Trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_{ul}^{LL} = \eta \left( \gamma_{LL} \times (1+IM) \times m \times \frac{pb_1}{4} \left( S - \frac{b_1}{2} \right) \right)$$

$$= 1.05 \times \left( 1.75 \times 1.33 \times 1.2 \times \frac{74.33 \times 634}{4} \left( 1,800 - \frac{634}{2} \right) \right)$$

$$= 51,238,309 \text{ N.mm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

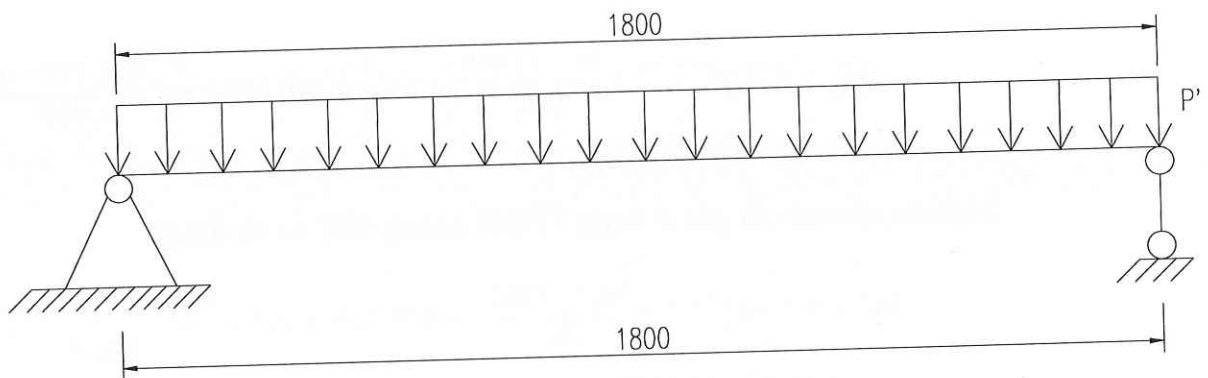
$$M_{sl}^{LL} = \left( (1+IM) \times m \times \frac{pb_1}{4} \left( S - \frac{b_1}{2} \right) \right)$$

$$= \left( 1.33 \times 1.2 \times \frac{74.33 \times 634}{4} \left( 1,800 - \frac{634}{2} \right) \right)$$

$$= 27,884,794 \text{ N.mm}$$

+ Xét trường hợp đặt 2 làn xe: hệ số làn xe  $m = 1$

Sơ đồ tính:



Hình 2.3: Sơ đồ tính vết bánh xe trong trường hợp 2 làn xe

Trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_{u2}^{LL} = \eta \left( \gamma_{LL} \times (1+IM) \times m \times \frac{pb'_1}{4} \left( S - \frac{b'_1}{2} \right) \right)$$

$$= 1.05 \times \left( 1.75 \times 1.33 \times 1 \times \frac{51.39 \times 1,800}{4} \left( 1,800 - \frac{1,800}{2} \right) \right)$$

$$= 50,864,248 \text{ N.mm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned} M_{s2}^{LL} &= \left( (1 + IM) \times m \times \frac{pb_1'}{4} \left( S - \frac{b_1'}{2} \right) \right) \\ &= \left( 1.33 \times 1 \times \frac{51.39 \times 1,800}{4} \left( 1,800 - \frac{1,800}{2} \right) \right) \\ &= 27,681,224 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Vậy nội lực do hoạt tải gây ra:

Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{LL} = \max (M_{u1}^{LL}, M_{u2}^{LL}) = 51,238,309 \text{ N.mm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{LL} = \max (M_{s1}^{LL}, M_{s2}^{LL}) = 27,884,794 \text{ N.mm}$$

- Xét tính liên tục của bản mặt cầu:

Momen tại mặt cắt giữa nhịp ở trạng TTGH cường độ I và sử dụng:

$$\begin{aligned} M_u^m &= 0.5 \left( M_u^{DC+DW} + \frac{M_u^{LL} \times 1000}{SW^+} \right) = 0.5 \left( 3,563,595 + \frac{51,238,309 \times 1000}{1,650} \right) \\ &= 17,308,558 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s^m &= 0.5 \left( M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^+} \right) = 0.5 \left( 2,600,100 + \frac{27,884,794 \times 1000}{1,650} \right) \\ &= 9,749,988 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Momen tại mặt cắt gối ở trạng TTGH cường độ I và sử dụng:

$$\begin{aligned} M_u^b &= 0.7 \left( M_u^{DC+DW} + \frac{M_u^{LL} \times 1000}{SW^-} \right) = 0.7 \left( 3,563,595 + \frac{51,238,309 \times 1000}{1,670} \right) \\ &= 23,971,652 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s^b &= 0.7 \left( M_s^{DC+DW} + \frac{M_s^{LL} \times 1000}{SW^-} \right) = 0.7 \left( 2,600,100 + \frac{27,884,794 \times 1000}{1,670} \right) \\ &= 13,508,307 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

## 2.5. Tính nội lực bản hằng:

❖ Tính tải:

- Tính toán bản mặt cầu theo dải bản ngang rộng 1m.
- Trọng lượng bản thân bản mặt cầu:  $DC_2 = 5.00 \text{ N/mm}$
- Trọng lượng lớp phủ bản mặt cầu:  $DW = 1.42 \text{ N/mm}$
- Trọng lượng của lan can, lề bộ hành truyền xuống:

Trọng lượng của lan can trên toàn dầm:

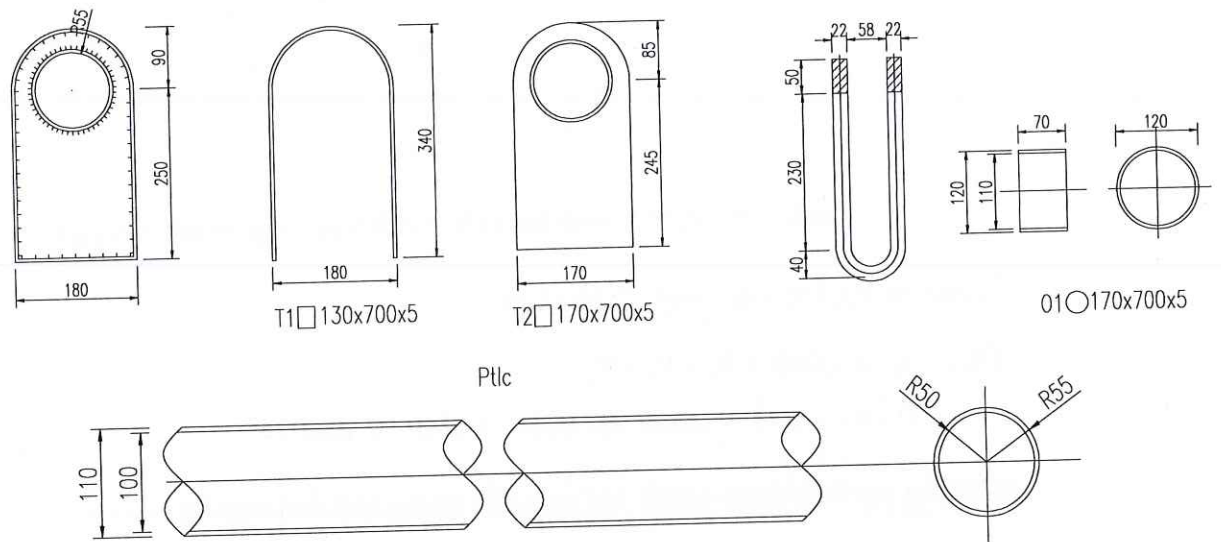


Trọng lượng của trụ lan can:  $P_{tr} = 124.75 \text{ N}$

Trọng lượng của một cặp thanh liên kết:  $P_{Lk} = 16.97 \text{ N}$

Trọng lượng của một cặp tay vịn:  $P_{tv} = 369.9 \text{ N}$

Chiều dài của dầm  $L = 36 \text{ m}$ , khoảng cách giữa hai trụ lan can là  $2 \text{ m}$ , vậy 1 dầm có 19 trụ lan can, 19 cặp thanh liên kết và 18 cặp thanh lan can.



Trọng lượng phần lan can:

$$P_1 = \gamma_c \times V_1 = 7.85 \times 10^{-5} \times 130 \times 700 \times 5 = 35.72 \text{ N}$$

$$P_2 = \gamma_c \times V_2 = 7.85 \times 10^{-5} \times (170 \times 700 \times 5 - 3.14 \times 120^2 \times 5 / 4) = 42.27 \text{ N}$$

$$P_{01} = \gamma_c \times V_{01} = 7.85 \times 10^{-5} \times 126,385 = 9.92 \text{ N}$$

$$P_{tlc} = \gamma_c \times V_{tlc} = 7.85 \times 10^{-5} \times 3,297,000 = 258.81 \text{ N}$$

$$P_{Lc} = P_1 \times 19 + P_2 \times 19 + P_{01} \times 19 + P_{tlc} \times 18 = 35.72 \times 19 + 42.27 \times 19 + 9.92 \times 19 + 258.81 \times 18 = 6,328.87 \text{ N}$$

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

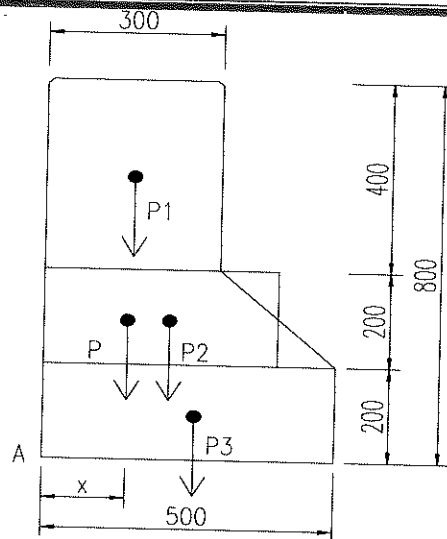
$$q_{Lc} = \frac{P_{Lc}}{L} = \frac{6,328.87}{36,000} = 0.18 \text{ (N / mm)}$$

Trọng lượng của lan can bê tông (1m dài)

$$P_1 = \gamma_c \times V_1 = 2.5 \times 10^{-5} \times 300 \times 400 \times 1000 = 3,000 \text{ N}$$

$$P_2 = \gamma_c \times V_2 = 2.5 \times 10^{-5} \times 200 \times 400 \times 1000 = 2,000 \text{ N}$$

$$P_3 = \gamma_c \times V_3 = 2.5 \times 10^{-5} \times 500 \times 200 \times 1000 = 2,500 \text{ N}$$



Hình 2.4: Vị trí trọng tâm DC3 đối với mép ngoài lan can.

Trọng lượng lan can thép và bê tông:

$$\begin{aligned} DC_3 &= q_{lc} \times 1,000 + P_1 + P_2 + P_3 \\ &= 0.18 \times 1,000 + 3,000 + 2,000 + 2,500 = 7,680 \text{ N} \end{aligned}$$

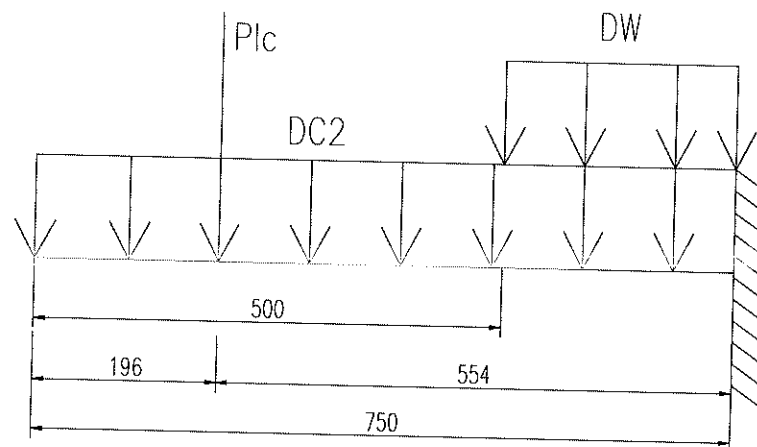
Khoảng cách từ mép ngoài lan can đến trọng tâm lan can là:

$$\begin{aligned} x' &= \frac{q_{lc} \times 1,000 \times x_{lc} + P_1 \times x_1 + P_2 \times x_2 + P_3 \times x_3}{DC_3} \\ &= \frac{0.18 \times 1,000 \times 150 + 3,000 \times 150 + 2,000 \times 200 + 2,500 \times 250}{7,680} \\ &= 195.57 \text{ mm} \end{aligned}$$

❖ Hoạt tải:

Do khi tính bản hẫng mép xe cách mép lan can bê tông 300mm. Nên hoạt tải không tác dụng khi tính bản hẫng.

❖ Nội lực tại mặt cắt ngàm:



Hình 2.5: Sơ đồ tính bản hẫng

- Do trọng lượng bản thân:

$$M_{DC2} = \frac{DC_2 \times L_c^2}{2} = \frac{5.00 \times 750^2}{2} = 1,406,250 \text{ N.mm}$$

- Do lan can:

$$M_{DC3} = DC_3 \times L_{DC3} = 7,680 \times 554.43 = 4,258,022 \text{ N.mm}$$

- Do lớp phủ:

$$M_{DW} = \frac{DW \times L_c^2}{2} = \frac{1.42 \times 250^2}{2} = 44,375 \text{ N.mm}$$

+ Momen ở trạng thái giới hạn cường độ I:

$$\begin{aligned} M_u &= \eta \times [\gamma_{DC} \times (M_{DC2} + M_{DC3}) + \gamma_{DW} \times M_{DW}] \\ &= 1.05 \times [1.25 \times (1,406,250 + 4,258,022) + 1.5 \times 44,375] \\ &= 7,504,248 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Với  $\eta$  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:  $\eta_D = 1$

Hệ số liên quan tới tính dư:  $\eta_R = 1,05$

Hệ số liên quan tới tầm quan trọng trong khai thác:  $\eta_i = 1$

$$\Rightarrow \eta = 1,05$$

+ Momen ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$\begin{aligned} M_s &= \eta \times [M_{DC2} + M_{DC3} + M_{PL}] \\ &= 1 \times [(1,406,250 + 4,258,022) + 44,375] \\ &= 5,708,647 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

## 2.6. Thiết kế cốt thép cho bản mặt cầu:

Giá trị momen của bản mặt cầu dùng để tính cốt thép (N.mm)

Bảng 2.1: Bảng tổng hợp momen trong bản mặt cầu (N.mm)

| TTGH | Vị trí | Bản hẫng | Bản dầm giữa | Tính toán |
|------|--------|----------|--------------|-----------|
|------|--------|----------|--------------|-----------|

|     |                       |           |            |            |
|-----|-----------------------|-----------|------------|------------|
| CD1 | Gối ( $M_u^b$ )       | 7,504,248 | 23,971,652 | 23,971,652 |
|     | Giữa nhịp ( $M_u^m$ ) |           | 17,308,558 | 17,308,558 |
| SD  | Gối ( $M_s^b$ )       | 5,708,647 | 13,508,307 | 13,508,307 |
|     | Giữa nhịp ( $M_s^m$ ) |           | 9,749,988  | 9,749,988  |

Ta lấy giá trị momen lớn nhất trong 2 trong 3 giá trị momen tại ngàm của bản hẫng, tại gối và giữa nhịp của bản dầm giữa để tính toán và kiểm toán. Lấy kết quả tính toán được bố trí cho cho các mặt cắt còn lại.

### 2.6.1. Thiết kế cho phần bản chịu moment âm:

$$M_u^{\max} = 23,971,652 \text{ N.mm}$$

- + Chọn khoảng cách từ mép ngoài cùng của bê tông đến trọng tâm cây thép là  $a_1 = 35 \text{ (mm)}$
- + Chọn chiều cao làm việc của tiết diện:  $d_s = h - a_1 = 200 - 35 = 165 \text{ (mm)}$
- + Chiều cao vùng nén quy đổi:

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

$$= 165 - \sqrt{165^2 - \frac{2 \times 23,971,652}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 1000}} = 6.46 \text{ (mm)}$$

- + Chiều cao vùng nén thực của bê tông:  $c = \frac{a}{\beta_1}$

$$\text{Do } 28 \text{ (MPa)} \leq f'_c = 30 \text{ (MPa)} \leq 56 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Suy ra } \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (30 - 28) = 0.836$$

$$\Rightarrow c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.46}{0.836} = 7.73 \text{ (mm)}$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi = 0.65 + 0.15 \times \left( \frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0.65 + 0.15 \times \left( \frac{165}{7.73} - 1 \right) = 3.70 > 0.9$$

Chọn  $\phi = 0.9$  để tính toán và phù hợp với giá trị ban đầu.

Kiểm tra điều kiện

$$\text{Tỷ số } \frac{c}{d_s} = \frac{7.73}{165} = 0.047 \leq 0.42 \text{ (thỏa)}$$

- Tiết diện không chế kéo:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times b \times a}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 1000 \times 6.46}{280} = 588.32(\text{mm}^2)$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$\rho = \frac{A_s}{bd_s} = \frac{588.32}{1000 \times 165} = 0.36\%$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times \frac{30}{280} = 0.32\%$$

Ta thấy:  $\rho \geq \rho_{\min} \Leftrightarrow 0.46\% \geq 0.32\%$  (thỏa)

Vậy tiết diện tính toán đảm bảo điều kiện hàm lượng cốt thép tối thiểu.

- Chọn cốt thép có đường kính Ø14 bố trí trên 1 m dài theo phương dọc cầu
- Số lượng thanh thép cần thiết là:

$$n_s = \frac{A_s}{A_{\phi 14}} = \frac{667.55}{\pi \times \frac{14^2}{4}} = 4.33(\text{thanh})$$

Vậy chọn  $n_s = 5$  (thanh)

- Bước cốt thép  $a = 200(\text{mm})$
- Chọn 5 thanh Ø14, lớp bảo vệ cốt thép là  $a_{bv} = 25(\text{mm})$  (Theo điều 5.12.3.1)
- Diện tích cốt thép của 5Ø14 là:

$$A_s = 5 \times A_{\phi 14} = 5 \times \pi \times \frac{14^2}{4} = 770(\text{mm}^2)$$

### 2.6.2. Thiết kế cho phần bản chịu moment dương:

$$M_u^m = 17,308,558(\text{Nmm})$$

- Chọn khoảng cách từ mép ngoài cùng của bê tông đến trọng tâm cây thép là  $a_2 = 35(\text{mm})$
- Chọn chiều cao làm việc của tiết diện:  $d_s = h - a_2 = 200 - 35 = 165(\text{mm})$
- Chiều cao vùng nén quy đổi:

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

$$= 165 - \sqrt{165^2 - \frac{2 \times 17,308,558}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 1000}} = 4.64(\text{mm})$$



- Chiều cao vùng nén thực của bê tông:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\text{Do } 28 \text{ (MPa)} \leq f'_c \leq 30 \text{ (MPa)} \leq 56 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Suy ra } \beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (30 - 28) = 0.836$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.64}{0.836} = 5.55 \text{ (mm)}$$

Hệ số sức kháng:

$$\phi = 0.65 + 0.15 \times \left( \frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0.65 + 0.15 \times \left( \frac{165}{5.55} - 1 \right) = 4.96 > 0.9$$

Chọn  $\phi=0.9$  để tính toán và phù hợp với giá trị ban đầu.

Kiểm tra điều kiện.

$$\text{Tỷ số } \frac{c}{d_s} = \frac{5.55}{165} = 0.034 \leq 0.42 \text{ (thỏa)}$$

- Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times b \times a}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 1000 \times 4.64}{280} = 422.57 \text{ (mm}^2\text{)}$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{422.57}{1000 \times 165} = 0.26\%$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times \frac{30}{280} = 0.32\%$$

Ta thấy:  $\rho \geq \rho_{\min} \Leftrightarrow 0.33\% \geq 0.32\%$  (thỏa)

Vậy diện tích cốt thép theo điều kiện hàm lượng cốt thép tối thiểu.

- Chọn cốt thép có đường kính Ø12 bố trí trên 1 m dài theo phương dọc cầu
- Số lượng thanh thép cần thiết là:

$$n_s = \frac{A_s}{A_{\phi 12}} = \frac{528.00}{\pi \times \frac{12^2}{4}} = 4.66 \text{ (thanh)}$$

Vậy chọn  $n_s = 5 \text{ (thanh)}$

- Bước cốt thép  $a = 200 \text{ (mm)}$
- Chọn 5 thanh Ø12, lớp bảo vệ cốt thép là  $a_{bv} = 25 \text{ (mm)}$  (Theo điều 5.12.3.1)

- Diện tích cốt thép của 5Ø12 là:

$$A_s = 5 \times A_{\phi 12} = 5 \times \pi \times \frac{12^2}{4} = 565.49(\text{mm}^2)$$

### 2.6.3. Cốt thép phân bố:

- Vì cốt thép chính vuông góc với hướng xe chạy nên phần trăm diện tích cốt thép phân bố phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\text{Số phần trăm} = 3840 \times \sqrt{S_c} \leq 67\%$$

- + Với  $S_c$  (mm) là chiều dài nhịp hữu hiệu lấy bằng chiều dài hữu hiệu ở điều 9.7.2.3

$S_c$  = cự ly từ đỉnh nách bên kia đến bản bụng bên này đối với bản tựa lên dầm bê tông.

$$S_c = \min \begin{cases} S \\ 12 \times t_s + \frac{b_f}{2} \\ \frac{L_{tt}}{4} \end{cases} \Leftrightarrow S_c = \min \begin{cases} 1800(\text{mm}) \\ 12 \times 200 + \frac{350}{2} = 2575(\text{mm}) \\ \frac{35200}{4} = 8800(\text{mm}) \end{cases}$$

Trong đó:

- +  $S$  (mm) là khoảng cách 2 dầm chủ.
- +  $t_s$  (mm) là chiều dày bản mặt cầu.
- +  $b_f$  (mm) là bề rộng bản cánh dầm chủ.
- +  $L_{tt}$  (mm) là chiều dài nhịp.

Vậy ta chọn  $S_c = 1800$  (mm)

$$\Rightarrow \text{Số phần trăm} = 3840 \times \sqrt{S_c} = 3840 \times \sqrt{1800} = 162,917\% \leq 67\% (\text{Vô lý})$$

- + Vậy diện tích cốt thép phân bố được xác định như sau:

$$A_{s-ph} = 0.67 \times A_s = 0.67 \times 770 = 516(\text{mm}^2)$$

- Chọn Ø12 là cốt  $S \leq S_{\max} \Leftrightarrow 110(\text{mm}) \leq 270(\text{mm})$  thép phân bố

$$(\text{với } A_{\phi 12} = \pi \times \frac{12^2}{4} = 113(\text{mm}^2))$$

- Số thanh thép cần thiết:

$$n_s = \frac{A_{s-ph}}{A_{\phi 12}} = \frac{516}{113} = 4.6(\text{thanh})$$

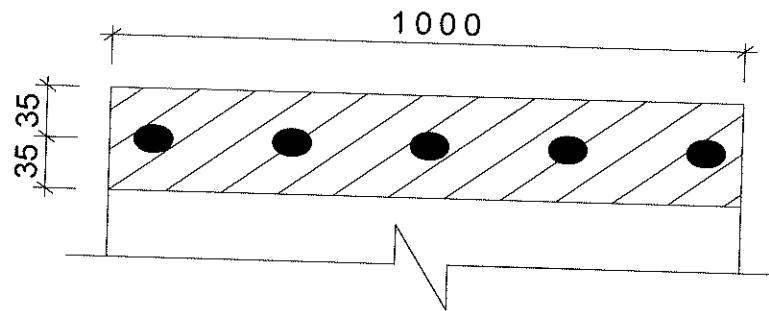
Vậy ta chọn 5 thanh Ø12 với khoảng cách giữa các thanh là 200(mm) để bố trí trên 1m dài theo phương ngang cầu.

## 2.7. Kiểm tra nứt cho bản mặt cầu:

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

### 2.7.1. Kiểm tra nứt với moment âm:

$$M_s^b = 13,508,307 \text{ (Nmm)}$$



Hình 2.6: Bố trí cốt thép cho tiết diện chịu momen âm

- Điều kiện kiểm tra:  $f_s \leq f_{sa}$

Trong đó:

- +  $f_s$  (MPa): Ứng suất kéo trong cốt thép.
- +  $f_{sa}$  (MPa): Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép.
- Ta xác định ứng suất kéo cho phép ( $f_{sa}$ ) trong thanh thép như sau:

$$f_{sa} = \min \left[ 0.6 \times f_y; \frac{Z}{(d_c \times A_c)^{\frac{1}{3}}} \right]$$

Trong đó:

- +  $f_y$  (MPa): Là cường độ chảy dẻo của cốt thép chịu kéo:  $f_y = 280$  (MPa)
- +  $Z$  (N / mm): Là thông số phụ thuộc điều kiện môi trường.

Đối với vùng khí hậu khắc nghiệt:  $Z = 2300$  (N / mm)

- +  $d_c$  (mm): Là khoảng cách từ trọng tâm của lớp cốt thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài của vùng bê tông chịu kéo và không vượt quá 50 (mm).

$$d_c = 35 \text{ (mm)}$$

- +  $A_c$  (mm<sup>2</sup>): Là diện tích vùng bê tông trung bình bọc quanh một thanh thép chịu kéo.

$$A_c = \frac{(a_1 + a_2) \times b}{n_s} = \frac{(35 + 35) \times 1000}{5} = 14000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow f_{sa} = \begin{cases} 0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168(\text{MPa}) \\ \frac{Z}{(d_c \times A_c)^{\frac{1}{3}}} = \frac{23000}{(35 \times 14000)^{\frac{1}{3}}} = 291.7(\text{mm}) \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{sa} = \min(168; 291.7) = 168(\text{MPa})$$

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

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

Trong đó:

+  $n$  là tỷ số quy đổi thép về bê tông:  $n = \frac{E_s}{E_c}$

+  $E_s(\text{MPa})$ : Là môđun đàn hồi của thép:  $E_s = 2 \times 10^5(\text{MPa})$

+  $E_c(\text{MPa})$ : Là môđun đàn hồi của bê tông được xác định theo công thức:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{30} = 2.7691 \times 10^4(\text{MPa})$$

$$\text{Từ đó suy ra: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{2.7691 \times 10^4} = 7.22$$

+  $A_s(\text{mm}^2)$ : Là diện tích cốt thép chịu kéo:

$$A_s = 5 \times A_{\phi 14} = 5 \times \pi \times \frac{14^2}{4} = 770(\text{mm}^2)$$

$$\text{Vậy } x = \frac{7.22 \times 770}{1000} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 165 \times 1000}{7.22 \times 770}} - 1 \right) = 37.63(\text{mm})$$

- Momen quán tính tiết diện:

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 = \frac{1000 \times 37.63^3}{3} + 7.22 \times 770 \times (165 - 37.63)^2 = 107,952,368(\text{mm}^4)$$

- Ứng suất trong cốt thép:

$$f_s = \frac{M^b}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{13,508,307}{107,952,368} \times (165 - 37.63) \times 7.22 = 115.07(\text{MPa})$$

Vì  $f_s = 115.07(\text{MPa}) < f_{sa} = 168(\text{MPa})$  nên bản mặt cầu đảm bảo điều kiện chống nứt.

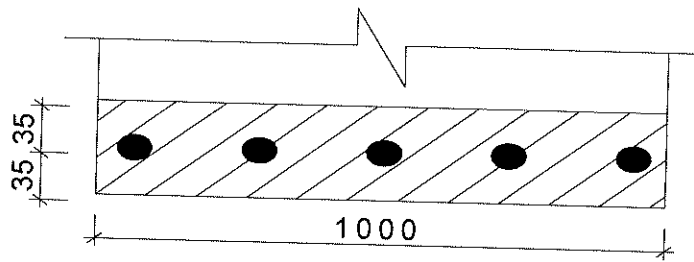
- Bề rộng vết nứt:

$$a_n = 11.022 \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_c} \times 10^{-6}(\text{mm})$$

$$\Rightarrow a_n = 11.022 \times 1.2 \times 115.07 \times \sqrt[3]{35 \times 14000} \times 10^{-6} = 0.12(\text{mm})$$

### 2.7.2. Kiểm tra nứt với moment dương:

$$M_s^m = 9,749,988 \text{ (Nmm)}$$



Hình 2.7: Bố trí cốt thép cho tiết diện chịu momen dương

- Điều kiện kiểm tra:  $f_s \leq f_{sa}$

Trong đó:

- +  $f_s(\text{MPa})$ : Ứng suất kéo trong cốt thép.
- +  $f_{sa}(\text{MPa})$ : Ứng suất kéo cho phép trong thanh cốt thép.
- Ta xác định ứng suất kéo cho phép ( $f_{sa}$ ) trong thanh thép như sau:

$$f_{sa} = \min \left[ 0.6 \times f_y; \frac{Z}{(d_c \times A_c)^{\frac{1}{3}}} \right]$$

Trong đó:

- +  $f_y(\text{MPa})$ : Là cường độ chảy dẻo của cốt thép chịu kéo:  $f_y = 280(\text{MPa})$
- +  $Z(\text{N} / \text{mm})$ : Là thông số phụ thuộc điều kiện môi trường.

Đối với vùng khí hậu khắc nghiệt:  $Z = 2300(\text{N} / \text{mm})$

- +  $d_c(\text{mm})$ : Là khoảng cách từ trọng tâm của lớp cốt thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài của vùng bê tông chịu kéo và không vượt quá 50(mm).

$$d_c = 35(\text{mm})$$

- +  $A_c(\text{mm}^2)$ : Là diện tích vùng bê tông trung bình bọc quanh một thanh thép chịu kéo.

$$A_c = \frac{(a_1 + a_2) \times b}{n_s} = \frac{(35 + 35) \times 1000}{5} = 14000(\text{mm}^2)$$



$$\Rightarrow f_{sa} = \begin{cases} 0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168(\text{MPa}) \\ \frac{Z}{(d_c \times A_c)^{\frac{1}{3}}} = \frac{23000}{(35 \times 14000)^{\frac{1}{3}}} = 291.7(\text{mm}) \end{cases}$$

$$\Rightarrow f_{sa} = \min(168; 291.7) = 168(\text{MPa})$$

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

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

Trong đó:

+  $n$  là tỷ số quy đổi thép về bê tông:  $n = \frac{E_s}{E_c}$

+  $E_s(\text{MPa})$ : Là môđun đàn hồi của thép:  $E_s = 2 \times 10^5(\text{MPa})$

+  $E_c(\text{MPa})$ : Là môđun đàn hồi của bê tông được xác định theo công thức:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f_c'} = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{30} = 2.7691 \times 10^4(\text{MPa})$$

$$\text{Từ đó suy ra: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{2.7691 \times 10^4} = 7.22$$

+  $A_s(\text{mm}^2)$ : Là diện tích cốt thép chịu kéo:

$$A_s = 5 \times A_{\phi 12} = 5 \times \pi \times \frac{12^2}{4} = 565.49(\text{mm}^2)$$

$$\text{Vậy } x = \frac{7.22 \times 566}{1000} \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 165 \times 1000}{7.22 \times 566}} - 1 \right) = 32.86(\text{mm})$$

- Momen quán tính tiết diện:

$$I_{gr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 = \frac{1000 \times 32.86^3}{3} + 7.22 \times 566 \times (165 - 32.86)^2 = 83,181,828(\text{mm}^4)$$

Ứng suất trong cốt thép:

$$f_s = \frac{M_s^m}{I_{gr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{9,749,988}{83,181,828} \times (165 - 32.86) \times 7.22 = 111.83(\text{MPa})$$

Vì  $f_s = 111.83(\text{MPa}) < f_{sa} = 168(\text{MPa})$  nên bản mặt cầu đảm bảo điều kiện chống nứt.

- Bề rộng vết nứt:

$$a_n = 11.022 \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{d_c \times A_c} \times 10^{-6}(\text{mm})$$

Với  $\beta$  là hệ số điều chỉnh:  $\beta = 1.2$

$$\Rightarrow a_n = 11.022 \times 1.2 \times 111.83 \times \sqrt[3]{35 \times 14000} \times 10^{-6} = 0.12(\text{mm})$$

## CHƯƠNG 3 : TÍNH TOÁN DẦM CHÍNH

## 3.1. Các số liệu dầm chính:

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

Ta chọn:

Chiều cao dầm thép  $d=1200$  mm.

Chiều cao dầm liên hợp  $H= 1430$  mm

Chiều cao phần vút :  $h_v=50$  mm

Chiều dày bản bê tông :  $t_s=200$  mm

Chiều dày sườn dầm :  $t_w=15$  mm

Chiều rộng cánh trên :  $b_c=350$  mm

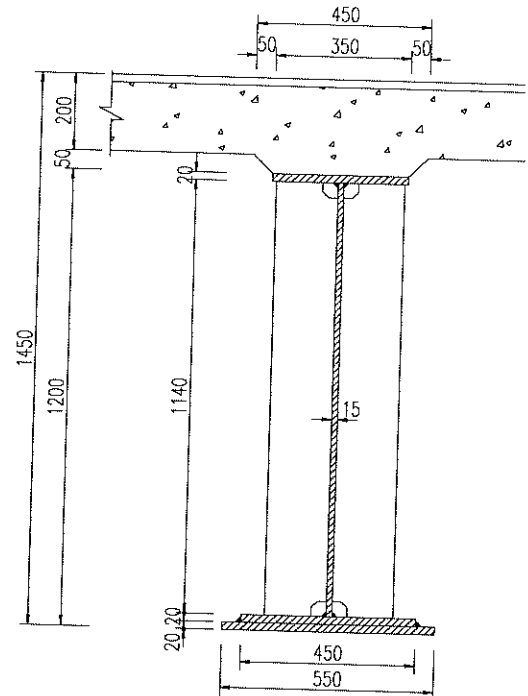
Chiều dày cánh trên :  $t_c=20$  mm

Chiều rộng cánh dưới :  $b_f=450$  mm

Chiều dày cánh dưới :  $t_f=20$  mm

Chiều rộng bản phủ :  $b'_f=550$  mm

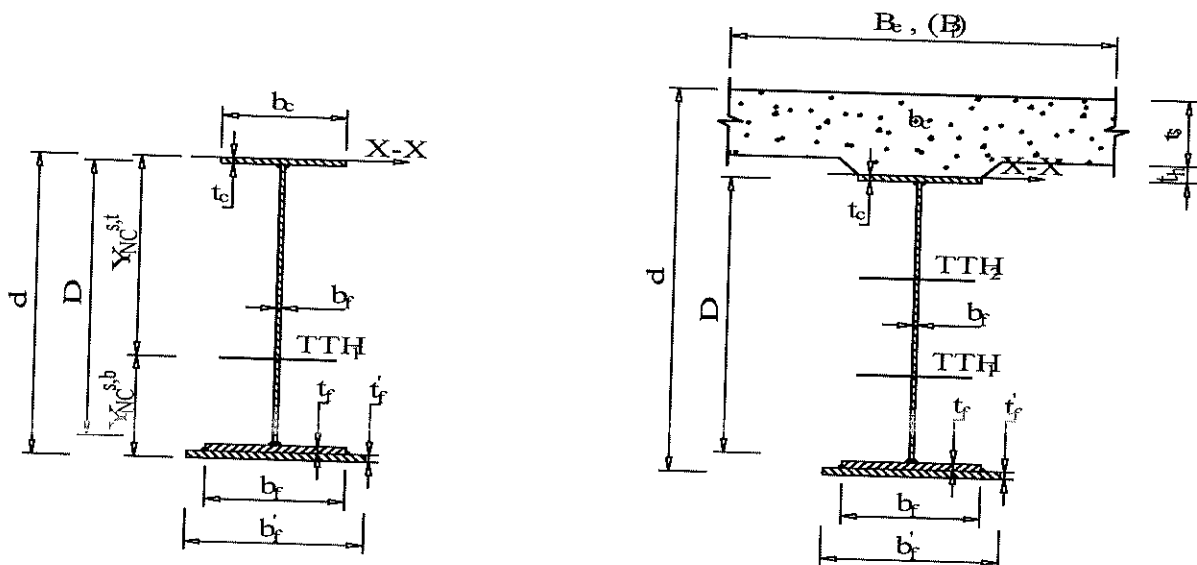
Chiều dày bản phủ :  $t'_f=20$  mm



Hình 3.1: Kích thước dầm chủ

## 3.2. Giai đoạn chưa liên hợp:

Hình 3.2: Tiết diện dầm chủ



Diện tích mặt cắt ngang phần dầm thép:

$$A_s = b_c \cdot t_c + D \cdot t_w + b_f \cdot t_f + b'_f \cdot t'_f \\ = 350 \times 20 + 1140 \times 15 + 450 \times 20 + 550 \times 20 = 44,100 \text{ mm}^2$$

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

$$K_{X-X} = \sum A_i \times y_{c,i}^{X-X} = b_c \times t_c \times \frac{t_c}{2} + D \times t_w \times \left( t_c + \frac{D}{2} \right) + b_f \times t_f \times \left( t_c + D + \frac{t_f}{2} \right) + b'_f \times t'_f \times \left( d - \frac{t'_f}{2} \right) \\ = 350 \times 20 \times \frac{20}{2} + 1140 \times 15 \times \left( \frac{1140}{2} + 20 \right) + 450 \times 20 \times \left( 20 + 1140 + \frac{20}{2} \right) + 550 \times 20 \times \left( 1200 - \frac{20}{2} \right) \\ = 33,779,000 \text{ mm}^3$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mép dầm:

$$Y_{NC}^{s,t} = c = \frac{K_{X-X}}{A_s} = \frac{33,779,000}{44,100} = 766 \text{ mm}$$

$$Y_{NC}^{s,b} = d - Y_{NC}^{s,t} = 1200 - 766 = 434 \text{ mm}$$

Xác định moment quán tính:

$$I_{NC} = \frac{b_c \times t_c^3}{12} + b_c \times t_c \times \left( Y_{NC}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right)^2 + \frac{t_w \times (Y_{NC}^{s,t} - t_c)^3}{3} + \frac{t_w \times (Y_{NC}^{s,b} - t_f - t'_f)^3}{3} + \frac{b_f \times t_f^3}{12} \\ + b_f \times t_f \times \left( Y_{NC}^{s,b} - t_f - \frac{t'_f}{2} \right)^2 + \frac{b'_f \times t_f^3}{12} + b'_f \times t'_f \times \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t'_f}{2} \right)^2 \\ = \frac{350 \times 20^3}{12} + 350 \times 20 \times \left( 766 - \frac{20}{2} \right)^2 + \frac{15 \times (766 - 20)^3}{3} + \frac{15 \times (434 - 20 - 20)^3}{3} + \frac{450 \times 20^3}{12} \\ + 450 \times 20 \times \left( 434 - 20 - \frac{20}{2} \right)^2 + \frac{550 \times 20^3}{12} + 550 \times 20 \times \left( 434 - \frac{20}{2} \right)^2 \\ = 9,829,751,600 \text{ mm}^4$$

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

$$S_{NC}^{s,t} = \frac{I_{NC}^s}{Y_{NC}^{s,t}} = \frac{9,829,751,600}{766} = 12,832,573.89 \text{ mm}^3$$

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

$$S_{NC}^{s,b} = \frac{I_{NC}^s}{Y_{NC}^{s,b}} = \frac{9,829,751,600}{434} = 22,649,197.24 \text{ mm}^3$$

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

$$\begin{aligned}
 S_{NC}^b &= t_w \frac{(D - Y_{NC}^{s,l} + t_c)^2}{2} + b_f t_f \left( d - Y_{NC}^{s,l} - \frac{t_f}{2} - t'_f \right) + b'_f t'_f \left( d - Y_{NC}^{s,l} - \frac{t'_f}{2} \right) \\
 &= 15 \times \frac{(1140 - 766 + 20)^2}{2} + 450 \times 20 \times \left( 1200 - 766 - \frac{20}{2} - 20 \right) + 550 \times 20 \times \left( 1200 - 766 - \frac{20}{2} - 20 \right) \\
 &= 9,464,270 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

### 3.3. Giai đoạn liên hợp:

#### 3.3.1. Bề rộng có hiệu dầm trong $B_i$ và dầm ngoài $B_e$ :

Dầm trong:

$$B_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \times t_s + \max(t_w, b_c / 2) \\ \frac{L_{tt}}{4} \\ S \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 200 + \max(15; 350 / 2) = 2,575 \text{ (mm)} \\ \frac{35,200}{4} = 8,800 \text{ (mm)} \\ 1,800 \text{ (mm)} \end{array} \right\} = 1,800$$

Dầm biên:

$$B_e = \frac{B_i}{2} + \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \times t_s + \max\left(\frac{t_w}{2}, \frac{b_c}{4}\right) \\ \frac{L_{tt}}{8} \\ S_{hang} \end{array} \right\} = \frac{1,800}{2} + \min \left\{ \begin{array}{l} 6 \times 200 + \max\left(\frac{15}{2}; \frac{350}{4}\right) = 1,287.5 \text{ mm} \\ \frac{35,200}{8} = 4,400 \text{ (mm)} \\ 750 \text{ (mm)} \end{array} \right\} = 1,650$$

#### 3.3.2. Đặc trưng hình học dầm biên:

Vì dầm trong và dầm biên có kích thước khác nhau ( $B_e < B_i$ ) 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  $\phi 12a200$  và bê tông bản mặt cầu có cường độ  $f_c = 30 \text{ MPa}$

$$\text{Diện tích cốt thép dọc bản: } A_{ct} = 9 \times \frac{\pi \times (12^2 + 14^2)}{4} = 2,403.32 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bản bê tông quy đổi về thép:

$$A_{c-tđ} = \frac{A_c}{n} = \frac{1,650 \times 200 + 50 \times 350 + 50^2}{8} = 43,750 \text{ mm}^2$$

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. ( $f_c = 30 \text{ MPa} \Rightarrow n = 8$ )

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

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

$$= \frac{1,650 \times 200 \times \left(50 + \frac{200}{2}\right) + 350 \times 50 \times \frac{50}{2} + 2 \times \left(\frac{1}{2} \times 50^2 \times \frac{2}{3} \times 50\right)}{1,650 \times 200 + 50 \times (350 + 50)}$$

$$= 142.92 \text{ mm}$$

Diện tích mặt cắt ngang dầm:

$$A_d = A_s + A_{ct} + A_{c-td} = 44,100 + 2,403.32 + 43,750 = 90,253.32 \text{ mm}^2$$

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

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

$$= 2,403.32 \times \left(766 + 50 + \frac{200}{2}\right) + 43,750 \times (766 + 142.97)$$

$$= 41,964,869.31 \text{ mm}^3$$

Khoảng cách từ trục TH1 đến trục TH2

$$c' = \frac{K_{TH1}}{A_d} = \frac{41,964,869.31}{90,253.32} = 464.97 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến các mép dầm:

$$\text{Mép trên dầm thép: } Y_{ST}^{s,t} = Y_{NC}^{s,t} - c' = 766 - 464.97 = 301.00 \text{ mm}$$

$$\text{Mép dưới dầm thép: } Y_{ST}^{s,b} = Y_{NC}^{s,b} + c' = 434.04 + 464.97 = 899.04 \text{ mm}$$

$$\text{Mép dưới bản bê tông: } Y_{ST}^{c,b} = Y_{ST}^{s,t} = 301.00 \text{ mm}$$

$$\text{Mép trên bản bê tông: } Y_{ST}^{c,t} = Y_{ST}^{s,t} + t_h + t_s = 301.00 + 50 + 200 = 551.00 \text{ mm}$$

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



$$\begin{aligned}
I_{ST} &= I_{NC} + c^2 \times A_s + \frac{1}{n} \times \sum (I_{ci} + a_{ci}^2 \times A_{ci}) + A_{ct} \times a_{ct}^2 \\
&= 9,829,751,600 + 464.97^2 \times 44,100 + \frac{1}{8} \times \left( \frac{1,650 \times 200^3}{12} + 451^2 \times 1,650 \times 200 \right) \\
&\quad + \frac{1}{8} \times \left( \frac{350 \times 50^3}{12} + 326^2 \times 350 \times 50 \right) + \frac{1}{8} \times 2 \times \left( \frac{50^4}{36} + \left( 301 + \frac{2}{3} \times 50 \right)^2 \times \frac{1}{2} \times 50^2 \right) \\
&\quad + 2,488.141 \times 466^2 \\
&= 28,648,323,460.45 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

Momen kháng uốn của tiết diện dầm thép:

$$S_{ST}^{s,t} = \frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{s,t}} = \frac{28,648,323,460.45}{301.00} = 95,178,383.25 \text{ mm}^3$$

$$S_{ST}^{s,b} = \frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{s,b}} = \frac{28,648,323,460.45}{899.04} = 31,866,740.40 \text{ mm}^3$$

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

$$S_{ST}^{c,t} = n \cdot \frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{c,t}} = 8 \times \frac{28,648,323,460.45}{551.00} = 415,949,553.92 \text{ mm}^3$$

$$S_{ST}^{c,b} = n \cdot \frac{I_{ST}}{Y_{ST}^{c,b}} = 8 \times \frac{28,648,323,460.45}{301.00} = 761,427,065.97 \text{ mm}^3$$

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

$$\begin{aligned}
S_{st}^c &= t_w \frac{(D - Y_{NC}^{s,t} + t_c + c')^2}{2} + b_f t_f \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t_f}{2} - t'_f + c' \right) + b'_f t'_f \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t'_f}{2} + c' \right) \\
&= 15 \times \frac{(1140 - 766 + 20 + 464.97)^2}{2} + 450 \times 20 \times \left( 434 - \frac{20}{2} - 20 + 464.97 \right) \\
&\quad + 550 \times 20 \times \left( 434 - \frac{20}{2} + 464.97 \right) \\
&= 23,134,235.30 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

Giai đoạn liên hợp dài hạn (LT):

Diện tích cốt thép dọc bản:

$$A_{ct} = 9 \times \frac{\pi \times (12^2 + 14^2)}{4} = 2,403.32 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bản bê tông quy đổi về thép:

$$A_{c-td} = \frac{A_c}{3 \times n} = \frac{B_e \times t_s + t_h \times (b_c + t_h)}{3 \times n} = \frac{1,650 \times 200 + 50 \times (350 + 50)}{3 \times 8} = 14,583.33 \text{ mm}^2$$

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:

$$A_d = A_s + A_{ct} + A_{c-td} = 44,100 + 2,403.32 + 14,583.33 = 61,086.65 \text{ mm}^2$$

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

$$\begin{aligned} K_{TH1} &= A_{ct} \times \left( Y_{NC}^{s,t} + h_v + \frac{t_s}{2} \right) + A_{c-td} \times (Y_{NC}^{s,t} + c'') \\ &= 2,403.32 \times \left( 766 + 50 + \frac{200}{2} \right) + 14,583.33 \times (766 + 142.92) = \\ &= 15,455,858.06 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Khoảng cách từ trục TH1 đến TH2:

$$c''' = \frac{K_{TH1}}{A_d} = \frac{15,455,858.06}{61,086.65} = 253.02 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến các mép dầm:

$$\text{Mép trên dầm thép: } Y_{LT}^{s,t} = Y_{NC}^{s,t} - c''' = 766 - 253.02 = 512.95 \text{ mm}$$

$$\text{Mép dưới dầm thép: } Y_{LT}^{s,b} = Y_{NC}^{s,b} + c''' = 434 + 253.02 = 687.05 \text{ mm}$$

$$\text{Mép dưới bản bê tông: } Y_{LT}^{c,b} = Y_{LT}^{s,t} = 512.95 \text{ mm}$$

$$\text{Mép trên bản bê tông: } Y_{LT}^{c,t} = h - Y_{LT}^{s,b} = 1430 - 687.05 = 762.95 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} I_{LT} &= I_{NC} + c'''^2 \times A_s + \frac{1}{3n} \times \sum (I_{ci} + a_{ci}^2 \times A_{ci}) + A_{ct} \times a_{ct}^2 \\ &= 9,829,751,600 + 253.02^2 \times 44,100 + \frac{1}{3 \times 8} \times \left( \frac{1,650 \times 200^3}{12} + 663^2 \times 1,650 \times 180 \right) \\ &\quad + \frac{1}{3 \times 8} \times \left( \frac{350 \times 50^3}{12} + 538^2 \times 350 \times 50 \right) + 2 \times \frac{1}{3 \times 8} \times \left( \frac{50^4}{36} + 513^2 \times \frac{1}{2} \times 50^2 \right) \\ &\quad + 2,403.32 \times 728^2 \\ &= 20,040,381,049.95 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

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

$$S_{LT}^{s,t} = \frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{s,t}} = \frac{20,040,381,049.95}{512.95} = 39,068,999.28 \text{ mm}^3$$

$$S_{LT}^{s,b} = \frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{s,b}} = \frac{20,040,381,049.95}{687.05} = 29,168,669.91 \text{ mm}^3$$

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

$$S_{LT}^{c,t} = 3.n. \frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{c,t}} = 3 \times 8 \times \frac{20,040,381,049.95}{762.95} = 630,408,477.22 \text{ mm}^3$$

$$S_{LT}^{c,b} = 3.n. \frac{I_{LT}}{Y_{LT}^{c,b}} = 3 \times 8 \times \frac{20,040,381,049.95}{512.95} = 937,655,982.64 \text{ mm}^3$$

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

$$\begin{aligned} S_{LT}^c &= t_w \frac{(D - Y_{NC}^{s,t} + t_c + c''')^2}{2} + b_f t_f \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t_f}{2} - t'_f + c''' \right) + b'_f t'_f \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t'_f}{2} + c''' \right) \\ &= 15 \times \frac{(1140 - 766 + 20 + 253.02)^2}{2} + 450 \times 20 \times \left( 434 - \frac{20}{2} - 20 + 253.02 \right) \\ &\quad + 550 \times 20 \times \left( 434 - \frac{20}{2} + 253.02 \right) \\ &= 16,501,100.01 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Tính tương tự cho dầm trong ta có bảng sau:

Bảng 3.1: 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 <sup>2</sup> | 44,100.00          | 94,270.35              | 62,603.69         |
| Momen kháng uốn thớ dưới dầm thép   | mm <sup>3</sup> | 22,647,303.85      | 32,065,309.60          | 29,433,432.49     |
| Momen kháng uốn thớ trên dầm thép   | mm <sup>3</sup> | 12,833,181.65      | 104,490,158.09         | 41,649,853.08     |
| Momen kháng uốn tại mép dưới bản BT | mm <sup>3</sup> |                    | 835,921,264.69         | 999,596,473.98    |
| Momen kháng uốn tại mép trên bản BT | mm <sup>3</sup> |                    | 442,937,375.14         | 665,007,365.61    |
| Momen quán tính của tiết diện       | mm <sup>4</sup> | 9,829,751,541.95   | 29,443,062,158.69      | 20,695,129,028.19 |

| 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 <sup>2</sup> | 44,100.000         | 90,253.318             | 61,086.652         |
| Momen kháng uốn thớ dưới dầm thép   | mm <sup>3</sup> | 22,647,303.850     | 31,866,740.395         | 29,168,669.915     |
| Momen kháng uốn thớ trên dầm thép   | mm <sup>3</sup> | 12,833,181.651     | 95,178,383.246         | 39,068,999.277     |
| Momen kháng uốn tại mép dưới bản BT | mm <sup>3</sup> |                    | 761,427,065.967        | 937,655,982.637    |
| Momen kháng uốn tại mép trên bản BT | mm <sup>3</sup> |                    | 415,949,553.919        | 630,408,477.223    |
| Momen quán tính của tiết diện       | mm <sup>4</sup> | 9,829,751,541.950  | 28,648,323,460.446     | 20,040,381,049.947 |

**3.4. Tải trọng hệ số phân bố ngang:****3.4.1. Tải trọng tác dụng lên cầu:**

❖ Tĩnh tải:

Gồm các tĩnh tải DC<sub>1</sub>, DC<sub>2</sub>, DC<sub>3</sub>, DW.

-Trọng lượng bản thân dầm thép:

$$P_1 = A_s \times \gamma_s = 44,100 \times 7.85 \times 10^{-5} = 3.46 \text{ N/mm}$$

-Neo :  $P_2 = 0.5 \text{ N/mm}$

-Mối nối (chọn trước):  $P_3 = 0.5 \text{ N/mm}$

-Sườn tăng cường:

+Sườn tăng cường giữa:

Một dầm có:  $12 \times 2 = 24$  sườn tăng cường giữa

Khoảng cách các sườn giữa:  $d_o = 3000 \text{ mm}$

Khối lượng một sườn tăng cường:

$$g_{s1} = 160 \times 1060 \times 15 \times 7.85 \times 10^{-5} = 199.7 \text{ N}$$

+ Sườn tăng cường gối

Một dầm có:  $4 \times 2 = 8$  sườn tăng cường gối

Khoảng cách các sườn:  $200 \text{ mm}$

Khối lượng một sườn:

$$g_{s2} = 160 \times 1140 \times 15 \times 7.85 \times 10^{-5} = 214.8 \text{ N}$$

+ Sườn tăng cường tại liên kết ngang:

Một dầm có:  $11 \times 2 = 22$  sườn tăng cường

Khoảng cách các hệ liên kết ngang:  $L_b = 3,000 \text{ mm}$

Khối lượng một sườn tăng cường:

$$g_{s3} = 160 \times 1140 \times 15 \times 7.85 \times 10^{-5} = 214.8 \text{ N}$$

-Liên kết khung ngang: có 22 liên kết khung ngang trên mỗi dầm

+ Khoảng cách giữa các liên kết ngang  $3,000 \text{ mm}$ .

+ Dầm thép  $L100 \times 100 \times 10$  (cho cả thanh xiên và thanh ngang)

+ Trọng lượng mỗi mét dài:  $g_k = 151 \text{ N}$

+Thanh ngang dài:  $1,730 \text{ mm}$

+Thanh xiên dài:  $938 \text{ mm}$

+ Mỗi liên kết ngang có:  $2 \times 1 = 2$  thanh liên kết ngang,  $2 \times 1 = 2$  thanh liên kết xiên



-Liên kết ngang ở đầu dầm:

+Dầm ngang W760x196 dài 1730 mm có khối lượng:

$$g = A.L. = 25,100 \times 1,730 \times 7.85 \times 10^{-5} = 3,408.71 \text{ N}$$

+Sườn tăng cường tại giữa dầm ngang để đặt kích trong quá trình thay gối sau này: có 4 sườn tăng cường trên một dầm ngang:

$$g = 4 \times 126 \times 720 \times 10 \times 7.85 \times 10^{-5} = 284.9 \text{ N}$$

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

$$P_4 = \frac{1}{2} \times \left[ \frac{\left( \frac{g_{lk}}{1000} \times (1,730 \times 2 + 938 \times 2) \right) \times 22 + 4g_{\text{dầm ngang}} + 4g_{\text{STC trên dầm ngang}}}{L_{tt}} \right]$$

$$= \frac{1}{2} \times \left[ \frac{\left( \frac{151}{1000} \times (1,730 \times 2 + 938 \times 2) \right) \times 22 + 4 \times 3,408.71 + 4 \times 284.90}{35,200} \right] = 0.462 \text{ N/mm}$$

-Sườn tăng cường:

$$P_5 = \frac{g_{s1} \times 24 + g_{s2} \times 8 + g_{s3} \times 22}{35,200} = \frac{199.7 \times 24 + 214.8 \times 8 + 214.8 \times 22}{35,200} = 0.319 \text{ N/mm}$$

$$\Rightarrow DC_1 = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$$

$$= 3.46 + 0.5 + 0.5 + 0.462 + 0.319$$

$$= 5.241 \text{ N/mm}$$

-Trọng lượng bản thân bản mặt cầu:

$$+\text{Diện tích bản mặt cầu: } A_{bmc} = B_{tc} \cdot t_s = 10,500 \times 200 = 2,100,000 \text{ mm}^2$$

$$+\text{Diện tích bản vút: } A_{vut} = b_c \times h_v + \frac{2 \cdot h_v^2}{2} = 350 \times 50 + \frac{2 \times 50^2}{2} = 20,000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow DC_2 = (A_{bmc} + A_{vut}) \cdot \gamma_{bt} = (2,100,000 + 6 \times 20,000) \times 2.5 \times 10^{-5} = 55.50 \text{ N/mm (toàn cầu)}$$

-Trọng lượng lan can – gờ chắn bánh 1 phía đã tính ở phần tính toán bản mặt cầu.

$$DC_3 = 7.68 \text{ N/mm}$$

-Tính tải lớp phủ DW:

Lớp bê tông atphan:

$$q_1 = \gamma_{at} \times h \times b = 2.3 \times 10^{-5} \times 60 \times 9500 = 13.11 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước:

$$q_2 = \gamma_{pn} \times h \times b = 1.8 \times 10^{-5} \times 2 \times 9500 = 0.342 \text{ N/mm}$$

$$\text{Vậy } DW = q_1 + q_2 = 13.11 + 0.342 = 13.452 \text{ N/mm}$$

❖ Hoạt tải:

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

-Tải trọng xe 0.65xHL93 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:  $P_3 = 22,175 \text{ N}$

+ Trục sau:  $P_1 = P_2 = 94,250 \text{ N}$

-Xe 2 trục:  $P_1 = P_2 = 71,500 \text{ N}$

-Tải trọng làn:  $W_{làn} = 9,3 \text{ N/mm}$

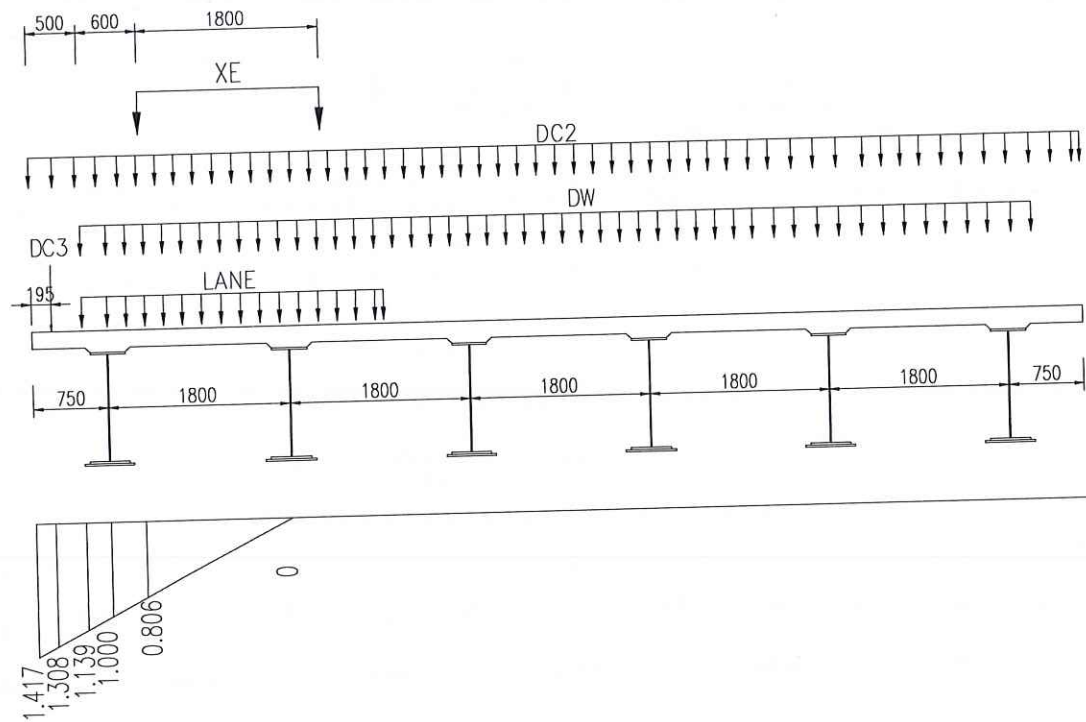
### 3.4.2. Xác định hệ số phân bố ngang:

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:

$$g = \frac{1}{n} = \frac{1}{7} = 0.143$$

#### 3.4.2.1. Phương pháp đòn bẩy:

❖ Dầm biên:



Hình 3.3. Dầm dầm biên theo phương pháp đòn bẩy

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục :  $mg^{SE} = 1.2 \times \frac{0.806}{2} = 0.484$

Hoạt tải làn:  $mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.2}{3000} \left( \frac{1}{2} \times 2050 \times 1.139 \right) = 0.467$

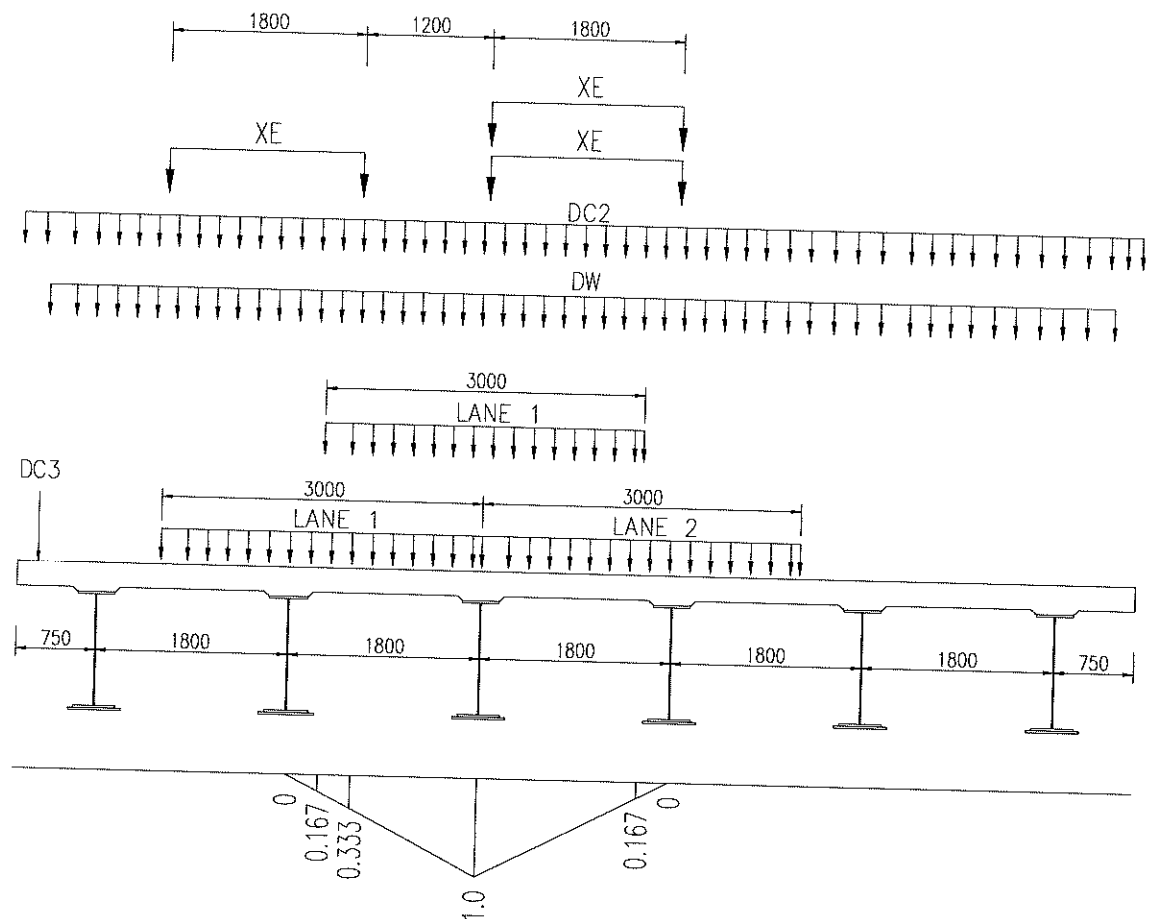
DW:  $g^{SE} = \frac{1}{9,500} \times \frac{2050 \times 1.139}{2} = 0.123$

DC3:  $g = 1.308$

DC2:  $g = \frac{1}{10,500} \times \frac{2,550 \times 1.417}{2} = 0.172$

❖ Dầm trong:

- Xét cho dầm 3:



Hình 3.4. Đường ảnh hưởng dầm 3 theo phương pháp đòn bẩy.

+ Hoạt tải xe 2 trục và xe 3 trục:

$$1 \text{ làn: } mg^{SI} = 1.2 \times \frac{1 + 0.00}{2} = 0.600$$

$$2 \text{ làn: } mg^{SI} = 1 \times \frac{1 + 0.333 + 0.00}{2} = 0.667$$

+ Hoạt tải làn:

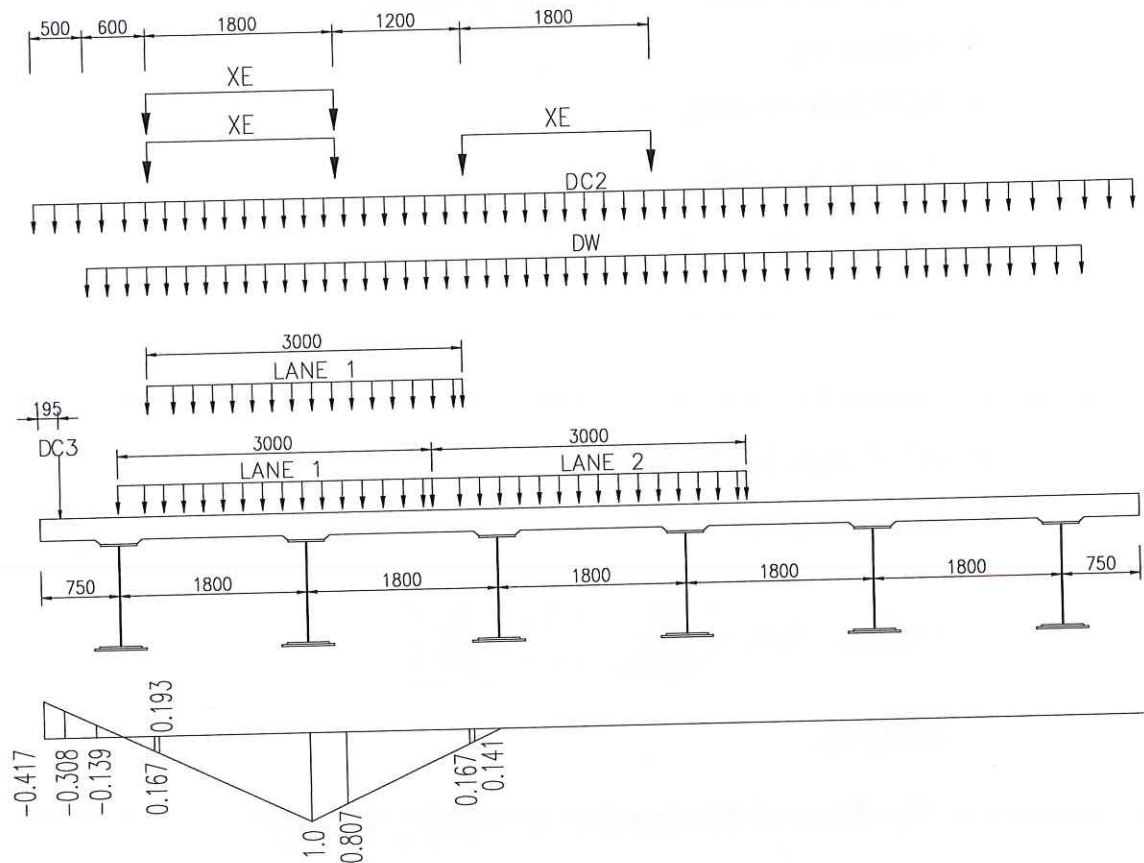
$$1 \text{ làn: } mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.2}{3000} \times \left( \frac{1}{2} \times 1500 \times (0.167 + 1) \right) \times 2 = 0.700$$

$$2 \text{ làn: } mg^{SE} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.0}{3000} \times 1 \times 1800 = 0.600$$

$$+ DW: g = \frac{1}{9,500} \times 1 \times 1800 = 0.189$$

$$+ DC_2: g = \frac{1}{10,500} \times 1 \times 1800 = 0.171$$

• Xét cho dầm 2:



Hình 3.5: Đường ảnh hưởng dầm 2 theo phương pháp đòn bẩy

- Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục :

$$+ 1 \text{ làn: } mg^{SI} = 1.2 \times \frac{0.807 + 0.193}{2} = 0.600$$

$$+ 2 \text{ làn: } mg^{SI} = 1.0 \times \left( \frac{0.193 + 0.807 + 0.141 + 0.000}{2} \right) = 0.571$$

- Hoạt tải làn:

+ 1 làn :

$$mg^{SI} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{\text{LANE}} = \frac{1.2}{3000} \times \left( \frac{1}{2} \times 1500 \times (0.167 + 1) \right) \times 2 = 0.700$$

+ 2 làn:

$$mg^{SI} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{\text{LANE}} = \frac{1.0}{3000} \times \left( \frac{1}{2} \times 1800 \times (0 + 1) + \frac{1}{2} \times 1800 \times (1 + 0) \right) = 0.600$$

$$+ \text{ DW: } g = \frac{1}{9500} \times (1 \times 1800 + \frac{1}{2} \times -0.139 \times 250) = 0.188$$

$$+ \text{ DC}_2: g = \frac{1}{10500} \times (1 \times 1800 + \frac{1}{2} \times -0.417 \times 750) = 0.157$$

$$+ \text{ DC}_3 = -0.308$$



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

❖ Dầm trong:

- Điều kiện áp dụng :

$$1,100 \leq S=1,800 \leq 4,900$$

$$110 \leq t_s=180 \leq 300 \quad \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

$$6,000 \leq L=36,000 \leq 73,000$$

$$N_b=6 \geq 4$$

- Hệ số phân bố cho moment:

Một làn chất tải:

$$m_{\text{g}_{\text{moment}}}^{\text{SI}} = 0,06 + \left( \frac{S}{4300} \right)^{0,4} \left( \frac{S}{L} \right)^{0,3} \left( \frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$$

Trong đó:

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

Mô đun đàn hồi BMC xác định như sau:

$$\begin{aligned} E_D &= 0,043 \times \gamma_c^{1,5} \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,043 \times 2400 \times \sqrt{30} = 27,691.466 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dầm chủ làm bằng thép có  $E_B = 200000 \text{ MPa}$ 

$$\text{Vậy } n = \frac{E_B}{E_D} = \frac{200.000}{27691.466} = 7,22$$

$$e_g = Y_{NC}^{s,f} + t_h + \frac{t_s}{2} = 766 + 50 + \frac{180}{2} = 906 \text{ (mm)}$$

$$K_g = 7,22 \times (9,829,751,600 + 44,100 \times 906^2) = 332,326,630,624 \text{ mm}^4$$

$$\text{Vậy: } m_{\text{g}_{\text{moment}}}^{\text{SI}} = 0.06 + \left( \frac{1,800}{4300} \right)^{0,4} \times \left( \frac{1,800}{35,200} \right)^{0,3} \times \left( \frac{332,326,630,624}{35,200 \times 180^3} \right)^{0,1} = 0.364$$

Hai hay nhiều làn chất tải:

$$m_{\text{g}_{\text{moment}}}^{\text{MI}} = 0,075 + \left( \frac{S}{2900} \right)^{0,6} \times \left( \frac{S}{L} \right)^{0,2} \times \left( \frac{K_g}{L \times t_s^3} \right)^{0,1}$$

$$mg_{\text{moment}}^{\text{MI}} = 0,075 + \left(\frac{1,800}{2,900}\right)^{0.6} \times \left(\frac{1,800}{35,200}\right)^{0.2} \times \left(\frac{332,326,630,624}{35,200 \times 180^3}\right)^{0.1} = 0.510$$

- Hệ số phân bố cho lực cắt:

Một làn chất tải:

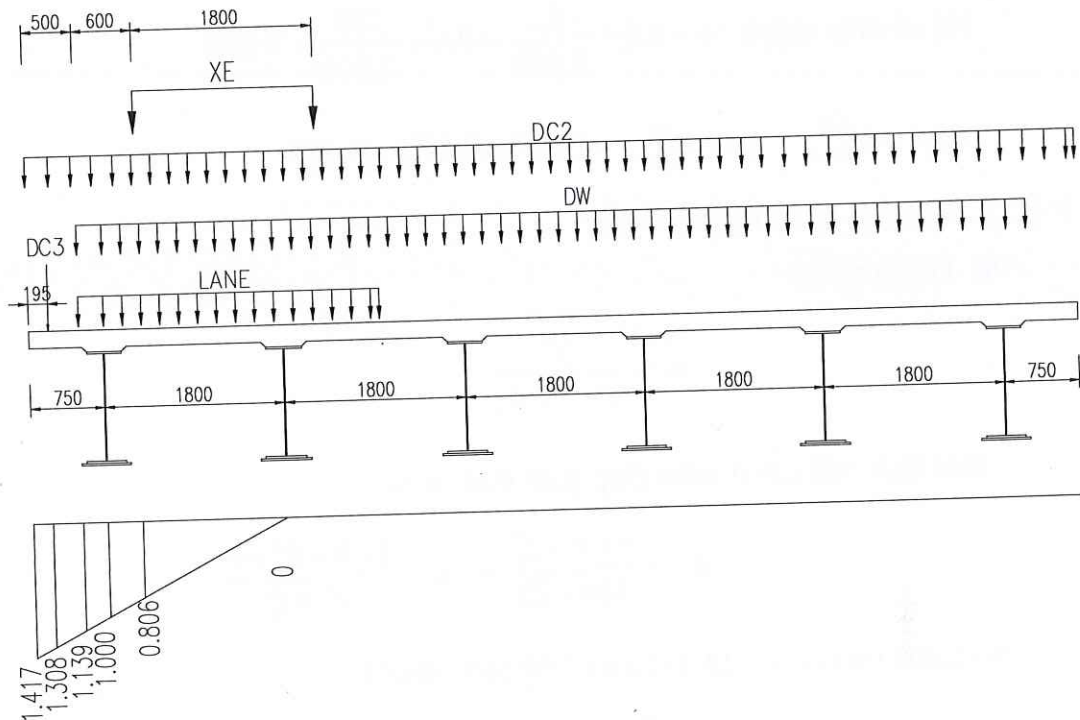
$$mg_{\text{lucrat}}^{\text{SI}} = 0.36 + \frac{S}{7,600} = 0.36 + \frac{1,800}{7,600} = 0.597$$

Hai hay nhiều làn chất tải:

$$mg_{\text{lucrat}}^{\text{MI}} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0.2 + \frac{1,800}{3600} - \left(\frac{1,800}{10700}\right)^2 = 0.672$$

$g_{\text{lucrat}}^{\text{MI}}$ : 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:  $mg^{\text{SE}} = 1.2 \times \frac{0.806}{2} = 0.484$

Hoạt tải làn:  $mg^{\text{SE}} = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{\text{LANE}} = \frac{1.2}{3000} \left( \frac{1}{2} \times 2050 \times 1.139 \right) = 0.467$

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

- Hai hay nhiều làn chất tải:

Vì  $-300 \leq d_e = 250 \leq 1700$  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:

$$m_{\text{momen}}^{\text{ME}} = e \cdot m_{\text{momen}}^{\text{MI}}$$

Trong đó:

e: Hệ số điều chỉnh ( $e \geq 1$ )

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.77 + \frac{250}{2800} = 0.859$$

Ta có  $e = 0.859 < 1$ . Vậy chọn  $e = 1$

$$\text{Vậy: } m_{\text{momen}}^{\text{ME}} = e \times m_{\text{momen}}^{\text{MI}} = 1 \times 0.510 = 0.510$$

❖ Tính hệ số phân bố cho lực cắt:

$$\text{Hệ số điều chỉnh : } e = 0.6 + \frac{d_e}{2,800} = 0.6 + \frac{250}{2,800} = 0.683$$

$$\text{Vậy: } m_{\text{lucut}}^{\text{ME}} = e \times m_{\text{lucut}}^{\text{MI}} = 0.683 \times 0.672 = 0.459$$

#### 3.4.2.3. Phương pháp nén lệch tâm:

❖ Hệ số mềm:

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

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

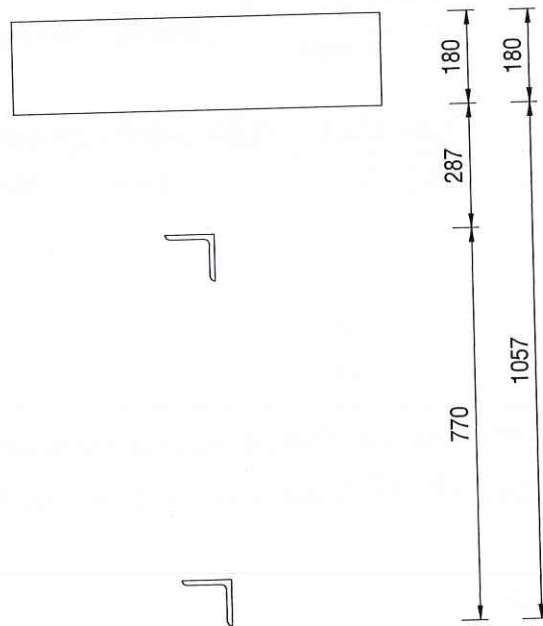
$$\Delta_p = \frac{5 \times P \times L_n^4}{384 \times EI} \Rightarrow \alpha = \frac{12.8 \times S^3 \times I}{L_n^4 \times I'}$$

$$S = 1,800 \text{ (mm)}, I = 28,132,163,979.569 \text{ (mm}^4\text{)}$$

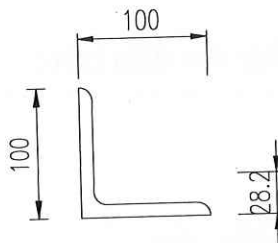
$$I' = \frac{I_n}{L_b}$$

– Khoảng cách liên kết ngang là:  $L_b = 3000 \text{ (mm)}$

Tính  $I_n$ :



Hình 3.6: Mặt cắt bố trí thép hệ liên kết ngang.



Hình 3.7. Mặt cắt thép liên kết ngang L100x100x10

Thép L100x100x10 có:  $F=1920\text{mm}^2$ ;  $I=1,770,000\text{ mm}^4$

Momen tĩnh đối với trục X-X:

$$K_{X-X} = \frac{1}{8} \times 1,000 \times 180 \times \frac{180}{2} + 1,920 \times (240 + 180 + 28.2) \\ + 1,920 \times (1190 - (100 - 28.2)) = 5,032,488\text{ mm}^3$$

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

$$a = \frac{K_{X-X}}{A} = \frac{5,032,488}{\frac{1}{8} \times 1,000 \times 180 + 2 \times 1,920} = 191.059\text{ mm}$$

Xác định moment quán tính:

$$I_n = \frac{1}{8} \times \frac{1000 \times 180^3}{12} + \frac{1}{8} \times 1000 \times 180 \times (191.059 - \frac{180}{2})^2 + 2 \times 1770000 + 1920 \times (420 + 28.2 - 191.059)^2 \\ + 1920 \times (1190 - (100 - 28.2) - 191.059)^2 = 2,071,447,635(\text{mm}^4)$$

$$\Gamma = \frac{I_n}{L_b} = \frac{2,071,447,635}{3,000} = 690482.545 (\text{mm}^4)$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{12.8 \times S^3 \times I}{L_u^4 \times \Gamma} = \frac{12.8 \times 2300^3 \times 29,959,558,463.123}{34400^4 \times 690482.545} = 0.0048 < 0.005$$

$\Rightarrow$  Thỏa.

$$\text{Tỷ số } \frac{B}{L_u} = \frac{9000}{35,200} = 0.26 < 0.5$$

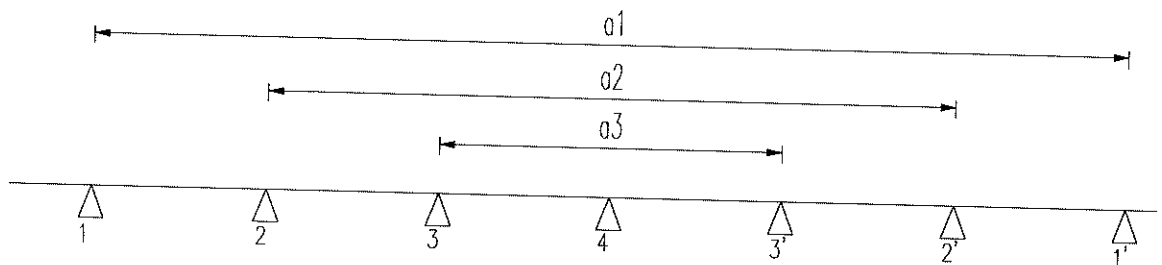
Từ hai điều kiện cho thấy, dùng phương pháp nén lệch tâm để tính hệ số phân bố ngang cho tải trọng sẽ cho kết quả chính xác hơn phương pháp gối tựa đàn hồi.

❖ Dầm biên:

Ta có đường ảnh hưởng cho dầm biên:  $\Rightarrow \begin{cases} y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2} \times \frac{a_1 \times a_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \\ y_1' = \frac{1}{n} - \frac{1}{2} \times \frac{a_1 \times a_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \end{cases}$

Trong đó:  $n$  – số dầm chủ

$a_i$  – khoảng cách giữa 2 dầm đối xứng

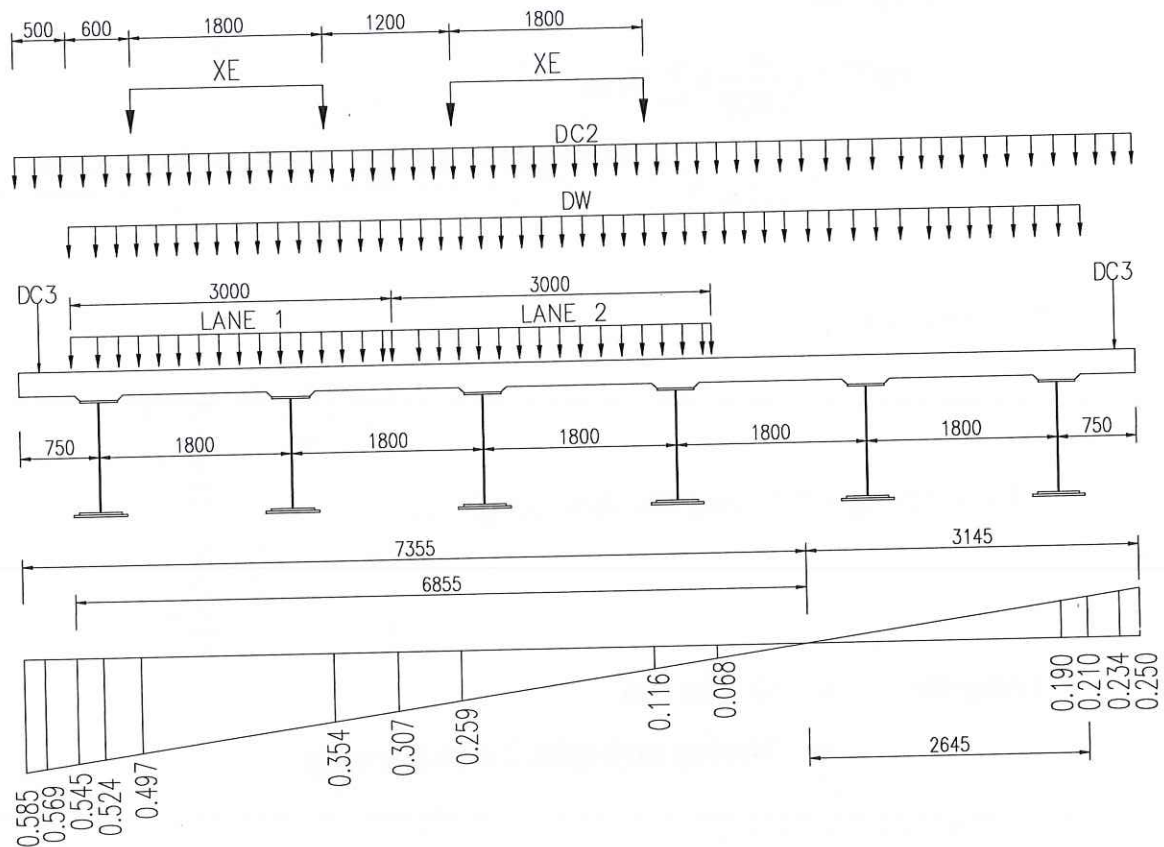


Ta có:  $a_1 = 9,000 \text{ mm}$ ;  $a_2 = 5,400 \text{ mm}$ ;  $a_3 = 1,800 \text{ mm}$

$$\sum a_i^2 = 9,000^2 + 5,400^2 + 1,800^2 = 113,400,000$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = \frac{1}{6} + \frac{1}{2} \times \frac{9,000 \times 9,000}{113,400,000} = 0.524 \\ y_1' = \frac{1}{6} - \frac{1}{2} \times \frac{9,000 \times 9,000}{113,400,000} = -0.190 \end{cases}$$





Hình 3.8: Đường ảnh hưởng dầm biên theo phương pháp nén lệch tâm.

- Ta có hệ số phân bố ngang:

$$DC2: g = \frac{1}{10,500} \times \left( \frac{7,355 \times 0.585 - 3,145 \times 0.250}{2} \right) = 0.167$$

$$DC3 : g = 0.569 - 0.234 = 0.335$$

$$DW: g = \frac{1}{9,500} \times \left( \frac{6,855 \times 0.545 - 2,645 \times 0.210}{2} \right) = 0.167$$

Tính cho hoạt tải:

+ Khi xếp 1 làn xe trên cầu:

$$\text{Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục : } mg = 1.2 \times \frac{0.497 + 0.354}{2} = 0.511$$

Tải trọng làn:

$$mg = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.2}{3,000} \times \frac{3,000 \times (0.545 + 0.307)}{2} = 0.511$$

+ Khi xếp 2 làn xe trên cầu:

Hoạt tải xe 3 trục và 2 trục :

$$mg^{LL} = 1.0 \times \frac{0.497 + 0.354 + 0.259 + 0.116}{2} = 0.613$$

Tải trọng làn:

$$mg^{lane} = \frac{m}{3,000} \times \sum \Omega_{LANE}$$

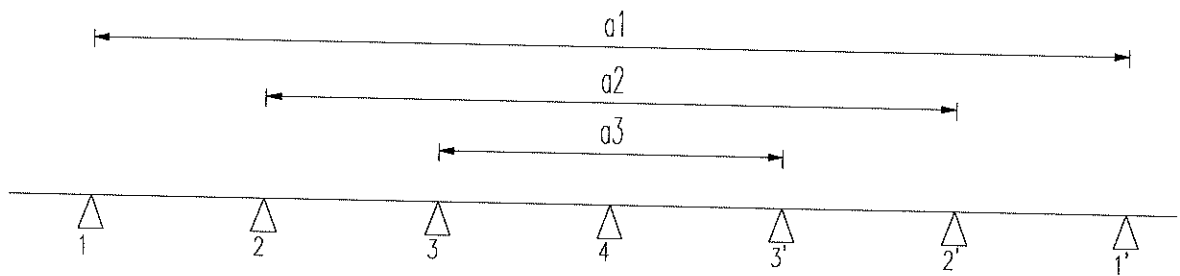
$$= \frac{1}{3,000} \times \left[ \frac{3,000 \times (0.545 + 0.307)}{2} + \frac{3,000 \times (0.307 + 0.068)}{2} \right] = 0.614$$

❖ Dầm trong:

Ta có đường ảnh hưởng cho dầm trong:  $\Rightarrow \begin{cases} y_1 = \frac{1}{n} + \frac{1}{2} \times \frac{a_1 \times a_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \\ y_{i'} = \frac{1}{n} - \frac{1}{2} \times \frac{a_1 \times a_i}{\sum_{i=1}^n a_i^2} \end{cases}$

Trong đó:  $n$  – số dầm chủ

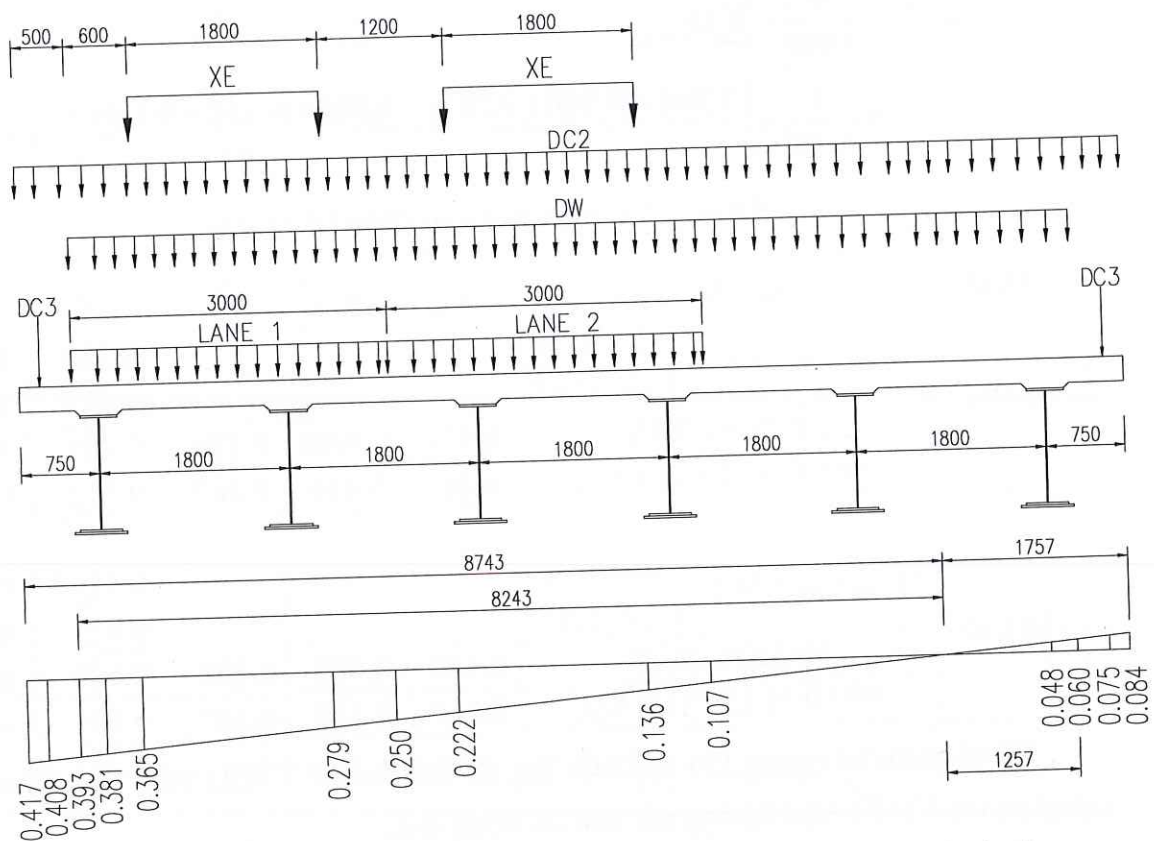
$a_i$  – khoảng cách giữa 2 dầm đối xứng



Ta có:  $a_1 = 9,000 \text{ mm}$ ;  $a_2 = 5,400 \text{ mm}$ ;  $a_3 = 1,800 \text{ mm}$

$$\sum a_i^2 = 9,000^2 + 5,400^2 + 1,800^2 = 113,400,000$$

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = \frac{1}{6} + \frac{1}{2} \times \frac{9,000 \times 5,400}{113,400,000} = 0.381 \\ y_{i'} = \frac{1}{6} - \frac{1}{2} \times \frac{9,000 \times 5,400}{113,400,000} = -0.048 \end{cases}$$



Hình 3.9: Đường ảnh hưởng dầm trong theo phương pháp nén lệch tâm

- Ta có hệ số phân bố ngang:

$$DC2: g = \frac{1}{10,500} \times \left( \frac{8,743 \times 0.417 - 1,757 \times 0.084}{2} \right) = 0.167$$

$$DC3 : g = 0.408 - 0.075 = 0.333$$

$$DW: g = \frac{1}{9,500} \times \left( \frac{8,243 \times 0.393 - 1,257 \times 0.060}{2} \right) = 0.167$$

Tính cho hoạt tải:

+ Khi xếp 1 làn xe trên cầu:

$$\text{Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục : } mg = 1.2 \times \frac{0.365 + 0.279}{2} = 0.386$$

$$\text{Tải trọng làn: } mg = \frac{m}{3000} \times \sum \Omega_{LANE} = \frac{1.2}{3,000} \times \frac{3,000 \times (0.393 + 0.250)}{2} = 0.386$$

+ Khi xếp 2 làn xe trên cầu:

Hoạt tải xe 3 trục và xe 2 trục :

$$mg^{LL} = 1.0 \times \frac{0.365 + 0.279 + 0.222 + 0.136}{2} = 0.501$$

Tải trọng làn:

$$mg^{lane} = \frac{m}{3,000} \times \sum \Omega_{LANE}$$

$$= \frac{1}{3,000} \times \left[ \frac{3,000 \times (0.360 + 0.267)}{2} + \frac{3,000 \times (0.252 + 0.158)}{2} \right] = 0.519$$

Bảng 3.2. Tổng hợp hệ số phân bố ngang

| DẦM  | TẢI TRỌNG       |         | DC2          | DC3           | DW           | TRUCK        | LANE         |
|------|-----------------|---------|--------------|---------------|--------------|--------------|--------------|
| BIÊN | PP DẦM ĐƠN      | MOMEN   | -            | -             | -            | <b>0.510</b> | <b>0.510</b> |
|      |                 | LỰC CẮT | -            | -             | -            | <b>0.483</b> | <b>0.467</b> |
|      | PP ĐÒN BẦY      |         | <b>0.172</b> | <b>1.3080</b> | <b>0.123</b> | 0.484        | 0.467        |
|      | PP NÉN LỆCH TÂM |         | <b>0.167</b> | <b>0.335</b>  | <b>0.167</b> | 0.613        | 0.614        |

|       |                 |         |              |              |              |              |              |
|-------|-----------------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| TRONG | PP DẦM ĐƠN      | MOMEN   | -            | -            | -            | <b>0.510</b> | <b>0.510</b> |
|       |                 | LỰC CẮT | -            | -            | -            | <b>0.672</b> | <b>0.672</b> |
|       | PP ĐÒN BẦY      |         | <b>0.157</b> | <b>0.000</b> | <b>0.188</b> | 0.600        | 0.738        |
|       | PP NÉN LỆCH TÂM |         | <b>0.167</b> | <b>0.333</b> | <b>0.167</b> | 0.501        | 0.519        |

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

Dầm giữa: Momen:  $mg^S = 0.510$ .

Lực cắt:  $mg^S = 0.597$ .

Dầm biên: Momen:  $mg^S = 0.483$ .

Lực cắt:  $mg^S = 0.483$ .

(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)

### 3.4.3. Tính tải tác dụng lên toàn cầu:

$$DC_1 = 5.241 \text{ (N/mm)}$$

$$DC_2 = 55.500 \text{ (N/mm)}$$

$$DC_3 = 7.677 \text{ (N/mm)}$$

$$DW = 13.452 \text{ (N/mm)}$$

### 3.4.4. Nội lực – Tổ hợp nội lực theo các TTGH:

#### 3.4.4.1. Kiểm tra dầm chủ tại các mặt cắt sau:

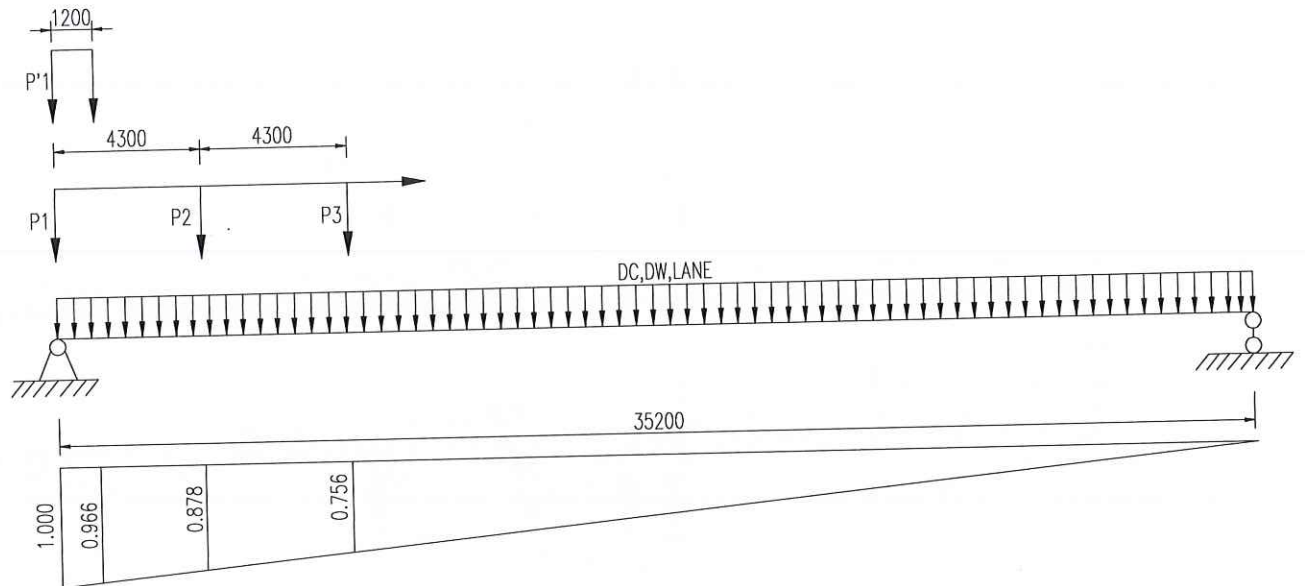
Tại mặt cắt gối (I-I): cách gối một khoảng  $L = 0$  ( $V_u$ ).

Tại mặt cắt mỗi nối (II-II): cách gối một khoảng  $L_2 = 12,350 \text{ mm}$  ( $M_s, V_s$ ).

Tại mặt cắt liên kết ngang gần mặt cắt giữa dầm (III-III): cách gôì một khoảng  $L_3 = 14,600 \text{ mm}$  ( $M_u$ ).

Tại mặt cắt giữa dầm (IV-IV): cách gôì một khoảng  $L_4 = 17,600 \text{ mm}$  ( $M_u, M_s, M_{môi}$ ).

❖ Mặt cắt I-I:



Hình 3.10: Đ.a.h lực cắt V tại MC I-I

$$\text{Diện tích đường ảnh hưởng: } \begin{cases} \Omega_M = 0 \\ \Omega_V^+ = 17,600 \text{ mm} \\ \Omega_V^- = 0 \end{cases}$$

Lực cắt :

$$\begin{aligned} V_{3\text{trực}} &= P_1.y_1 + P_2.y_2 + P_3.y_3 \\ &= 94,250 \times 1 + 94,250 \times 0.878 + 22,750 \times 0.756 \\ &= 194,178.267 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{2\text{trực}} &= P_1.y_1 + P_2.y'_1 \\ &= 71,500 \times 1 + 71,500 \times 0.966 \\ &= 140,562.500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{\text{làn}} = W_{\text{làn}} \cdot v(+)= 9.3 \times 17,6000 = 163,680.000 \text{ N}$$

$$V_{DC1} = DC_1 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 5.241 \times (17,600 - 0) = 92,272.114 \text{ N}$$

$$V_{DC2} = DC_2 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 55.500 \times (17,600 - 0) = 976,800.000 \text{ N}$$

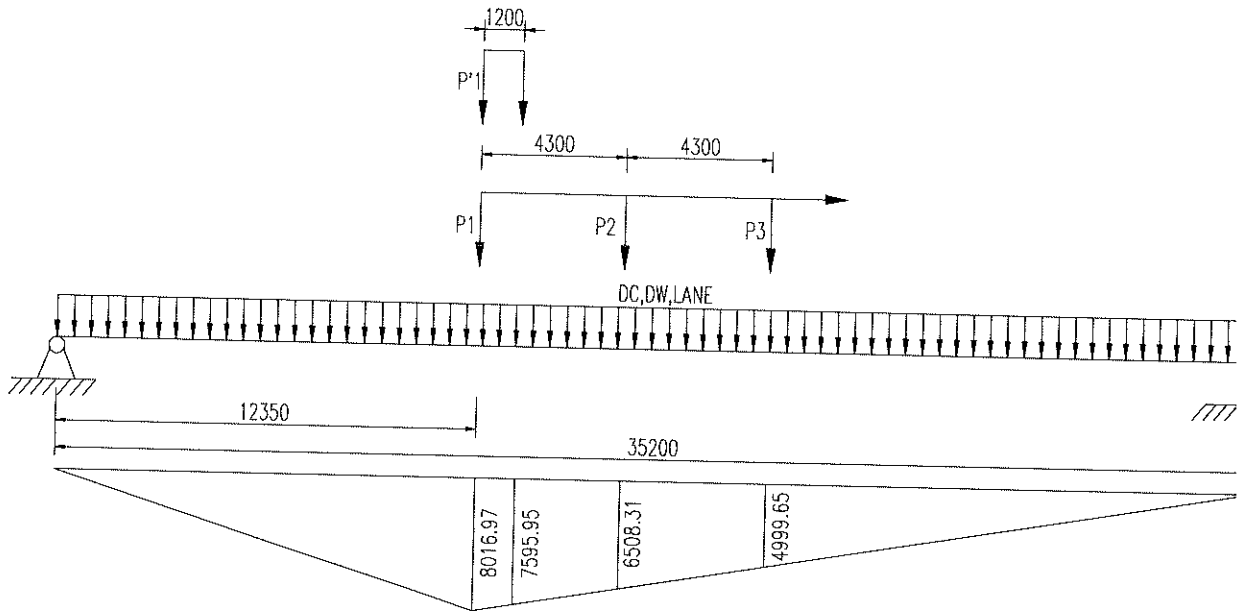


$$V_{DC3} = DC_3 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 7.677 \times (17,600 - 0) = 135,118.893 \text{ N}$$

$$V_{DW} = DW \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 13.452 \times (17,600 - 0) = 236,755.200 \text{ N}$$

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

❖ Mặt cắt II-II:



Hình 3.11. Đ.a.h momen M tại mặt cắt II-II

Diện tích đường ảnh hưởng moment:

$$\begin{aligned} M_{3\text{trực}} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\ &= 94,250 \times 8016.97 + 94,250 \times 6508.31 + 22,750 \times 4999.65 \\ &= 1,482,749,946.733 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{2\text{trực}} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y'_1 \\ &= 71,500 \times 8016.97 + 71,500 \times 7595.95 \\ &= 1,116,324,218.750 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

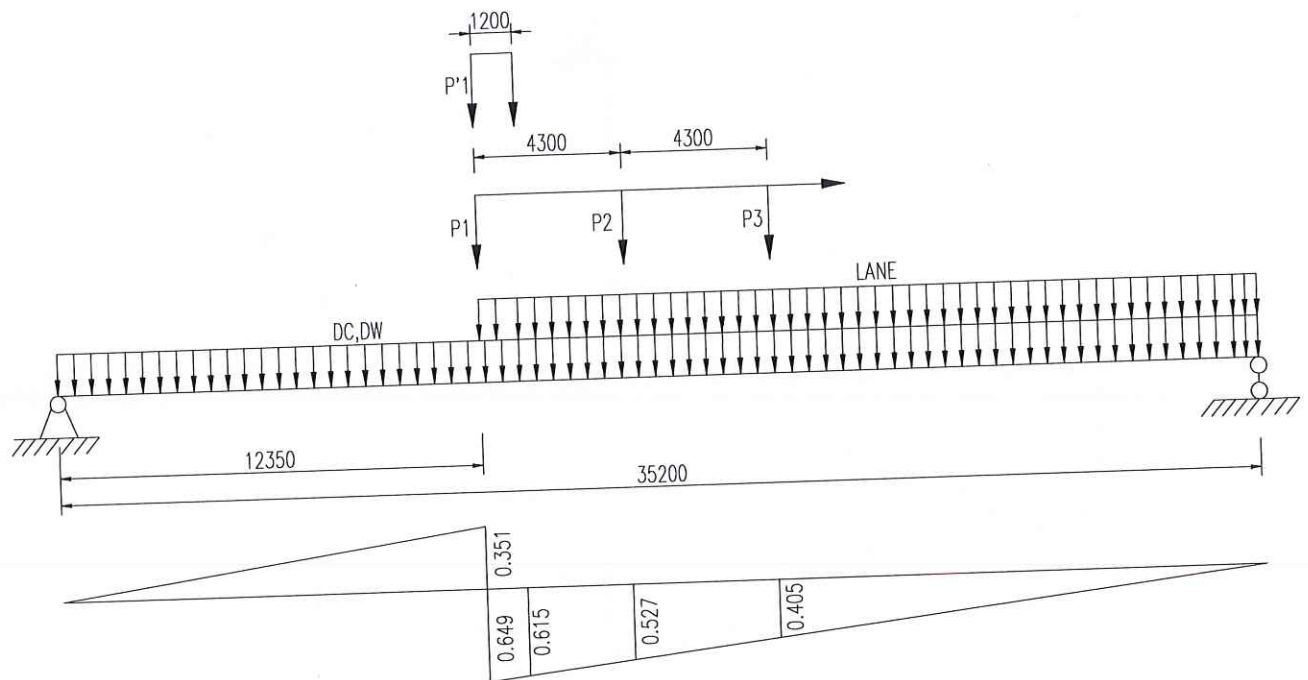
$$M_{\text{làn}} = W_{\text{làn}} \times \Omega_M = 9.3 \times 141,098,750.000 = 1,312,218,375.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC1} = DC_1 \times \Omega_M = 5.241 \times 141,098,750.000 = 739,743,174.699 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC2} = DC_2 \times \Omega_M = 55.500 \times 141,098,750.000 = 7,830,980,625.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{DC3} = DC_3 \times \Omega_M = 7.677 \times 141,098,750.000 = 1,083,244,708.373 \text{ N.mm}$$

$$M_{DW} = DW \times \Omega_M = 13.452 \times 141,098,750.000 = 1,898,060,385.000 \text{ N.mm}$$



Hình 3.12. Đ.a.h lực cắt V tại MC II-II

Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt:  $\Omega_V^+ = 7,416.51 \text{ mm}$ ,  $\Omega_V^- = 2,166.51 \text{ mm}$

$$V_{3\text{trực}} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3$$

$$= 94,250 \times 0.649 + 94,250 \times 0.527 + 22,750 \times 0.405$$

$$= 120,060.724 \text{ N}$$

$$V_{2\text{trực}} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y'_1$$

$$= 71,500 \times 0.649 + 71,500 \times 0.615$$

$$= 90,390.625 \text{ N}$$

$$V_{\text{làn}} = W_{\text{làn}} \times \Omega_V^+ = 9.3 \times 7,416.51 = 68,973.569 \text{ N}$$

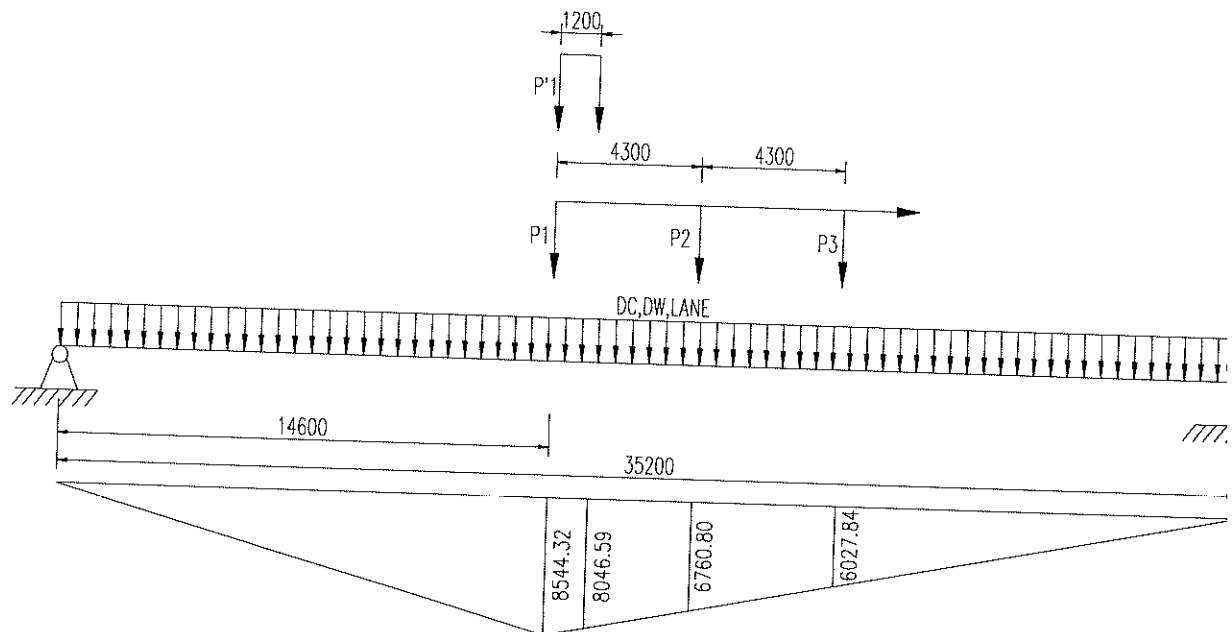
$$V_{\text{DC1}} = \text{DC}_1 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 5.241 \times (7,416.51 - 2,166.51) = 27,524.352 \text{ N}$$

$$V_{\text{DC2}} = \text{DC}_2 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 55.500 \times (7,416.51 - 2,166.51) = 291,375.000 \text{ N}$$

$$V_{\text{DC3}} = \text{DC}_3 \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 7.677 \times (7,416.51 - 2,166.51) = 40,305.352 \text{ N}$$

$$V_{\text{DW}} = \text{DW} \times (\Omega_V^+ - \Omega_V^-) = 13.452 \times (7,416.51 - 2,166.51) = 70,623.000 \text{ N}$$

❖ Mặt cắt III-III:



Hình 3.13. Đ.a.h momen M tại MC III-III

Diện tích đường ảnh hưởng moment:  $\Omega_M = 143,419,998.4 \text{ mm}^2$ 

$$M_{3\text{trúc}} = P_1.y_1 + P_2.y_2 + P_3.y_3$$

$$= 94,250 \times 8544.32 + 94,250 \times 6760.80 + 22,750 \times 6027.84$$

$$= 1,579,640,340.909 \text{ N.mm}$$

$$M_{2\text{trúc}} = P_1.y_1 + P_2.y'_1$$

$$= 71,500 \times 8544.32 + 71,500 \times 8046.59$$

$$= 1,186,250,000.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{làn}} = W_{\text{làn}} \times \Omega_M = 9.3 \times 150,380,000.000 = 1,398,534,000.000 \text{ N.mm}$$

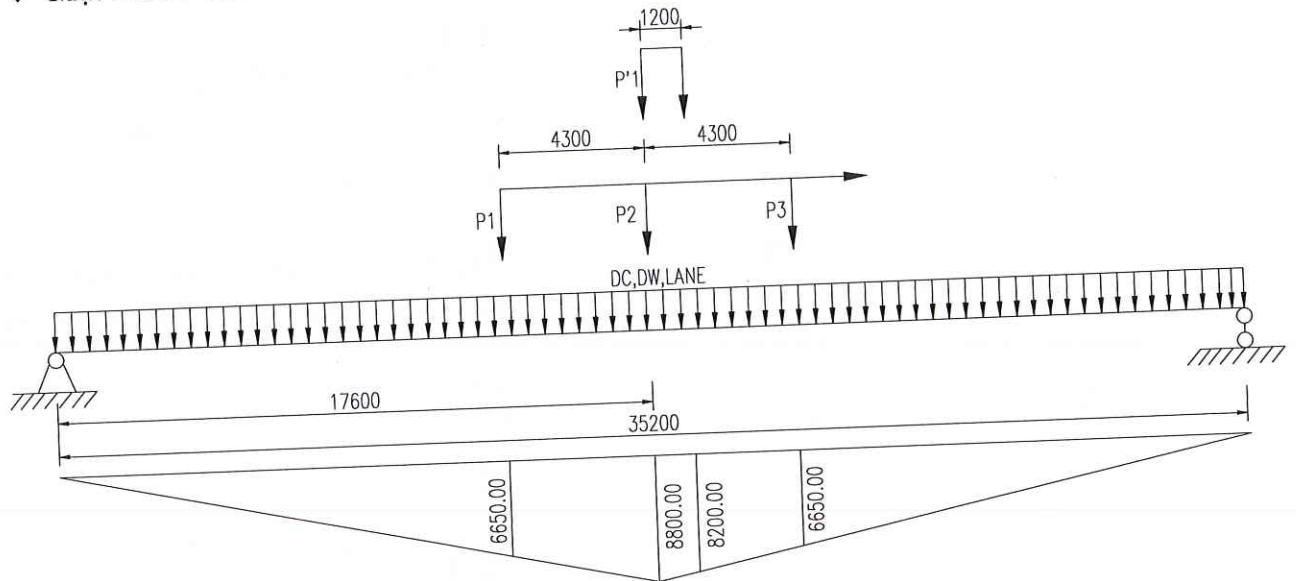
$$M_{\text{DC1}} = \text{DC}_1 \times \Omega_M = 5.241 \times 150,380,000.000 = 788,402,297.053 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DC2}} = \text{DC}_2 \times \Omega_M = 55.500 \times 150,380,000.000 = 8,346,090,000.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DC3}} = \text{DC}_3 \times \Omega_M = 7.677 \times 150,380,000.000 = 1,154,498,811.967 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DW}} = \text{DW} \times \Omega_M = 13.452 \times 150,380,000.000 = 2,022,911,760.000 \text{ N.mm}$$

❖ Mặt cắt IV-IV:



Hình 3.14. Đ.a.h momen M tại MC IV-IV

Diện tích đường ảnh hưởng moment:  $\Omega_M = 154,880,000.000 \text{ mm}^2$

$$M_{3\text{trực}} = P_1.y_1 + P_2.y_2 + P_3.y_3$$

$$= 94,250 \times 8800.00 + 94,250 \times 6650.00 + 22,750 \times 6650.00$$

$$= 1,607,450,000.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{2\text{trực}} = P_1.y_1 + P_2.y'_1$$

$$= 71,500 \times 8800.00 + 71,500 \times 8200.00$$

$$= 1,215,500,000.000 \text{ N.mm}$$

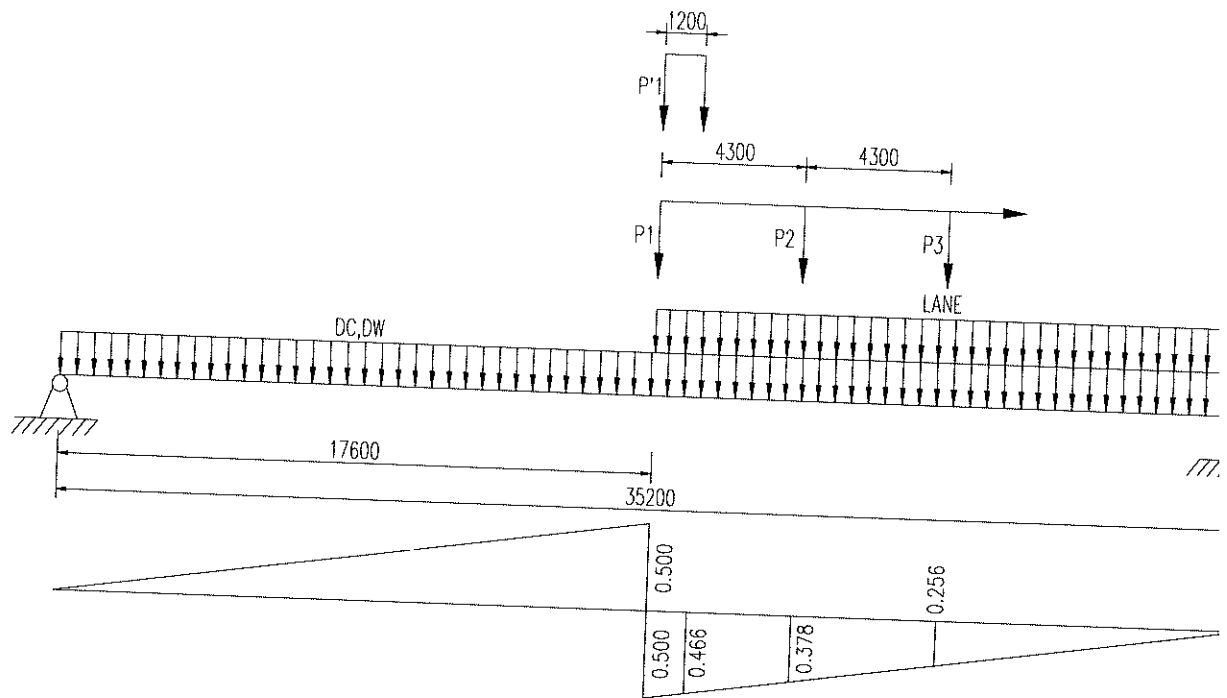
$$M_{\text{làn}} = W_{\text{làn}} \times \Omega_M = 9.3 \times 154,880,000.000 = 1,440,384,000.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DC1}} = \text{DC}_1 \times \Omega_M = 5.241 \times 154,880,000.000 = 811,994,598.800 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DC2}} = \text{DC}_2 \times \Omega_M = 55.500 \times 154,880,000.000 = 8,595,840,000.000 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DC3}} = \text{DC}_3 \times \Omega_M = 7.677 \times 154,880,000.000 = 1,189,046,256.135 \text{ N.mm}$$

$$M_{\text{DW}} = \text{DW} \times \Omega_M = 13.452 \times 154,880,000.000 = 2,083,445,760.000 \text{ N.mm}$$



Hình 3.15. Đ.a.h lực cắt V tại MC IV-IV

Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt:  $\begin{cases} \Omega_v^+ = 4,400 \\ \Omega_v^- = 4,400 \end{cases}$

$$\begin{aligned} V_{3\text{trực}} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\ &= 94,250 \times 0.500 + 94,250 \times 0.378 + 22,750 \times 0.256 \\ &= 88,553.267 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{2\text{trực}} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_1' \\ &= 71,500 \times 0.500 + 71,500 \times 0.466 \\ &= 69,062.500 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{\text{lân}} = W_{\text{lân}} \times \Omega_v^+ = 9.3 \times 4,400 = 40,920.000 \text{ N}$$

$$V_{\text{DC1}} = \text{DC}_1 \times (\Omega_v^+ - \Omega_v^-) = 0 \text{ N}$$

$$V_{\text{DC2}} = \text{DC}_2 \times (\Omega_v^+ - \Omega_v^-) = 0 \text{ N}$$

$$V_{\text{DC3}} = \text{DC}_3 \times (\Omega_v^+ - \Omega_v^-) = 0 \text{ N}$$

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



## 3.4.4.2. Các mặt cắt tính neo chống cắt ở TTGH mới:

Thiết kế neo chống cắt, dự định bố trí neo không đổi trong khoảng 3m. Vậy cần tính biên độ lực cắt mỗi  $V_{SR}$  ở các mặt cắt sau:

Tại mặt cắt gối cách gối một khoảng  $L = 0$

Tại mặt cắt cách gối một khoảng  $L_1 = 2,600 \text{ mm}$

Tại mặt cắt cách gối một khoảng  $L_2 = 5,600 \text{ mm}$

Tại mặt cắt cách gối một khoảng  $L_3 = 8,600 \text{ mm}$

Tại mặt cắt cách gối một khoảng  $L_4 = 11,600 \text{ mm}$

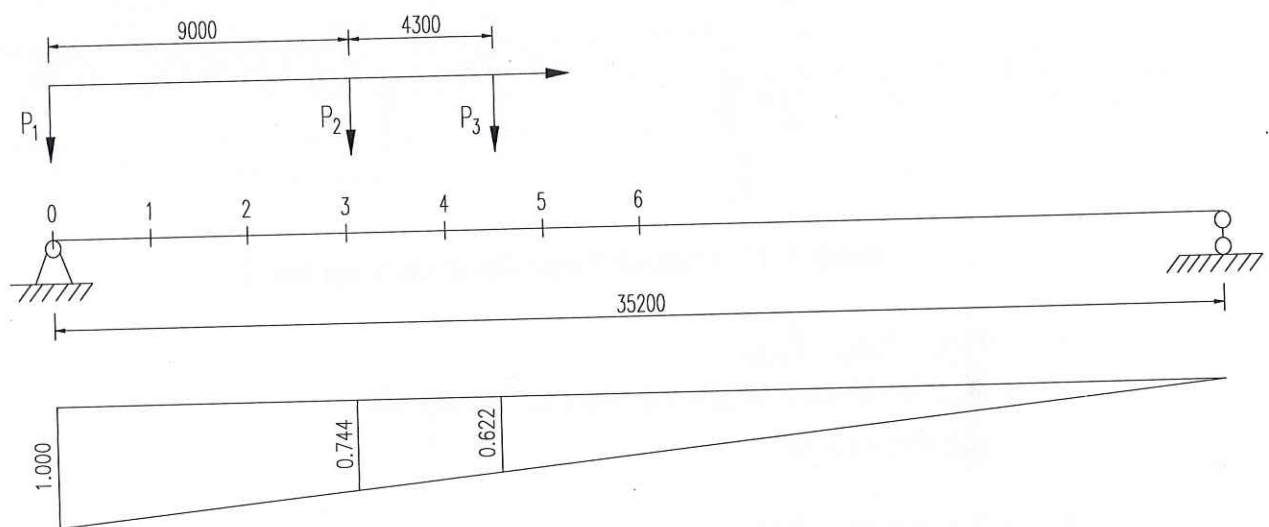
Tại mặt cắt cách gối một khoảng  $L_5 = 14,600 \text{ mm}$

Tại mặt cắt cách gối một khoảng  $L_6 = 17,600 \text{ mm}$

Hệ số phân bố ngang của dầm giữa (0.597) lớn hơn của dầm biên (0.483) nên biên độ lực cắt được tính và thiết kế cho dầm giữa, rồi sử dụng kết quả để thiết kế cho dầm biên vì dầm biên chịu tải ít hơn.

❖ Tại  $L=0$ :

Xếp tải tính  $V$ :



Hình 3.16. Chặt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L0

$$\begin{aligned}
 V^{(+)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 1 + 94,250 \times 0.744 + 22,750 \times 0.622 \\
 &= 178,556.108 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V^{(-)} = 0$$

- Dầm trong:

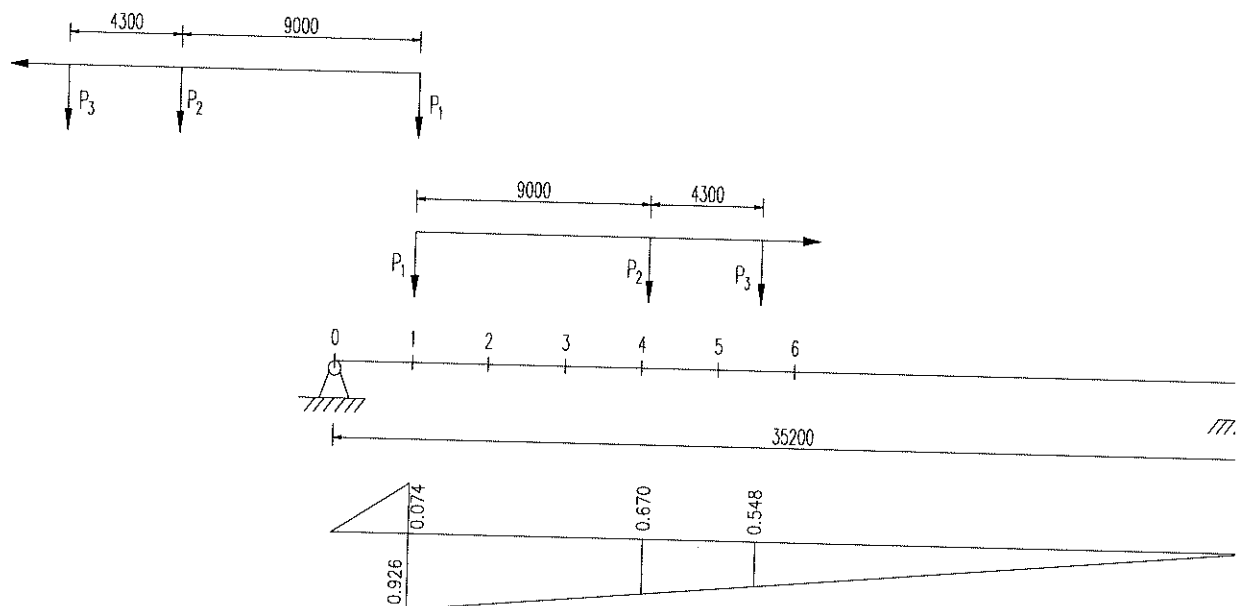
$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (178,556.108 + 0) = 76,597.046 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.483}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (178,556.108 + 0) = 62,029.648 \text{ N}
 \end{aligned}$$

❖ Tại  $L=2600\text{mm}$ :

Xếp tải tính V:



Hình 3.17. Chết xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L1

$$\begin{aligned}
 V^{(+)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.926 + 94,250 \times 0.670 + 22,750 \times 0.548 \\
 &= 162,952.415 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V^{(-)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.074 + 0 + 0 \\
 &= 6,961.648 \text{ N}
 \end{aligned}$$

- Dầm trong:

$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (162,952.415 + 6,961.648) = 72,889.779 \text{ N}
 \end{aligned}$$

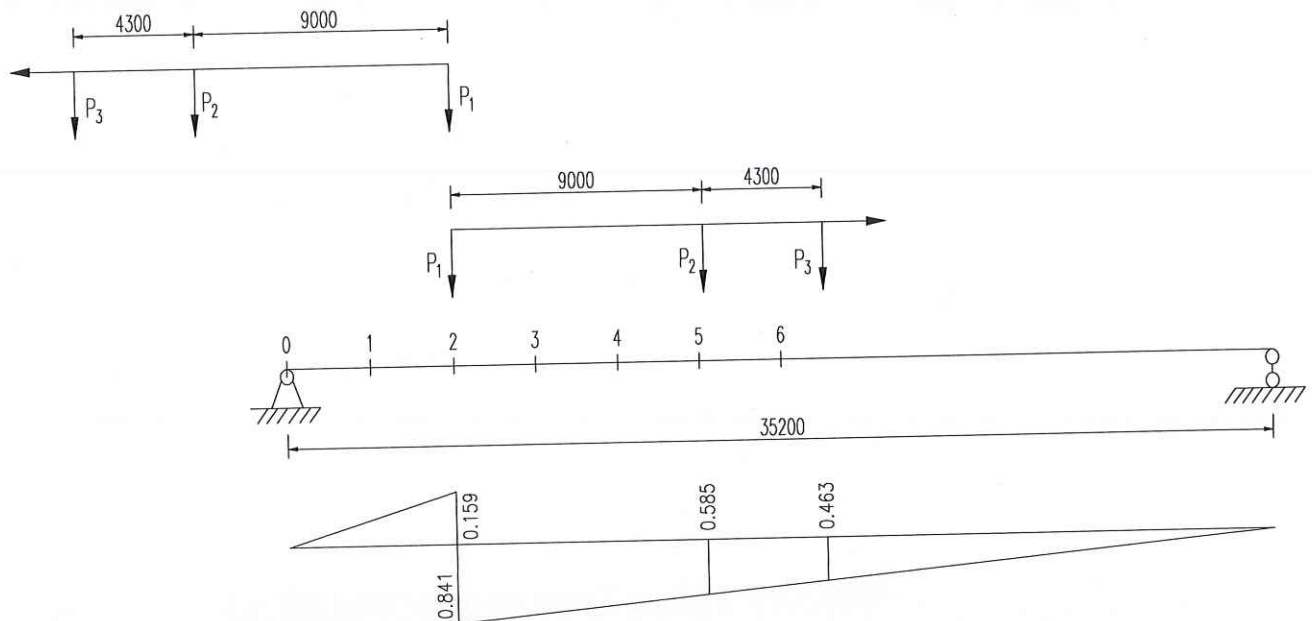
- Dầm biên:

$$V_{sr} = \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)})$$

$$= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (162,952.415 + 6,961.648) = 62,225.968 \text{ N}$$

❖ Tại  $L=5600\text{mm}$ :

Xếp tải tính V:



Hình 3.18. Chết xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L2

$$V^{(+)} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3$$

$$= 94,250 \times 0.841 + 94,250 \times 0.585 + 22,750 \times 0.463$$

$$= 144,948.153 \text{ N}$$

$$V^{(-)} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3$$

$$= 94,250 \times 0.159 + 0 + 0$$

$$= 14,994.318 \text{ N}$$

- Dầm trong:

$$V_{sr} = \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)})$$

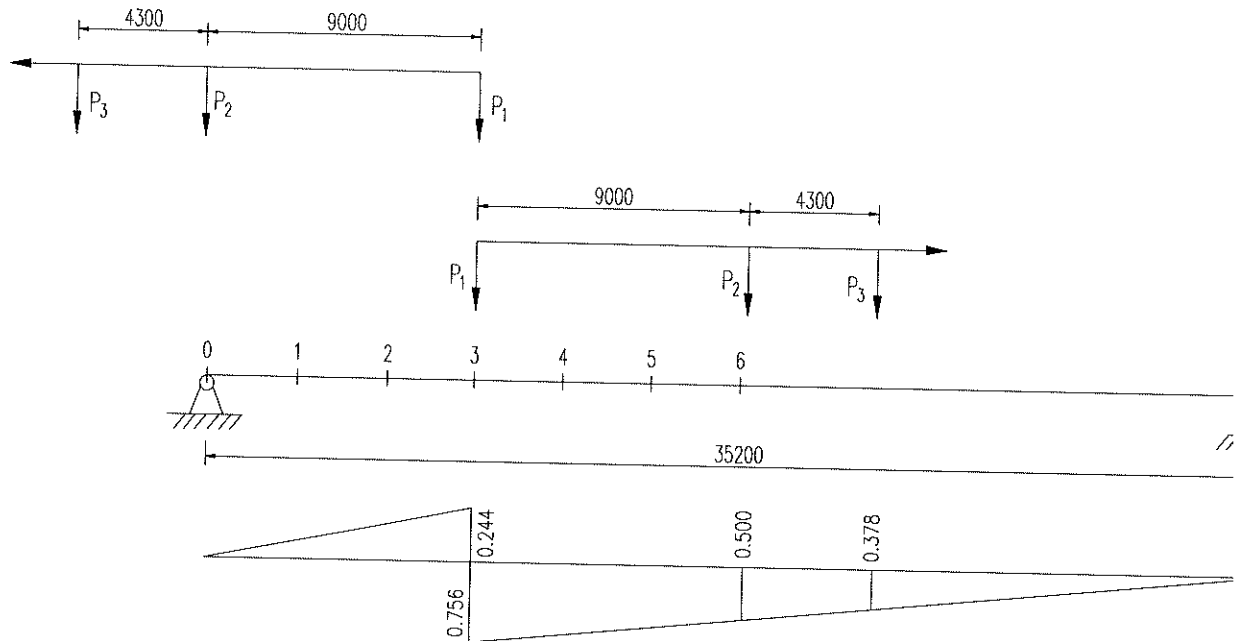
$$= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (144,948.153 + 14,994.318) = 68,612.164 \text{ N}$$

- Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (144,948.153 + 14,994.318) = 58,574.170 \text{ N}
 \end{aligned}$$

❖ Tại  $L=8600\text{mm}$ :

Xếp tải tính V:



Hình 3.19. Chặt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L3

$$\begin{aligned}
 V^{(+)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.756 + 94,250 \times 0.500 + 22,750 \times 0.378 \\
 &= 126,943.892 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V^{(-)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.244 + 0 + 0 \\
 &= 23,026.989 \text{ N}
 \end{aligned}$$

• Dầm trong:

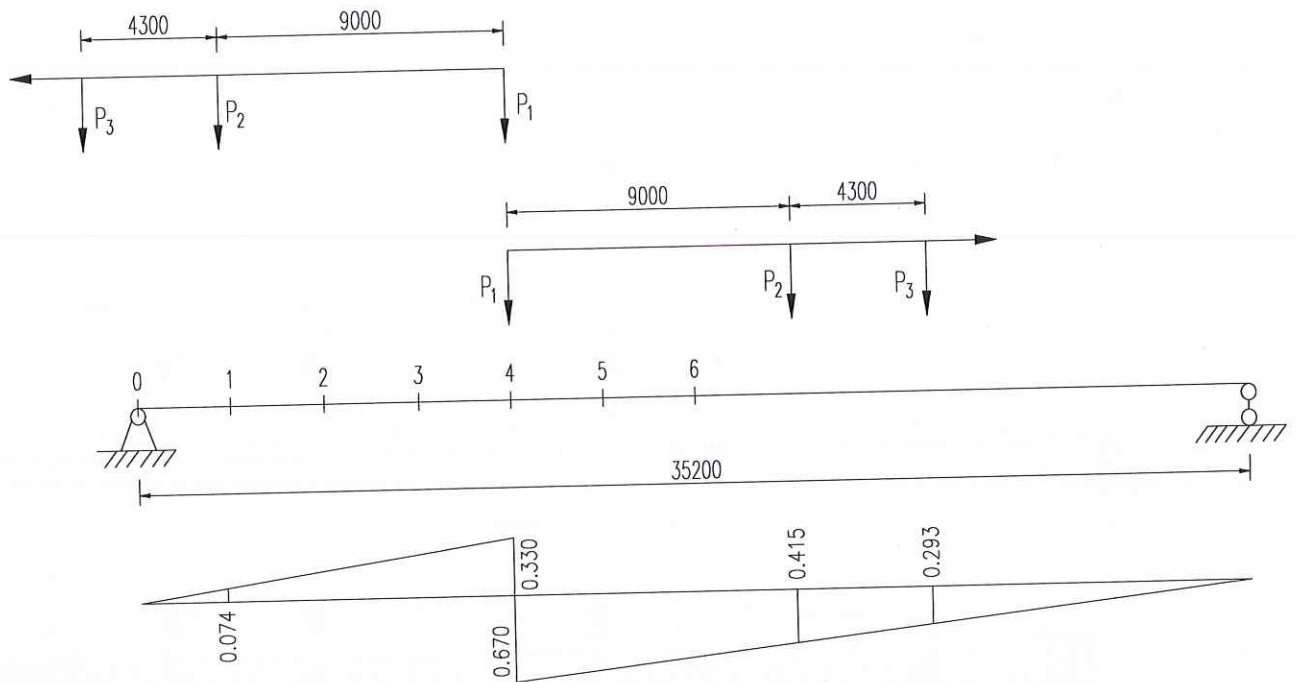
$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (126,943.892 + 23,026.989) = 64,334.548 \text{ N}
 \end{aligned}$$

• Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (126,943.892 + 23,026.989) = 54,922.372 \text{ N}
 \end{aligned}$$

❖ Tại  $L=11,600\text{mm}$ :

Xếp tải tính V:



Hình 3.20. Chặt xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L4

$$\begin{aligned}
 V^{(+)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.670 + 94,250 \times 0.415 + 22,750 \times 0.293 \\
 &= 108,939.631 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V^{(-)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.330 + 94,250 \times 0.074 + 0 \\
 &= 38,021.307 \text{ N}
 \end{aligned}$$

• Dầm trong:

$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (108,939.631 + 38,021.307) = 63,043.342 \text{ N}
 \end{aligned}$$

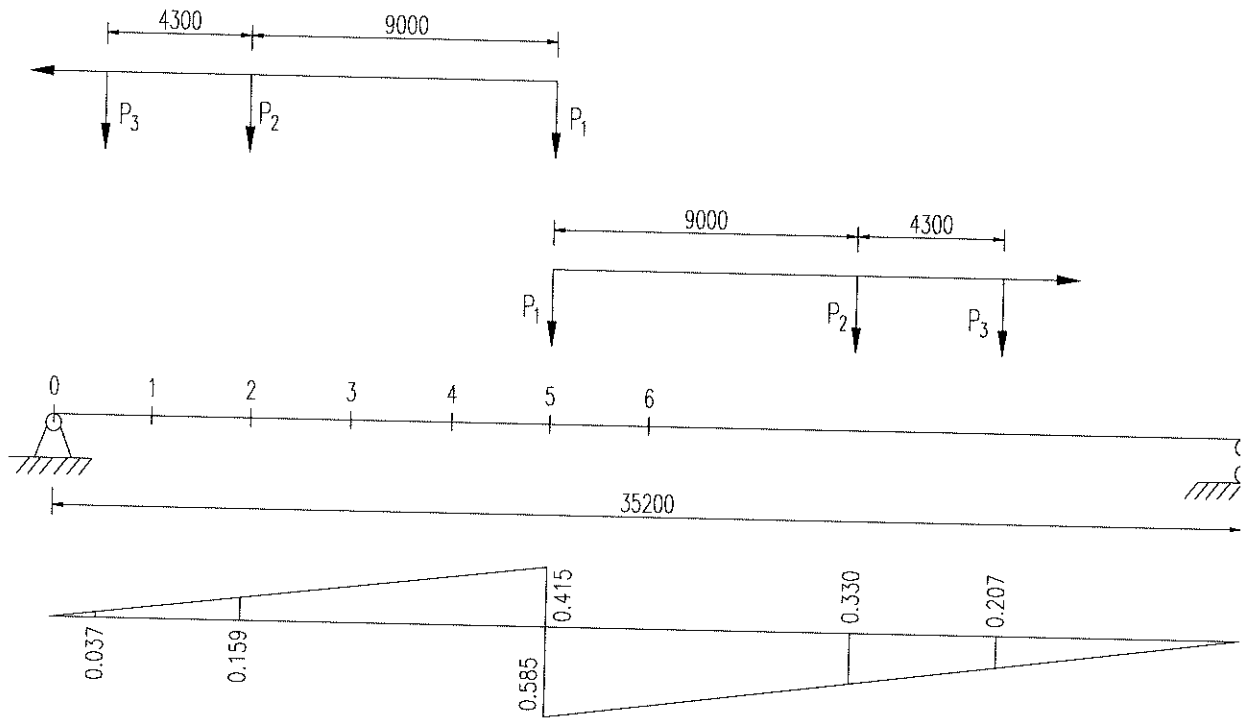
• Dầm biên:



$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (108,939.631 + 38,021.307) = 53,820.070 \text{ N}
 \end{aligned}$$

❖ Tại  $L=14,600\text{mm}$ :

Xếp tải tính V:



Hình 3.21. Chết xe 3 trục lên đ.a.h.V tại MC L5

$$\begin{aligned}
 V^{(+)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.585 + 94,250 \times 0.330 + 22,750 \times 0.207 \\
 &= 90,935.369 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V^{(-)} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 0.415 + 94,250 \times 0.159 + 22,750 \times 0.037 \\
 &= 54,926.847 \text{ N}
 \end{aligned}$$

• Dầm trong:

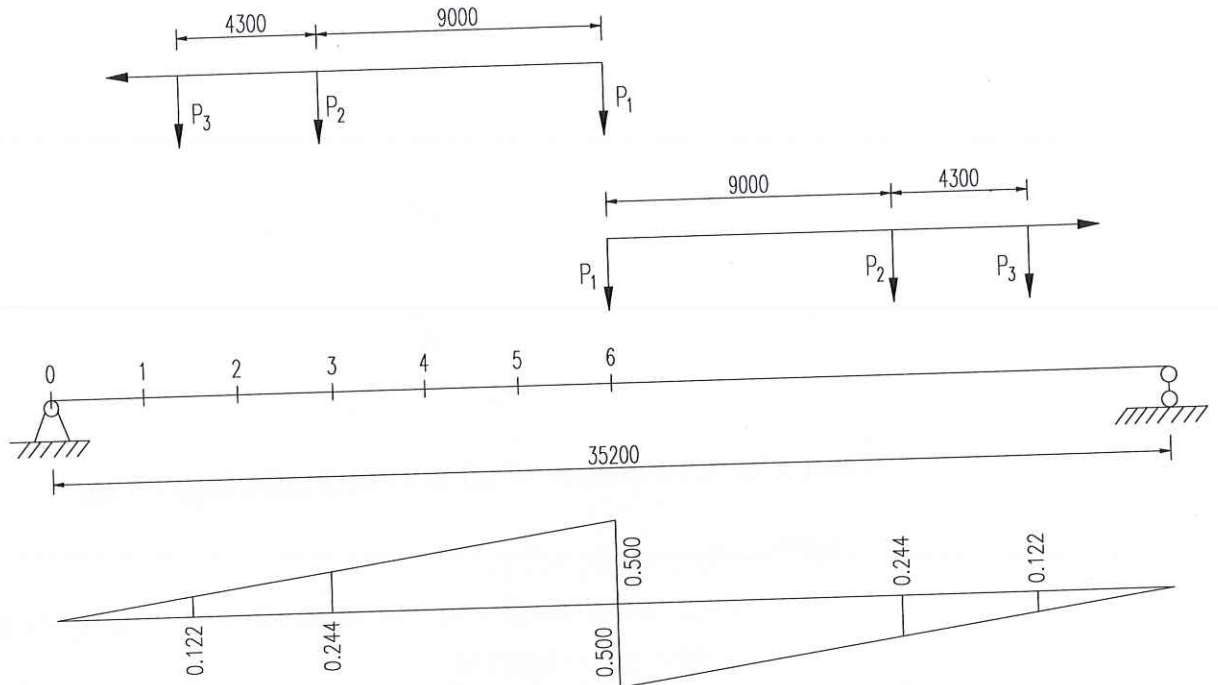
$$\begin{aligned}
 V_{sr} &= \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)}) \\
 &= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (90,935.369 + 54,926.847) = 62,572.012 \text{ N}
 \end{aligned}$$

• Dầm biên:

$$V_{sr} = \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)})$$

$$= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (90,935.369 + 54,926.847) = 53,417.695 \text{ N}$$

❖ Tại  $L=17,600\text{mm}$ :



Hình 3.22. Chết xe 3 trục lên đ.đ.h.V tại MC L6

$$V^{(+)} = V^{(-)} = P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3$$

$$= 94,250 \times 0.500 + 94,250 \times 0.244 + 22,750 \times 0.122$$

$$= 72,931.108 \text{ N}$$

• Dầm trong:

$$V_{sr} = \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)})$$

$$= \frac{0.597}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (72,931.108 + 72,931.108) = 62,572.012 \text{ N}$$

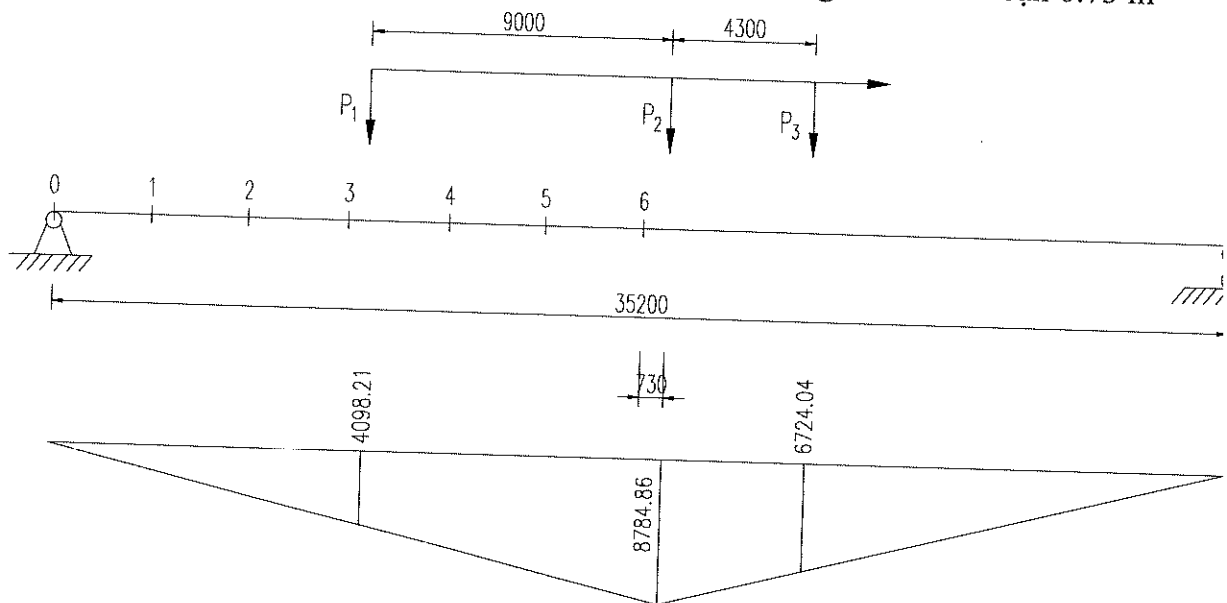
• Dầm biên:

$$V_{sr} = \frac{mg}{1.2} \times (1 + IM) \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)})$$

$$= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times (72,931.108 + 72,931.108) = 53,417.695 \text{ N}$$

3.4.4.3. *Mỗi bản biên:*

Đặt hoạt tải xe 3 trục vào ĐAH momen ở vị trí cách giữa dầm 1 đoạn 0.73 m



Hình 3.23. Đah momen  $M$  tại vị trí cách giữa nhịp 0.73m

$$\begin{aligned}
 M^{3\text{trục}} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\
 &= 94,250 \times 4,098.21 + 94,250 \times 8,784.86 + 22,750 \times 6,724.04 \\
 &= 1,367,201,551.847 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dầm biên:

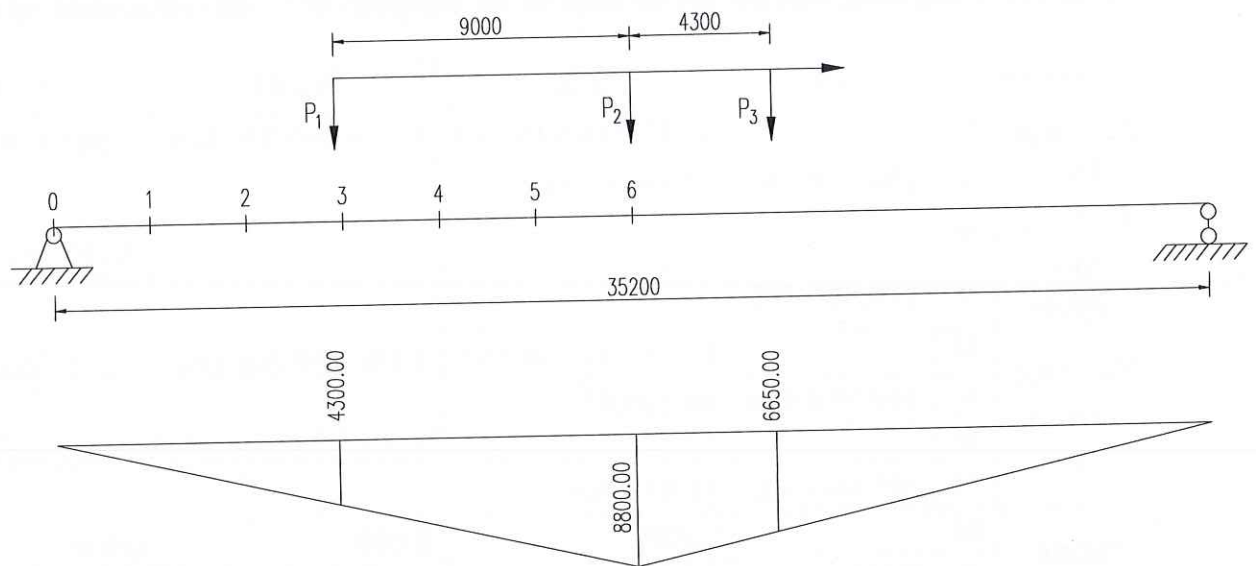
$$\begin{aligned}
 M_{\text{moi}} &= \frac{mg^s}{1.2} \times \gamma_{LL} (1 + IM) \times (P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3) \\
 &= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times 1,367,201,551.847 = 500,696,877.841 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dầm trong:

$$\begin{aligned}
 M_{\text{moi}} &= \frac{mg^s}{1.2} \times \gamma_{LL} (1 + IM) \times (P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3) \\
 &= \frac{0.364}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times 1,367,201,551.847 = 357,281,287.179 \text{ N}
 \end{aligned}$$

3.4.4.4. Mỗi bản vách:

Đặt hoạt tải xe 3 trục vào dầm moment ở vị trí giữa dầm.



Hình 3.24. Dầm moment tại giữa nhịp

$$\begin{aligned} M^{3\text{ trục}} &= P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3 \\ &= 94,250 \times 8,800 + 94,250 \times 4,300 + 22,750 \times 6,650 \\ &= 1,385,962,500.000 \text{ N} \end{aligned}$$

Dầm biên:

$$\begin{aligned} M_{\text{moi}} &= \frac{mg^s}{1.2} \times \gamma_{LL} (1 + IM) \times (P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3) \\ &= \frac{0.510}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times 1,385,962,500.000 = 507,567,516.741 \text{ N} \end{aligned}$$

Dầm trong:

$$\begin{aligned} M_{\text{moi}} &= \frac{mg^s}{1.2} \times \gamma_{LL} (1 + IM) \times (P_1 \cdot y_1 + P_2 \cdot y_2 + P_3 \cdot y_3) \\ &= \frac{0.364}{1.2} \times (1 + 0.15) \times 0.75 \times 1,385,962,500.000 = 362,183,955.477 \text{ N} \end{aligned}$$

**3.5. Nội lực – Tổ hợp nội lực theo các TTGH:****3.5.1. Nội lực không hệ số :**

Bảng 3.3: 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<br>(4300)        | M | -           | 1,482,749,946.733 | 1,579,640,340.909 | 1,607,450,000.00 |
|                            | V | 194,178.267 | 120,060.724       | -                 | -                |
| Xe 3 trục<br>mỗi<br>(9000) | M | -           | -                 | -                 | 1,385,962,500.00 |
|                            | V | 178,556.108 | -                 | -                 | -                |
| Xe 2 trục                  | M | -           | 1,116,324,218.750 | 1,186,250,000.000 | 1,215,500,000.00 |
|                            | V | 140,562.500 | 90,390.625        | -                 | -                |
| Làn                        | M | -           | 1,312,218,375.000 | 1,398,534,000.000 | 1,440,384,000.00 |
|                            | V | 163,680.000 | 68,973.569        | -                 | -                |
| Người                      | M | -           | 0.000             | 0.000             | 0.000            |
|                            | V | 0.000       | 0.000             | -                 | -                |

Bảng 3.4: 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           | 739,743,174.699   | 788,402,297.053   | 811,994,598.80   |
|         | V | 92,272.114  | 27,524.352        | 0                 | 0                |
| DC2     | M | 0.000       | 7,090,212,187.500 | 7,556,595,000.000 | 7,782,720,000.00 |
|         | V | 884,400.000 | 263,812.500       | 0                 | 0                |
| DC3     | M | 0           | 1,083,244,708.373 | 1,154,498,811.967 | 1,189,046,256.13 |
|         | V | 135,118.893 | 40,305.352        | 0                 | 0                |
| DW      | M | 0           | 1,898,060,385.000 | 2,022,911,760.000 | 2,083,445,760.00 |
|         | V | 236,755.200 | 70,623.000        | 0                 | 0                |

**3.5.2. 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:

$\eta$ : Hệ số điều chỉnh tải trọng:  $h=1.05 \times 1.05 \times 0.95=1.047$

IM: Hệ số xung kích.



$\gamma_{3\text{truc}}$  : Hệ số tải trọng hoạt tải xe tải 3 trục

$\gamma_{2\text{truc}}$  : Hệ số tải trọng hoạt tải xe tải 2 trục

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

$\gamma_{\text{bohanh}}$  : Hệ số tải trọng hoạt tải người bộ hành

m.g: Hệ số phân bố ngang

Bảng 3.5: Hệ số  $\gamma$ , IM,  $\eta$  của các trạng thái giới hạn

| TTGH | $\eta$ | $\gamma_{3\text{TRUC}}$ | $\gamma_{2\text{TRUC}}$ | $\gamma_{\text{LANE}} = \gamma_{\text{PL}}$ | 1+IM | $\gamma_{\text{DC}}$ | $\gamma_{\text{DW}}$ |
|------|--------|-------------------------|-------------------------|---------------------------------------------|------|----------------------|----------------------|
| CĐ1  | 1.047  | 1.75                    | 1.75                    | 1.75                                        | 1.33 | 1.25                 | 1.5                  |
| SD   | 1      | 1.3                     | 1.3                     | 1.3                                         | 1.33 | 1                    | 1                    |
| M    | 1      | 0.75                    | 0                       | 0                                           | 1.15 | 0                    | 0                    |

### 3.5.3. 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:

#### 3.5.3.1. TTGH Cường Độ 1 :

$$\eta \{1.25\text{DC} + 1.5\text{DW} + 1.75\text{PL} + 1.75(\text{LL} + \text{IM})\}$$

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

$$M_u = \eta [g_{\text{DC}} \gamma_{\text{DC}} \cdot M^{\text{DC1,2,3}} + g_{\text{DW}} \gamma_{\text{DW}} \cdot M^{\text{DW}} + (1 + \text{IM}) m_{\text{gXE}} \gamma_{\text{LL}} \cdot M_{\text{TRUCK}} + m_{\text{gLANE}} \gamma_{\text{LL}} \cdot M_{\text{LANE}} + g_{\text{PL}} \gamma_{\text{PL}} \cdot M_{\text{PL}}]$$

$$V_u = \eta [g_{\text{DC}} \gamma_{\text{DC}} \cdot V^{\text{DC1,2,3}} + g_{\text{DW}} \gamma_{\text{DW}} \cdot V^{\text{DW}} + (1 + \text{IM}) m_{\text{gXE}} \gamma_{\text{LL}} \cdot V_{\text{TRUCK}} + m_{\text{gLANE}} \gamma_{\text{LL}} \cdot V_{\text{LANE}} + g_{\text{PL}} \gamma_{\text{PL}} \cdot V_{\text{PL}}]$$

Bảng 3.6: 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             |
| DC1      | 0   | 968,485,634.501   | 1,032,191,069.845 | 1,063,078,553.648 |
| DC2      | 0   | 1,712,161,933.078 | 1,824,785,205.370 | 1,879,390,428.300 |
| DC3      | 0   | 475,098,434.818   | 506,349,649.646   | 521,501,753.805   |
| DW       | 0   | 497,989,239.433   | 530,746,174.760   | 546,628,325.221   |
| PL       | 0   | 0.000             | 0.000             | 0.000             |
| LL       | 0   | 3,692,523,967.582 | 3,934,452,128.752 | 4,023,107,672.321 |

|             |   |                   |                   |                          |
|-------------|---|-------------------|-------------------|--------------------------|
| Tổng hợp Mu | 0 | 7,346,259,209.412 | 7,828,524,228.373 | <b>8,033,706,733.295</b> |
|-------------|---|-------------------|-------------------|--------------------------|

Bảng 3.7: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N.mm)

| DẦM GIỮA    |     |                   |                   |                          |
|-------------|-----|-------------------|-------------------|--------------------------|
| Mặt cắt     | I-I | II-II             | III-III           | IV-IV                    |
| DC1         | 0   | 968,485,634.501   | 1,032,191,069.845 | 1,063,078,553.648        |
| DC2         | 0   | 1,712,161,933.078 | 1,824,785,205.370 | 1,879,390,428.300        |
| DC3         | 0   | 472,262,026.252   | 503,326,666.663   | 518,388,310.499          |
| DW          | 0   | 497,989,239.433   | 530,746,174.760   | 546,628,325.221          |
| PL          | 0   | 0.000             | 0.000             | 0.000                    |
| LL          | 0   | 2,992,498,433.634 | 3,188,561,553.859 | 3,260,394,479.595        |
| Tổng hợp Mu | 0   | 6,643,397,266.897 | 7,079,610,670.497 | <b>7,267,880,097.262</b> |

Bảng 3.8: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N)

| DẦM GIỮA    |                    |             |         |       |
|-------------|--------------------|-------------|---------|-------|
| Mặt cắt     | I-I                | II-II       | III-III | IV-IV |
| DC1         | 120,804.381        | 36,035.398  | -       | -     |
| DC2         | 200,778.645        | 63,706.093  | -       | -     |
| DC3         | 0.000              | 17,571.918  | -       | -     |
| DW          | 69,796.358         | 18,529.176  | -       | -     |
| PL          | 0.000              | 0.000       | -       | -     |
| LL          | 519,473.847        | 281,511.028 | -       | -     |
| Tổng hợp Vu | <b>910,853.231</b> | 417,353.613 | -       | -     |

Bảng 3.9: Bảng tổng hợp momen do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N.mm)

| DẦM BIÊN    |     |                   |                   |                          |
|-------------|-----|-------------------|-------------------|--------------------------|
| Mặt cắt     | I-I | II-II             | III-III           | IV-IV                    |
| DC1         | 0   | 968,485,634.501   | 1,032,191,069.845 | 1,063,078,553.648        |
| DC2         | 0   | 1,712,161,933.078 | 1,824,785,205.370 | 1,879,390,428.300        |
| DC3         | 0   | 475,098,434.818   | 506,349,649.646   | 521,501,753.805          |
| DW          | 0   | 497,989,239.433   | 530,746,174.760   | 546,628,325.221          |
| PL          | 0   | 0.000             | 0.000             | 0.000                    |
| LL          | 0   | 3,692,523,967.582 | 3,934,452,128.752 | 4,023,107,672.321        |
| Tổng hợp Mu | 0   | 7,346,259,209.412 | 7,828,524,228.373 | <b>8,033,706,733.295</b> |

Bảng 3.10: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH CD1 (N)

| DẦM BIÊN |
|----------|
|----------|

| Mặt cắt     | I-I                | II-II       | III-III | IV-IV |
|-------------|--------------------|-------------|---------|-------|
| DC1         | 120,804.381        | 36,035.398  | -       | -     |
| DC2         | 219,991.767        | 63,706.093  | -       | -     |
| DC3         | 231,385.446        | 17,677.455  | -       | -     |
| DW          | 45,706.146         | 18,529.176  | -       | -     |
| PL          | 0.000              | 0.000       | -       | -     |
| LL          | 369,194.792        | 200,494.027 | -       | -     |
| Tổng hợp Vu | <b>987,082.533</b> | 336,442.149 | -       | -     |

## 3.5.3.2. TTGH 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 mỗi nối bulong cường độ cao liên kết ma sát.

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

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

Bảng 3.11: 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                    |
| DC1         | 0   | 739,743,174.699   | -       | 811,994,598.800          |
| DC2         | 0   | 1,307,773,764.375 | -       | 1,435,505,280.000        |
| DC3         | 0   | 362,886,977.305   | -       | 398,330,495.805          |
| DW          | 0   | 316,976,084.295   | -       | 347,935,441.920          |
| PL          | 0   | 0.000             | -       | 0.000                    |
| LL          | 0   | 2,618,945,272.218 | -       | 2,853,413,792.450        |
| Tổng hợp Ms | 0   | 5,346,325,272.893 | -       | <b>5,847,179,608.975</b> |

Bảng 3.12: 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             |
| DC1      | 0   | 739,743,174.699   | -       | 811,994,598.800   |
| DC2      | 0   | 1,307,773,764.375 | -       | 1,435,505,280.000 |
| DC3      | 0   | 360,720,487.888   | -       | 395,952,403.293   |
| DW       | 0   | 316,976,084.295   | -       | 347,935,441.920   |
| PL       | 0   | 0.000             | -       | 0.000             |
| LL       | 0   | 2,122,447,868.637 | -       | 2,312,454,782.384 |

|             |   |                   |   |                          |
|-------------|---|-------------------|---|--------------------------|
| Tổng hợp Ms | 0 | 4,847,661,379.894 | - | <b>5,303,842,506.396</b> |
|-------------|---|-------------------|---|--------------------------|

Bảng 3.13: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N)

| <b>DẦM BIÊN</b> |                    |             |         |       |
|-----------------|--------------------|-------------|---------|-------|
| Mặt cắt         | I-I                | II-II       | III-III | IV-IV |
| DC1             | 92,272.114         | 27,524.352  | -       | -     |
| DC2             | 168,032.857        | 48,659.625  | -       | -     |
| DC3             | 176,735.512        | 13,502.293  | -       | -     |
| DW              | 29,092.507         | 11,794.041  | -       | -     |
| PL              | 0.000              | 0.000       | -       | -     |
| LL              | 261,853.671        | 182,304.303 | -       | -     |
| Tổng hợp Vs     | <b>727,986.660</b> | 283,784.614 | -       | -     |

Bảng 3.14: Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải và do tĩnh tải ở TTGH SD (N)

| <b>DẦM GIỮA</b> |                    |             |         |       |
|-----------------|--------------------|-------------|---------|-------|
| Mặt cắt         | I-I                | II-II       | III-III | IV-IV |
| DC1             | 92,272.114         | 27,524.352  | -       | -     |
| DC2             | 153,357.600        | 48,659.625  | -       | -     |
| DC3             | 0.000              | 13,421.682  | -       | -     |
| DW              | 44,426.213         | 11,794.041  | -       | -     |
| PL              | 0.000              | 0.000       | -       | -     |
| LL              | 368,440.012        | 199,663.424 | -       | -     |
| Tổng hợp Vs     | <b>658,495.939</b> | 301,063.124 | -       | -     |

## 3.5.3.3. TTGH Mọi:

Mỗi neo chống cắt:  $0.75(LL+IM)$ : Chỉ tính  $V_{SR}$

$$V_{sr} = \frac{mg^s}{1.2} \times 1.15 \times 0.75 \times (V^{(+)} + V^{(-)})$$

Mỗi bản biên:  $0.75(LL+IM)$ : Chỉ tính momen mỗi tại vị trí cách giữa nhịp  $0.73m$ .

$$M_{Moi} = \gamma_{LL} (1 + IM) \frac{m.g^s}{1.2} (22,750y_3 + 94,250y_2 + 94,250y_1)$$

Mỗi bản bụng dầm (uốn và cắt):  $DC_1+DC_2+DC_3+DW+2 \times 0.75 \times (LL+IM)$ : chỉ tính lực cắt đầu dầm và momen giữa dầm.



$$M_{Moi} = M_S^{DC1,2,3} + M_S^{DW} + 2\gamma_{LL}(1+IM)\frac{m.g^s}{1,2}(17500y_3 + 72500y_2 + 72500y_1)$$

$$V_{Moi} = V_S^{DC1,2,3} + V_S^{DW} + 2\gamma_{LL}(1+IM)\frac{m.g^s}{1,2}(17500y_3 + 72500y_2 + 72500y_1)$$

Bảng 3.15: Bảng tổng hợp mỗi

| DẦM BIÊN                             |      |                 |                |                |                |                |                               |                             |
|--------------------------------------|------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Mặt cắt cách gối<br>1 khoảng<br>(mm) |      | 0               | 2,600          | 5,600          | 8,600          | 11,600         | 14,600                        | 17,600                      |
| Neo                                  | Vsr  | 62,029.6<br>48  | 62,225.9<br>68 | 58,574.<br>170 | 54,922.<br>372 | 53,820.<br>070 | 53,417.695                    | -                           |
| Bản<br>biên                          | Mmỏi | -               | -              | -              | -              | -              | -                             | <b>507,567,516<br/>.741</b> |
| Vách<br>đứng                         | Mmỏi | -               | -              | -              | -              | -              | <b>3,873,109,810<br/>.007</b> | -                           |
|                                      | Vmỏi | 574,297.<br>285 | -              | -              | -              | -              | -                             | -                           |

| DẦM GIỮA                             |          |                 |                |                |                |                |                               |                             |
|--------------------------------------|----------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------------|-----------------------------|
| Mặt cắt cách gối<br>1 khoảng<br>(mm) |          | 0               | 2,600          | 5,600          | 8,600          | 11,600         | 14,600                        | 17,600                      |
| Ne<br>o                              | Vsr      | 76,597.0<br>46  | 72,889.<br>779 | 68,612.<br>164 | 64,334.<br>548 | 63,043.<br>342 | 62,572.012                    | -                           |
| Bản<br>biên<br>n                     | Mm<br>ỏi | -               | -              | -              | -              | -              | 362,183,955.4<br>77           | <b>362,183,955<br/>.477</b> |
| Vác<br>h<br>đứn<br>g                 | Mm<br>ỏi | -               | -              | -              | -              | -              | <b>3,579,964,594<br/>.966</b> | -                           |
|                                      | Vm<br>ỏi | 428,743.<br>219 | -              | -              | -              | -              | -                             | -                           |

### 3.6. Kiểm toán các trạng điều kiện cấu tạo dầm thép:

#### 3.6.1. Kiểm tra tỉ lệ cấu tạo chung

Từ công thức:

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

Trong đó:

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



$$J_{yc} = \frac{t_c \cdot b_c^3}{12} = \frac{20 \times 350^3}{12} = 71,458,333.33 \text{ mm}^4$$

$J_y$ : Momen quán tính của mặt cắt phần dầm thép đối với trục thẳng đứng trong mặt phẳng bản bụng

$$\begin{aligned} J_y &= \frac{t_c \cdot b_c^3}{12} + \frac{D \cdot t_w^3}{12} + \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + \frac{t'_f \cdot b_f'^3}{12} \\ &= \frac{20 \times 350^3}{12} + \frac{1140 \times 15^3}{12} + \frac{20 \times 450^3}{12} + \frac{20 \times 550^3}{12} = 500,945,625 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Thay số:

$$0.1 \leq \frac{71,458,333.33}{500,945,625} = 0.143 \leq 0.9 \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

### 3.6.2. Kiểm tra độ mảnh bản bụng

$$2 \times \frac{D_c}{t_w} \leq 6.77 \times \sqrt{\frac{E}{f_c}}$$

Trong đó:

- $E = 200,000 \text{ MPa}$ : mô đun đàn hồi của thép
- $D_c$ : Chiều cao của bản bụng chịu nén trong phạm vi đàn hồi
- $D_c = Y_0 - t_c = 766 - 20 = 746 \text{ mm}$
- $f_c$ : ứng suất ở bản cánh chịu nén do lực tính toán

Ứng suất lớn nhất ở thớ dưới và thớ trên dầm thép (dầm biên):

$$f_{NC}^b = \frac{M_{DC1}'' + M_{DC2}''}{S_{NC}^{s,b}} = \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{22,647,303.850} = 126.932 \text{ MPa}$$

$$f_{NC}' = \frac{M_{DC1}'' + M_{DC2}''}{S_{NC}^{s,l}} = \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{12,833,181.651} = 226.293 \text{ MPa}$$

Ứng suất lớn nhất ở thớ dưới và thớ trên dầm thép (dầm giữa):

$$f_{NC}^b = \frac{M_{DC1}'' + M_{DC2}''}{S_{NC}^{s,b}} = \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{22,647,303.850} = 126.932 \text{ MPa}$$

$$f_{NC}' = \frac{M_{DC1}'' + M_{DC2}''}{S_{NC}^{s,l}} = \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{12,833,181.651} = 226.293 \text{ MPa}$$

Thay số ta được:

$$2 \times \frac{746}{15} = 99.467 \leq 6.77 \times \sqrt{\frac{200000}{226.293}} = 201.265 \text{ (dầm biên)}$$

$$2 \times \frac{746}{15} = 99.467 \leq 6.77 \times \sqrt{\frac{200000}{226.293}} = 201.265 \text{ (đảm giữa)}$$

**Thoả mãn điều kiện**

### 3.6.3. 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:

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

Thay số ta được:

$$1,500\text{mm} < \left[ \frac{260}{1140/15} \right]^2 \times 1140 = 13,342.105 \text{ mm}$$

Thoả mãn về điều kiện bốc xếp.

## 3.7. Kiểm toán khả năng chịu lực giai đoạn 1

### 3.7.1. Tính toán các tham số kiểm toán

#### 3.7.1.1. Momen dẻo $M_p$

❖ Xác định lực hóa dẻo trên tiết diện dầm chưa liên hợp:

Giả thiết không xảy ra mất ổn định cục bộ và tổng thể do đó có thể xuất hiện các lực dẻo. Giá trị lực hoá dẻo trong từng bộ phận của cầu kiện được xác định theo công thức sau:

Lực dẻo trong bản phủ cánh dưới dầm:

$$P'_f = b'_f \times t'_f \times F_y = 550 \times 20 \times 250 = 2,750,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong cánh dưới dầm:

$$P_f = b_f \times t_f \times F_y = 450 \times 20 \times 250 = 2,250,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong bản bụng dầm:

$$P_w = D \times t_w \times F_y = 1140 \times 15 \times 250 = 4,275,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong cánh trên dầm:

$$P_c = b_c \times t_c \times F_y = 350 \times 20 \times 250 = 1,750,000 \text{ N}$$

❖ Xác định vị trí trục trung hòa dẻo (PDA)

Vị trí trục trung hoà dẻo được xác định trên cơ sở cân bằng lực dẻo chịu kéo với lực dẻo chịu nén:

Nhận thấy:

$$P'_f + P_f + P_w = 9,275,000 \text{ N} > P_c = 1,750,000 \text{ N}$$

$$P'_f + P_f = 5,000,000 \text{ N} < P_w + P_c = 6,025,000 \text{ N}$$

$\Rightarrow$  Trục trung hoà PDA sẽ đi qua bản bụng dầm thép

Đặt khoảng cách từ mép trên bản cách dưới dầm thép đến trục trung hoà dẻo là Y ta có:

- Tổng hợp lực kéo phía dưới trục PDA:

$$P_K = P'_f + P_f + P_w - \frac{P_w \cdot Y}{D}$$

- Tổng hợp lực nén phía dưới trục PDA:

$$P_N = P_c + \frac{P_w \cdot Y}{D}$$

- Cân bằng lực kéo và lực nén ( $P_N = P_K$ ) xác định được công thức tính Y:

$$\begin{aligned} Y &= (P'_f + P_f - P_w - P_c) \times \frac{D}{2 \times P_w} \\ &= (2,750,000 + 2,250,000 + 4,275,000 - 1,750,000) \times \frac{1140}{2 \times 4,275,000} \\ &= 1003.33 \text{ mm} \end{aligned}$$

❖ Xác định momen dẻo:

$$\begin{aligned} M_p &= \left[ P'_f \cdot \left( D - Y + t_f + \frac{t'_f}{2} \right) + P_f \cdot \left( D - Y + \frac{t_f}{2} \right) + \left( 1 - \frac{Y}{D} \right) P_w \cdot \frac{D - Y}{2} \right] + \left[ \frac{Y}{D} \cdot P_w \cdot \frac{Y}{2} + P_c \cdot \left( Y + \frac{t_c}{2} \right) \right] \\ &= 2,750,000 \times \left( 1140 - 1003.33 + 20 + \frac{20}{2} \right) + 2,250,000 \times \left( 1140 - 1003.33 + \frac{20}{2} \right) + \left( 1 - \frac{1003.33}{1140} \right) \times 4,275,000 \cdot \frac{1140 - 1003.33}{2} \\ &\quad + \frac{1003.33}{1140} \times 4,275,000 \times \frac{1003.33}{2} + 1,750,000 \times \left( 1003.33 + \frac{20}{2} \right) \\ &= 4,484,208,333 \end{aligned}$$

❖ Momen chảy  $M_y$ :

Ở giai đoạn này, chỉ có tiết diện dầm thép (NC) làm việc, và chịu tải trọng  $DC_1$  và  $DC_2$ . Vì trục trung hòa của tiết diện chưa liên hợp gần với biên dưới dầm thép hơn, nên biên trên sẽ đạt ứng suất chảy trước biên dưới. Momen chảy  $M_y$  được tính như sau:

$$M_y = F_y \times S_{NC}^{s,t} = 250 \times 12,832,573.890 = 3,208,143,473 \text{ Nmm}$$

## 3.7.1.2. Phân loại tiết diện chịu uốn

## ❖ Kiểm tra độ mảnh bản bụng:

Trước hết, ta kiểm tra độ mảnh bản bụng theo trường hợp của tiết diện đặc chắc theo phương trình sau:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Trong đó:

$D_{cp}$ : Chiều cao của bản bụng chịu nén tại lúc momen dẻo (mm).

$$D_{cp} = Y = 1003.33 \text{ mm}$$

$$\frac{2 \times 1003.33}{15} = 133.778 > 3.76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106.4$$

**Không thỏa mãn đối với tiết diện đặc chắc.**

Ta kiểm tra với tiết diện không chắc:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 6,7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\Leftrightarrow \frac{2 \times 1003.33}{15} = 133.778 < 6.7 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 189.5$$

**Thỏa mãn với điều kiện tiết diện không chắc.**

## ❖ Kiểm tra độ mảnh bản cánh chịu nén không đặc chắc:

Kiểm tra độ mảnh của bản cánh chịu nén không đặc chắc theo công thức sau:

$$\frac{b_c}{2t_c} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}}$$

Trong đó:

$E = 200.000 \text{ MPa}$ : mô đun đàn hồi của thép

$D_C$ : Chiều cao của bản bụng chịu nén trong phạm vi đàn hồi

$$D_C = Y_{NC}^{st} - t_c = 766 - 20 = 746 \text{ mm}$$

$f_c$ : ứng suất ở bản cánh chịu nén do lực tính toán.

Ứng suất lớn nhất ở thớ trên dầm thép (dầm biên):

$$f'_{NC} = \frac{M''_{DC1} + M''_{DC2}}{S_{NC}^{s,f}} = \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{12,833,181.651} = 226.293 \text{ MPa}$$

Ứng suất lớn nhất ở thớ trên dầm thép (dầm giữa)

$$f'_{NC} = \frac{M''_{DC1} + M''_{DC2}}{S_{NC}^{s,f}} = \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{12,833,181.651} = 226.293 \text{ MPa}$$

$$f_c = f'_{NC} = 226.293 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$f_c = f'_{NC} = 226.293 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

Thay số ta được:

$$\frac{350}{2 \times 20} = 8.75 < 1.38 \times \sqrt{\frac{200,000}{226.293 \times \sqrt{\frac{2 \times 746}{15}}}} = 12.991 \text{ (dầm biên)}$$

$$\frac{350}{2 \times 20} = 8.75 < 1.38 \times \sqrt{\frac{200,000}{226.293 \times \sqrt{\frac{2 \times 746}{15}}}} = 12.991 \text{ (dầm giữa)}$$

Thỏa mãn điều kiện tiết diện không chắc.

❖ Kiểm tra giằng bản cánh chịu nén có mặt cắt không đặc chắc:

Kiểm tra giằng bản cánh chịu nén có mặt cắt không chắc theo công thức sau:

$$L_b \leq L_p = 1.76 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Trong đó:

$L_b = 3,000 \text{ mm}$ : Chiều dài không giằng.

$L_p$ : Độ dài giới hạn giằng ngang đối với khả năng chịu uốn bị khống chế bởi sự hình thành uốn dẻo.

$r_t$ : Bán kính hồi chuyển đối với trục thẳng đứng của bản cánh chịu nén.



$$\Rightarrow r_t = \sqrt{\frac{J_t}{A_t}} = \sqrt{\frac{t_c b_c^3}{12}} = \sqrt{\frac{b_c^2}{12}} = \frac{b_c}{\sqrt{12}} = \frac{350}{\sqrt{12}} = 101.036 \text{ mm}$$

$E = 200000 \text{ Mpa}$ : Modul đàn hồi của thép.

$F_{yc} = 250 \text{ Mpa}$ : Cường độ chảy dẻo nhỏ nhất của bản cánh chịu nén.

Thay số ta được:

$$3000 \text{ mm} < 1.76 \times 101.036 \times \sqrt{\frac{200,000}{250}} = 5,029.604 \text{ mm}$$

Thỏa mãn điều kiện tiết diện không chắc.

Kết hợp 3 điều kiện, kết luận tiết diện dầm là không đặc chắc.

### 3.7.2. Kiểm tra sức kháng uốn của dầm chưa liên hợp

Sức kháng uốn danh định của bản cánh được tính như sau:

$$F_n = R_b \cdot R_h \cdot F_{yf}$$

Trong đó:

$R_b$ : Hệ số truyền tải trọng.

$$R_b = 1 - \left( \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \right) \left( \frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right)$$

$$\text{Với } a_r = \frac{2D_c \cdot t_w}{A_c} = \frac{2 \times 746 \times 15}{20 \times 350} = 3.197 \text{ mm}$$

$\lambda_b = 4.64$ : Đối với các cấu kiện có diện tích bản cánh chịu nén bằng hoặc nhỏ hơn diện tích bản cánh chịu kéo.

$D_c = 746 \text{ mm}$ : Chiều cao của bản bụng chịu nén trong phạm vi đàn hồi

$t_w = 15 \text{ mm}$ : Chiều dày bản bụng.

$A_c$ : Diện tích bản cánh chịu nén.

$F_c$ : ứng suất ở bản cánh chịu nén do lực tính toán

$$f_c = f_{NC} = 226.293 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$f_c = f_{NC} = 226.293 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

Thay số ta được:

$$R_b = 1 - \left( \frac{3.197}{1200 + 300 \times 3.197} \right) \times \left( \frac{2 \times 746}{15} - 4.64 \times \sqrt{\frac{200000}{229.293}} \right) = 1.057 \quad (\text{dầm biên})$$

$$R_b = 1 - \left( \frac{3.197}{1200 + 300 \times 3.197} \right) \times \left( \frac{2 \times 746}{15} - 4.64 \times \sqrt{\frac{200.000}{229.293}} \right) = 1.057 \quad (\text{dầm giữa})$$

$R_h = 1$ : Hệ số lai đối với mặt cắt đồng nhất.

$F_{yf} = 250$  Mpa: Cường độ chảy nhỏ nhất của bản cánh chịu nén.

Thay số ta được:

$$F_n = 1.057 \times 1 \times 250 = 264.245 \text{ MPa} \quad (\text{dầm biên})$$

$$F_n = 1.057 \times 1 \times 250 = 2664.245 \text{ MPa} \quad (\text{dầm giữa})$$

$$\text{Kiểm tra: } F_r = \varphi_f \cdot F_n \geq f_{NC}^t$$

Trong đó:

$$\varphi_f = 1: \text{Hệ số sức kháng uốn.}$$

Thay số ta được:

$$F_r = 1 \times 264.245 \text{ MPa} > f_{NC}^t = 229.293 \text{ MPa} \quad (\text{dầm biên})$$

$$F_r = 1 \times 264.245 \text{ MPa} > f_{NC}^t = 229.293 \text{ MPa} \quad (\text{dầm giữa})$$

Vậy : thỏa mãn điều kiện chịu uốn.

### 3.8. Kiểm toán dầm thép liên hợp theo các TTGH:

#### 3.8.1. Tính toán các tham số kiểm toán

##### 3.8.1.1. Momen dẻo $M_p$

❖ Xác định lực hóa dẻo trên tiết diện:

Để đơn giản tính toán ta quy đổi phần vút bê tông từ tiết diện hình thang sang tiết diện hình chữ nhật tương đương:

Chiều cao vút bằng chiều cao quy đổi:  $h_v = t_h = 50 \text{ mm}$

Chiều rộng cánh trên bản vút:  $b_t = 450 \text{ mm}$

Chiều rộng cánh dưới bản vút:  $b_b = 350 \text{ mm}$

$$\text{Chiều rộng quy đổi: } b_h = \frac{b_t + b_b}{2} = \frac{450 + 350}{2} = 400 \text{ mm}$$

Giả thiết không xảy ra mất ổn định cục bộ và tổng thể do đó có thể xuất hiện các lực dẻo. Giá trị lực hoá dẻo trong từng bộ phận của cấu kiện được xác định theo công thức sau (lưu ý bỏ qua phần bê tông nằm trong vùng kéo):

Lực dẻo trong bản phủ cánh dưới dầm:

$$P'_f = b'_f \times t'_f \times F_y = 550 \times 20 \times 250 = 2,750,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong cánh dưới dầm:

$$P_f = b_f \times t_f \times F_y = 450 \times 20 \times 250 = 2,250,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong bản bụng dầm:

$$P_w = D \times t_w \times F_y = 1140 \times 15 \times 250 = 4,275,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong cánh trên dầm:

$$P_c = b_c \times t_c \times F_y = 350 \times 20 \times 250 = 1,750,000 \text{ N}$$

Lực dẻo trong cốt thép dọc bản bê tông (lưới dưới):

$$P_{rb} = n_{rb} \times A_{rb} \times F_y$$

Trong đó:

$n_{rb} = 9$ : số thanh thép dọc nằm trong phần tiết diện bản tính toán.

$A_{rb} = 153.938 \text{ mm}^2$ : diện tích mặt cắt ngang thanh thép  $\phi 14$ .

Cường độ chảy của vật liệu thép bản mặt cầu:  $F_y = 280 \text{ Mpa}$

Thay số:  $P_{rb} = 9 \times 153.938 \times 280 = 387,923.861 \text{ N}$

Lực dẻo trong cốt thép dọc bản bê tông (lưới trên):

$$P_{rt} = P_{rb} = 387,923.861 \text{ N}$$

Lực dẻo trong bản bê tông vút dầm:

$$P_h = b_h \times t_h \times 0.85 \times 30 = 400 \times 50 \times 0.85 \times 30 = 510,000$$

Lực dẻo trong bản bê tông:

$$P_s = b_e \times t_s \times 0.85 \times 30 = 1650 \times 200 \times 0.85 \times 30 = 8,415,000$$

❖ Xác định vị trí trục trung hòa dẻo (PDA):

Vị trí trục trung hoà dẻo được xác định trên cơ sở cân bằng lực dẻo chịu kéo với lực dẻo chịu nén

Giả sử TTH đi qua bản cánh trên dầm thép:

$$P'_f + P_f + P_w = 9,275,000.000 < P_c + P_h + P_s + P_{tb} + P_{rt} = 11,450,847.72$$

$$P'_f + P_f + P_w + P_c = 11,025,000 > P_h + P_s + P_{tb} + P_{rt} = 9,700,847.722$$

Vậy TTH đi qua bản cánh trên dầm thép.

Đặt khoảng cách từ mép trên cánh trên dầm thép đến TTH là Y (bỏ qua phần bê tông chịu kéo trong bản vút), ta có:

Phần lực dẻo chịu nén trong bản mặt cầu được xác định theo công thức:

$$P_{nen} = \frac{P_h \cdot Y}{t_h}$$

Tổng hợp lực kéo phía dưới trục PDA:

$$P_K = P'_f + P_f + P_w + P_c$$

Tổng hợp lực nén phía trên trục PDA:

$$P_N = \frac{P_h \cdot Y}{t_h} + P_s + P_{tb} + P_{rt}$$

Cân bằng lực kéo và lực nén ( $P_N = P_K$ ) xác định được công thức tính Y:

$$\begin{aligned} Y &= t_c \times \left[ \frac{P'_f + P_f + P_w + P_c - P_s - P_{tb} - P_{rt}}{2 \times P_c} \right] \\ &= 20 \times \left[ \frac{2,750,000 + 2,250,000 + 4,275,000 + 1,750,000 - 8,415,000 - 387,923.861 \times 2}{2 \times 1,750,000} \right] \\ &= 7.567 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

❖ Xác định momen dẻo  $M_p$ :

- Mômen dẻo của tiết diện được xác định theo công thức:

$$M_p = \sum (P_i \cdot d_i)$$

Trong đó:

$P_i$ : giá trị lực dẻo thứ i

$d_i$ : cánh tay đòn từ điểm đặt lực dẻo  $P_i$  đến trục trung hoà dẻo

Thay số:

$$\begin{aligned}
M_p &= P'_f \left( t_c - Y + D + t_f + \frac{t'_f}{2} \right) + P_f \left( t_c - Y + D + \frac{t_f}{2} \right) + P_w \left( t_c - Y + \frac{D}{2} \right) + P_c \cdot \frac{Y}{t_c} \cdot \frac{Y}{2} \\
&\quad + P_c \left( 1 - \frac{Y}{t_c} \right) \left( \frac{t_c - Y}{2} \right) + P_h \left( Y + \frac{t_h}{2} \right) + P_s \left( Y + t_h + \frac{t_s}{2} \right) + 2 \cdot P_r \left( Y + t_h + \frac{t_s}{2} \right) \\
&= 2,750,000 \times \left( 1,200 - \frac{20}{2} + 50 - 0.081 \right) + 2,250,000 \times \left( 1,200 - 20 - \frac{20}{2} + 50 - 0.081 \right) \\
&\quad + 4,275,000 \times \left( \frac{1,140}{2} + 20 + 50 - 0.081 \right) + 1,750,000 \times \left( \frac{20}{2} + 50 - 0.081 \right) \\
&\quad + \frac{0.081}{50} \times 510,000 \times \frac{0.081}{2} + 10,327,500 \times \left( 0.081 + \frac{180}{2} \right) + 348,338.76 \times (0.081 + 30) \\
&\quad + 348,338.76 \times (0.081 + 150) \\
&= 9,841,996,741.851 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

### 3.8.1.2. Momen chảy $M_y$

$$M_y = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{AD}$$

Trong đó:

$M_{DC1}$ ,  $M_{DC2}$ ,  $M_{DC3}$ ,  $M_{DW}$  là momen do tĩnh tải gây ra tại mặt cắt cần tính momen chảy (MC: IV-IV).

$M_{AD}$  là momen cộng thêm để gây ra chảy tại một thớ biên dầm thép.

❖ Dầm biên:

Thớ dưới:

$$\begin{aligned}
M_{AD}^b &= S_{ST}^{s,b} \left( F_y - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} - \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,b}} \right) \\
&= 31,866,740.395 \times \left( 250 - \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{22,647,303.850} - \frac{521,501,753.805 + 546,628,325.221}{29,168,669.915} \right) \\
&= 2,659,442,525.964 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_y^b &= M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{AD} \\
&= 1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300 + 521,501,753.805 + 546,628,325.221 + 2,659,442,525.96 \\
&= 6,670,041,586.938 \text{ N.mm}
\end{aligned}$$

Thớ trên:



$$\begin{aligned}
 M_{AD}^t &= S_{ST}^{s,t} \left( F_y - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} - \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,t}} \right) \\
 &= 95,178,383.246 \times \left( 250 - \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{12,833,181.651} - \frac{521,501,753.805 + 546,628}{39,068,999.277} \right) \\
 &= 1,971,524,334.563 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_y^t = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{AD}$$

$$\begin{aligned}
 M_y^t &= 1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300 + 521,501,753.805 + 546,628,325.221 + 1,971,524 \\
 &= 4,913,993,316.511 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_y = \min(M_y^t; M_y^b) = 4,913,993,316.511 \text{ N.mm}$$

❖ Dầm giữa:

Thớ dưới:

$$\begin{aligned}
 M_{AD}^b &= S_{ST}^{s,b} \left( F_y - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} - \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,b}} \right) \\
 &= 32,065,309.602 \times \left( 250 - \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{22,647,303.850} - \frac{518,388,310.499 + 546,628,32}{29,433,432.489} \right) \\
 &= 2,689,968,286.651 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$M_y^b = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{AD}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300 + 518,388,310.499 + 546,628,325.221 + 2,689,968,2 \\
 &= 6,697,453,904.319 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

Thớ trên:

$$\begin{aligned}
 M_{AD}^t &= S_{ST}^{s,t} \left( F_y - \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} - \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,t}} \right) \\
 &= 104,490,158.087 \times \left( 250 - \frac{1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300}{12,833,181.651} - \frac{518,388,310.499 + 546,628,32}{41,649,853.083} \right) \\
 &= 2,164,408,370.521 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_y^t = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{AD}$$

$$\begin{aligned}
 M_y^t &= 1,063,078,553.648 + 1,879,390,428.300 + 518,388,310.499 + 546,628,325.221 + 2,164,408,370.5 \\
 &= 5,106,877,352.469 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_y = \min(M_y^t; M_y^b) = 5,106,877,352.469 \text{ N.mm}$$

### 3.8.1.3. Biểu đồ ứng suất theo các giai đoạn, chiều cao chịu nén Dc

Tổng hợp ứng suất tại các thớ biên dầm thép (giai đoạn I + giai đoạn II)

Bảng 3.16: Momen ở trạng thái sử dụng không hệ số (N.mm)

| Tải trọng | Dầm biên          | Dầm giữa          |
|-----------|-------------------|-------------------|
| DC1       | 811,994,598.800   | 811,994,598.800   |
| DC2       | 1,435,505,280.000 | 1,435,505,280.000 |
| DC3       | 398,330,495.805   | 395,952,403.293   |
| DW        | 347,935,441.920   | 347,935,441.920   |
| LL        | 2,194,933,686.500 | 1,778,811,371.064 |

❖ Ứng suất thớ dưới dầm thép:

Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 f^{s,b} &= f_{NC}^{s,b} + f_{LT}^{s,b} + f_{ST}^{s,b} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,b}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,b}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{22,647,303.850} + \frac{398,330,495.805 + 347,935,441.920}{29,168,669.915} \\
 &\quad + \frac{2,194,933,686.500}{31,866,740.395} \\
 &= 99.239 + 25.585 + 68.879 = 193.703 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
 f^{s,b} &= f_{NC}^{s,b} + f_{LT}^{s,b} + f_{ST}^{s,b} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,b}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,b}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{22,647,303.850} + \frac{395,952,403.293 + 347,935,441.920}{29,433,432.489} \\
 &\quad + \frac{1,778,811,371.064}{32,065,309.602} \\
 &= 99.239 + 25.274 + 55.475 = 179.988 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

❖ Ứng suất thớ trên dầm thép:

Dầm biên

$$\begin{aligned}
 f^{s,t} &= f_{NC}^{s,t} + f_{LT}^{s,t} + f_{ST}^{s,t} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,t}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,t}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{12,833,181.651} + \frac{398,330,495.805 + 347,935,441.920}{39,068,999.277} \\
 &\quad + \frac{2,194,933,686.500}{95,178,383.246} \\
 &= 175.132 + 19.101 + 23.061 = 217.294 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa

$$\begin{aligned}
 f^{s,t} &= f_{NC}^{s,t} + f_{LT}^{s,t} + f_{ST}^{s,t} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,t}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,t}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{12,833,181.651} + \frac{395,952,403.293 + 347,935,441.920}{41,649,853.083} \\
 &\quad + \frac{1,778,811,371.064}{104,490,158.087} \\
 &= 175.132 + 17.861 + 17.024 = 210.017 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

❖ Ứng suất thớ dưới bản bê tông:

Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 f^{c,b} &= f_{LT}^{c,b} + f_{ST}^{c,b} = \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{c,b}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{c,b}} \\
 &= \frac{398,330,495.805 + 347,935,441.920}{937,655,982.637} + \frac{2,194,933,686.500}{761,427,065.967} \\
 &= 0.796 + 2.883 = 3.679 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
 f^{c,b} &= f_{LT}^{c,b} + f_{ST}^{c,b} = \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{c,b}} + \frac{M_s^{LL} + M_s^{PL}}{S_{ST}^{c,b}} \\
 &= \frac{395,952,403.293 + 347,935,441.920}{999,596,473.984} + \frac{1,778,811,371.064}{835,921,264.693} \\
 &= 0.744 + 2.128 = 2.872 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

❖ Ứng suất thớ trên bản bê tông:

Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 f^{c,t} &= f_{LT}^{c,t} + f_{ST}^{c,t} = \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{c,t}} + \frac{M_s^{LL} + M_s^{PL}}{S_{ST}^{c,t}} \\
 &= \frac{398,330,495.805 + 347,935,441.920}{630,408,477.223} + \frac{2,194,933,686.500}{415,949,553.919} \\
 &= 1.184 + 5.277 = 6.461 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$f^{c,t} = f_{LT}^{c,t} + f_{ST}^{c,t} = \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{c,t}} + \frac{M_s^{LL} + M_s^{PL}}{S_{ST}^{c,t}}$$

$$= \frac{395,952,403.293 + 347,935,441.920}{665,007,365.613} + \frac{1,778,811,371.064}{442,937,375.136}$$

$$= 1.119 + 4.016 = 5.135 \text{ MPa}$$

❖ Vẽ biểu đồ ứng suất cho từng giai đoạn, xác định  $D_c$ :

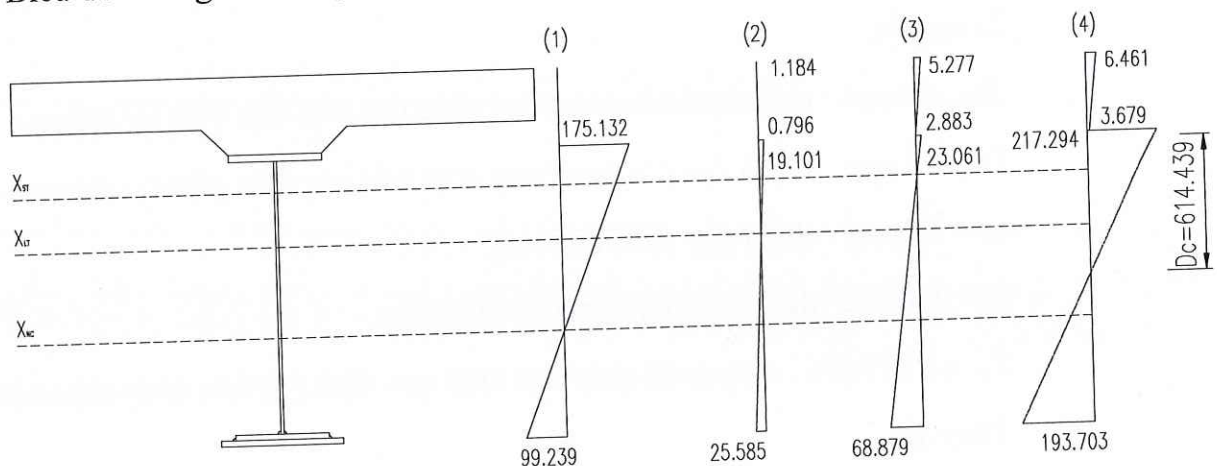
Trong đó:

Biểu đồ 1: ứng suất tĩnh tải giai đoạn I gây ra trên tiết diện dầm thép.

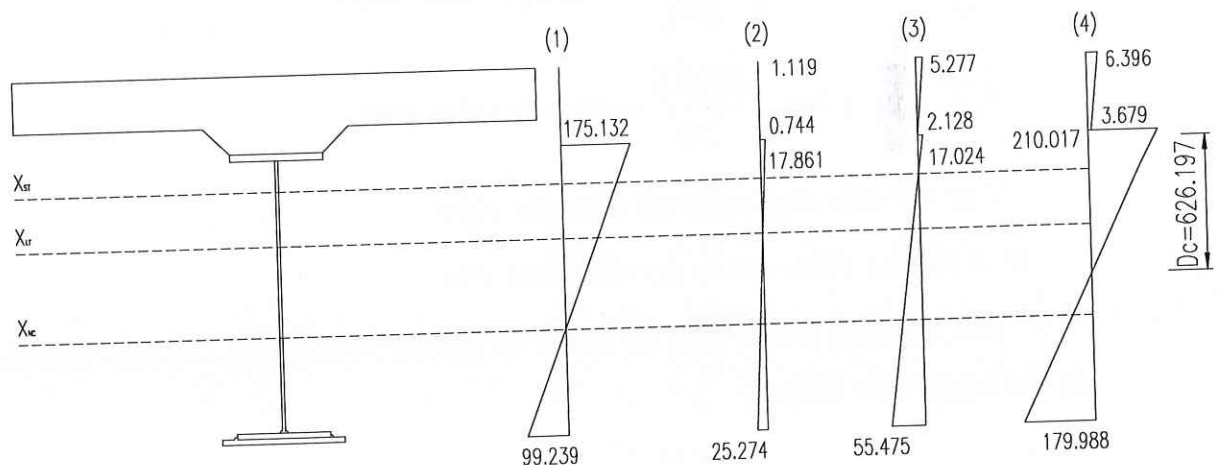
Biểu đồ 2: ứng suất tĩnh tải giai đoạn II gây ra trên tiết diện dầm liên hợp.

Biểu đồ 3: ứng suất hoạt tải gây ra trên tiết diện dầm liên hợp.

Biểu đồ 4: ứng suất tổng hợp.



Hình 3.25. Biểu đồ ứng suất cho từng giai đoạn dầm biên



Hình 3.26. Biểu đồ ứng suất cho từng giai đoạn dầm trong

Từ quan hệ hình học giữa ứng suất thớ trên và thớ dưới dầm ta xác định được công thức tính  $D_c$  như sau:

$$\text{Dầm biên: } D_c = \frac{d \cdot f^{s,t}}{f^{s,t} + f^{s,b}} - t_c = \frac{1200 \times 217.94}{217.94 + 193.703} - 20 = 614.439 \text{ mm}$$

$$\text{Dầm trong: } D_c = \frac{d \cdot f^{s,t}}{f^{s,t} + f^{s,b}} - t_c = \frac{1200 \times 210.017}{210.017 + 179.988} - 20 = 626.197 \text{ mm}$$

#### 3.8.1.4. Phân loại tiết diện chịu uốn

Ta kiểm tra tiết diện theo yêu cầu của tiết diện đặc chắc:

❖ Kiểm tra độ mảnh của bản bụng:

Nếu tiết diện là đặc chắc thì độ mảnh bản bụng dầm sẽ thoả mãn điều kiện:

$$\frac{2 \times D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \times \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Trong đó:

$D_{cp} = 0 \text{ mm}$  : chiều cao của bản bụng chịu nén của dầm biên tại mômen dẻo

$D_{cp} = 0 \text{ mm}$  : chiều cao của bản bụng chịu nén của dầm giữa tại mômen dẻo

$t_w = 12 \text{ mm}$  : chiều dày của bản bụng

$E = 200.000 \text{ MPa}$  : mô đun đàn hồi của thép

$F_{yc} = 250 \text{ MPa}$  : cường độ chảy nhỏ nhất quy định của bản cánh chịu nén

Thay số:

$$\frac{2 \times 0}{15} = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349 \text{ (dầm biên)}$$

$$\frac{2 \times 0}{15} = 0 \leq 3.76 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,349 \text{ (dầm giữa)}$$

Vậy tiết diện thoả mãn tiết diện đặc chắc.

❖ Kiểm tra chiều dài tự do cánh chịu nén:

Nếu tiết diện là đặc chắc thì chiều dài không được giảm của bản cánh chịu nén sẽ thoả mãn điều kiện:

$$L_b \leq \left[ 0,124 - 0,0759 \times \left( \frac{M_l}{M_p} \right) \right] \times \left( \frac{r_y \cdot E}{F_y} \right)$$

Trong đó:



$L_b = 3000 \text{ mm}$ : chiều dài không được giằng của bản cánh chịu nén

$M_1$ : mômen nhỏ hơn do tác dụng của tải trọng tính toán ở mỗi đầu của chiều dài không được giằng, lấy mômen tại mặt cắt III-III:

$$M_1 = 7,828,524,228.373 \text{ N.mm (dầm biên)}$$

$$M_1 = 7,079,610,670.497 \text{ N.mm (dầm giữa)}$$

$M_p$ : momen dẻo

$$M_p = 9,841,996,741.851 \text{ N.mm (dầm biên)}$$

$$M_p = 9,978,304,136.314 \text{ N.mm (dầm giữa)}$$

$r_y$ : bán kính quán tính của tiết diện dầm thép đối với trục thẳng đứng

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{A_s}}$$

$J_y$ : mômen quán tính của mặt cắt phần dầm thép đối với trục thẳng đứng trong mặt phẳng bản bụng

$$\begin{aligned} J_y &= \frac{t_c \cdot b_c^3}{12} + \frac{D \cdot t_w^3}{12} + \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + \frac{t'_f \cdot b_f'^3}{12} \\ &= \frac{20 \times 350^3}{12} + \frac{1140 \times 15^3}{12} + \frac{20 \times 450^3}{12} + \frac{20 \times 550^3}{12} \\ &= 500,945,625 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$A_s = 44,100 \text{ mm}^2$ : diện tích phần dầm thép

$$\Rightarrow r_y = \sqrt{\frac{500,945,625}{44,100}} = 106.58 \text{ mm}$$

Thay số:

Dầm biên:

$$3000 \text{ mm} \leq \left[ 0.124 - 0.0759 \times \left( \frac{7,828,524,228.373}{9,841,996,741.851} \right) \right] \times \left( \frac{106.58 \times 200.000}{250} \right) = 5,425.147 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  **Thoả mãn**

Dầm giữa:

$$3000 \text{ mm} \leq \left[ 0.124 - 0.0759 \times \left( \frac{7,079,610,670.497}{9,978,304,136.314} \right) \right] \times \left( \frac{106.58 \times 200.000}{250} \right) = 5,981.181 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  **Thoả mãn**

Vậy tiết diện dầm là tiết diện đặc chắc

### 3.8.2. Kiểm toán ở TTGH Cường Độ 1

#### 3.8.2.1. Kiểm tra khả năng chịu uốn

Ta có:  $D' = \beta \frac{d + t_s + t_h}{7.5}$

Trong đó:

$\beta = 0.9$  đối với  $F_y = 250 \text{ MPa}$

$D_p = 257.567 \text{ mm}$ : khoảng cách từ đỉnh bản mặt cầu của mặt cắt liên hợp tới trục trung hòa tại momen dẻo (dầm biên).

$D_p = 252.703 \text{ mm}$ : khoảng cách từ đỉnh bản mặt cầu của mặt cắt liên hợp tới trục trung hòa tại momen dẻo (dầm giữa).

$$\Rightarrow D' = 0.9 \times \frac{1200 + 200 + 50}{7.5} = 135.333 \text{ mm}$$

Ta có:

$$D' = 135.333 \text{ mm} < D_p = 257.567 \text{ mm} \leq 5D' = 676.667 \text{ mm} \text{ (dầm biên)}$$

$$D' = 135.333 \text{ mm} < D_p = 252.703 \text{ mm} \leq 5D' = 676.667 \text{ mm} \text{ (dầm giữa)}$$

$$\Rightarrow M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left( \frac{D_p}{D'} \right)$$

Dầm biên:

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{5 \times 9,841,996,741.851 - 0.85 \times 4,913,993,316.511}{4} \\ &\quad + \frac{0.85 \times 4,913,993,316.511 - 9,841,996,741.851}{4} \times \left( \frac{257.567}{135.333} \right) \\ &= 8,562,814,684.522 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{5 \times 9,978,304,136.314 - 0.85 \times 5,106,877,352.469}{4} \\ &\quad + \frac{0.85 \times 5,106,877,352.469 - 9,978,304,136.314}{4} \times \left( \frac{252.703}{135.333} \right) \\ &= 8,756,018,240.574 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Kiểm tra:  $M_u \leq M_r = \phi_r \cdot M_n$

Trong đó:

$\phi_r = 1$  : hệ số sức kháng uốn danh định

$M_u = 8,033,706,733.295 \text{ N.mm}$  (dầm biên)

$M_u = 7,267,880,097.262 \text{ N.mm}$  (dầm giữa)

Thay số ta được:

$M_u = 8,033,706,733.295 \text{ N.mm} \leq M_r = \phi_r \cdot M_n = 8,562,814,684.522 \text{ N.mm}$  (dầm biên)

$M_u = 7,267,880,097.262 \text{ N.mm} \leq M_r = \phi_r \cdot M_n = 8,756,018,240.574 \text{ N.mm}$  (dầm giữa)

Vậy thỏa mãn điều kiện chịu uốn.

### 3.8.2.2. Kiểm tra khả năng chịu cắt

❖ Xác định sức kháng cắt của panen biên:

Kiểm tra điều kiện:

$$d_0 = 200 \text{ mm} < 1.5D = 1.5 \times 1140 = 1,710 \text{ mm}$$

Kiểm tra theo công thức:

$$V_u \leq V_r = \phi_v \cdot V_n$$

Trong đó:

$\phi_v = 1$ : hệ số sức kháng cắt

$V_u$ : lực cắt do tải trọng tính toán gây ra.

$$V_u = 987,082.533 \text{ N (dầm biên)}$$

$$V_u = 910,853.231 \text{ N (dầm giữa)}$$

Tính sức kháng cắt danh định  $V_n$ :

$$V_n = C \cdot V_p$$

Trong đó:

C: Tỷ số của ứng suất oằn cắt với cường độ cắt chảy.

$$\text{Ta có: } \frac{D}{t_w} = \frac{1140}{15} = 76$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{200}{1140}\right)^2} = 167.45$$

$$1.10 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} = 1.10 \times \sqrt{\frac{200.000 \times 167.45}{250}} = 402.606$$

$$\text{Tỷ số: } 1.10 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} = 402.606 > \frac{D}{t_w} = 76 \Rightarrow C = 1$$

$V_p$ : Lực cắt dẻo.

$$V_p = 0.58 \times F_y \times D \times t_w = 0.58 \times 250 \times 1140 \times 15 = 2,479,500 \text{ N}$$

$$\Rightarrow V_n = 1 \times 2,479,500 = 2,479,500 \text{ N}$$

So sánh:  $V_u = 987,082.533 \text{ N} < V_r = \phi_v V_n = 2,479,500 \text{ N}$  (dầm biên)

$V_u = 910,853.231 \text{ N} < V_r = \phi_v V_n = 2,479,500 \text{ N}$  (dầm giữa)

$\Rightarrow$  Đạt yêu cầu

❖ Xác định sức kháng cắt của panen tiếp theo ( $d_0=1000 \text{ mm}$ ):

Tiết diện dầm thép là tiết diện đặc chắc

Kiểm tra theo công thức:

$$V_u \leq V_r = \phi_v V_n$$

Trong đó:

$\phi_v = 1$ : hệ số sức kháng cắt

$V_u$ : lực cắt do tải trọng tính toán gây ra.

$$V_u = 987,082.533 \text{ N (dầm biên)}$$

$$V_u = 910,853.231 \text{ N (dầm giữa)}$$

Momen ở vị trí khoang trong gần khoang cuối có giá trị khá nhỏ so với  $0.5 \times \phi_f \times M_p$  nên sức kháng cắt danh định của dầm được xác định như sau:

Tính sức kháng cắt danh định  $V_n$ :

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_0}{D}\right)^2}} \right]$$

$V_p = 2,479,500 \text{ N}$ : Lực cắt dểo.

C: Tỷ số của ứng suất oằn cắt với cường độ cắt chảy.

Ta có:  $\frac{D}{t_w} = \frac{1140}{15} = 76$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{1050}{1140}\right)^2} = 10.894$$

$$1.10 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} = 1.10 \times \sqrt{\frac{200.000 \times 10.894}{250}} = 102.691$$

$$1.38 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} = 1.38 \times \sqrt{\frac{200.000 \times 10.894}{250}} = 128.83$$

Ta thấy:  $\frac{D}{t_w} < 1.10 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} \Rightarrow C = 1$

$$\Rightarrow V_n = 2,479,500 \times \left[ 1 + \frac{0.87 \times (1-1)}{\sqrt{1 + \left(\frac{1050}{1140}\right)^2}} \right] = 2,479,500 \text{ N}$$

So sánh:  $V_u = 987,082.533 \text{ N} < V_r = \phi_v \cdot V_n = 2,479,500 \text{ N}$  (dầm biên)

$V_u = 910,853.231 \text{ N} < V_r = \phi_v \cdot V_n = 2,479,500 \text{ N}$  (dầm giữa)

$\Rightarrow$  Đạt yêu cầu.

### 3.8.3. Kiểm toán ở TTGH Sử Dụng

#### 3.8.3.1. Kiểm tra ứng suất chảy bản biên

Phân phối lại momen theo phân tích đàn hồi:

Ứng suất của bản cánh chịu uốn của mặt cắt liên hợp không được vượt quá:

$$f_r \leq 0.95 R_h F_{yf} = 0.95 \times 1 \times 250 = 237.5 \text{ MPa} \quad (*)$$

Tổ hợp ứng suất tại các thớ biên dầm thép:

❖ Ứng suất thớ dưới dầm thép:

Dầm biên:



$$\begin{aligned}
 f^{s,b} &= f_{NC}^{s,b} + f_{LT}^{s,b} + f_{ST}^{s,b} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,b}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,b}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{22,647,303.850} + \frac{398,330,495.805 + 347,935,441.920}{29,168,669.915} \\
 &\quad + \frac{2,853,413,792.450}{31,866,740.395} \\
 &= 99.239 + 25.585 + 89.542 = 214.366 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
 f^{s,b} &= f_{NC}^{s,b} + f_{LT}^{s,b} + f_{ST}^{s,b} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,b}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,b}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{22,647,303.850} + \frac{395,952,403.293 + 347,935,441.920}{29,433,432.489} \\
 &\quad + \frac{2,312,454,782.384}{32,065,309.602} \\
 &= 99.239 + 25.274 + 72.117 = 196.630 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

❖ Ứng suất thớ trên dầm thép:

Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 f^{s,t} &= f_{NC}^{s,t} + f_{LT}^{s,t} + f_{ST}^{s,t} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,t}} + \frac{M_s^{LL}}{S_{ST}^{s,t}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{12,833,181.651} + \frac{398,330,495.805 + 347,935,441.920}{39,068,999.277} \\
 &\quad + \frac{2,853,413,792.450}{95,178,383.246} \\
 &= 175.132 + 19.101 + 29.980 = 224.213 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
 f^{s,t} &= f_{NC}^{s,t} + f_{LT}^{s,t} + f_{ST}^{s,t} = \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{S_{LT}^{s,t}} + \frac{M_s^{LL} + M_s^{PL}}{S_{ST}^{s,t}} \\
 &= \frac{811,994,598.800 + 1,435,505,280.000}{12,833,181.651} + \frac{395,952,403.293 + 347,935,441.920}{41,649,853.083} \\
 &\quad + \frac{2,312,454,782.384}{104,490,158.087} \\
 &= 175.132 + 17.861 + 22.131 = 215.124 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Trong công thức (\*) thì:

$f_r$ : Ứng suất bản cánh dầm đàn hồi do tải trọng tính toán gây ra.

Thay số vào công thức (\*):

Bản cánh chịu kéo:

$$f_t = 214.366 \text{ MPa} < 237.5 \text{ MPa (dầm biên)}$$

$$f_t = 196.630 \text{ MPa} < 237.5 \text{ MPa (dầm giữa)}$$

Bản cánh chịu nén:

$$f_c = 224.213 \text{ MPa} < 237.5 \text{ MPa (dầm biên)}$$

$$f_c = 215.124 \text{ MPa} < 237.5 \text{ MPa (dầm giữa)}$$

### Đạt yêu cầu

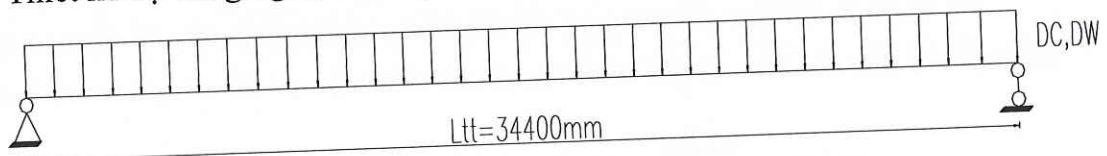
3.8.3.2. Thiết kế độ võng ngược cầu tạo, kiểm tra độ võng:

Tải trọng:  $DC_{1,2,3} + DW + 1.3PL + 1.3(LL + IM)$

Bảng 3.17: Tĩnh tải để tính toán độ võng của dầm:

| Tải Trọng | DC1 (N/mm) | DC2 (N/mm) | DC3 (N/mm) | DW (N/mm) |
|-----------|------------|------------|------------|-----------|
| Dầm biên  | 5.243      | 9.269      | 2.572      | 2.246     |
| Dầm giữa  | 5.243      | 9.269      | 2.557      | 2.246     |

❖ Thiết kế độ võng ngược cầu tạo:

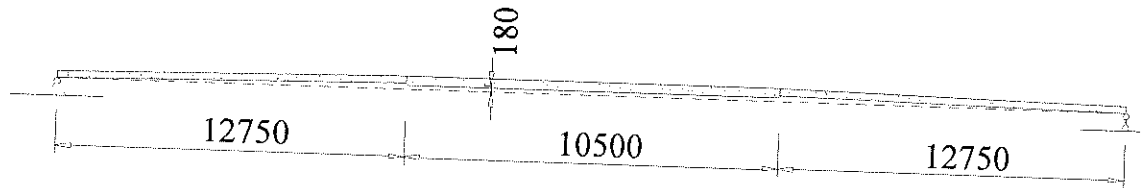


Hình 3.27. Chiều dài nhịp tính toán

$$\begin{aligned} \Delta_{CL}^{DC+DW} &= \frac{5}{384} \times \frac{L_{tt}^4}{E_s} \times \left( \frac{DC_1 + DC_2}{I_{NC}} + \frac{DC_3 + DW}{I_{LT}} \right) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{35,200^4}{200,000} \times \left( \frac{5.243 + 9.269}{9,829,751,541.950} + \frac{2.572 + 2.246}{20,040,381,049.947} \right) \text{ (dầm biên)} \\ &= 171.582 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{CL}^{DC+DW} &= \frac{5}{384} \times \frac{L_{tt}^4}{E_s} \times \left( \frac{DC_1 + DC_2}{I_{NC}} + \frac{DC_3 + DW}{I_{LT}} \right) \\ &= \frac{5}{384} \times \frac{35,200^4}{200,000} \times \left( \frac{5.243 + 9.269}{9,829,751,541.950} + \frac{2.557 + 2.246}{20,695,129,028.185} \right) \text{ (dầm giữa)} \\ &= 170.747 \text{ mm} \end{aligned}$$

Thiết kế độ võng cầu tạo 180 mm. Chia dầm thành 3 đoạn, bố trí 2 mỗi nối.



Hình 3.28. Thiết kế độ võng ngược cầu tạo bằng 2 mỗi nối

❖ Kiểm toán độ võng ở TTGH sử dụng (HL93):

Để đảm bảo cho cảm giác an toàn của người sử dụng sau này. Chúng ta hạn chế độ võng cho kết cấu nhịp dầm chính như sau:

$$\Delta \leq [\Delta]$$

Trong đó:

$$[\Delta] = \frac{1}{800} L_u = \frac{1}{800} \times 35,200 = 44 \text{ mm : độ võng cho phép}$$

$\Delta$  (mm): độ võng thực tế của dầm chính (ta chỉ xét do hoạt tải gây ra)

Theo điều 3.6.1.3.2 thì độ võng của dầm lấy giá trị lớn hơn trong 2 giá trị:

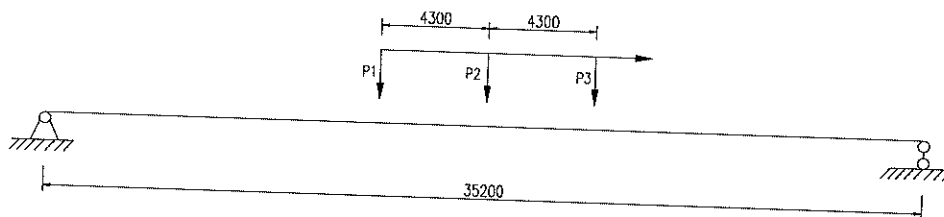
+ Xe tải đơn thiết kế

+ 25% xe tải thiết kế + tải trọng làn

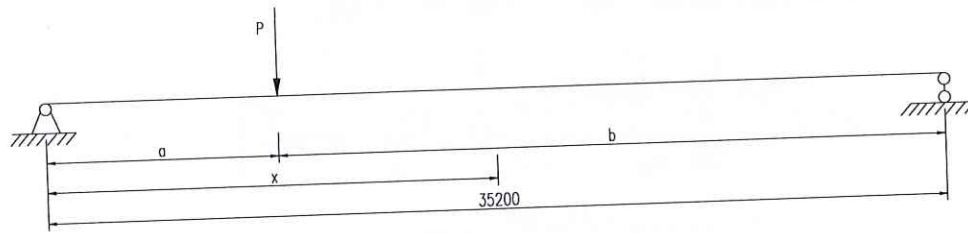
Hệ số phân bố cho độ võng có thể lấy bằng số làn chia cho số dầm vì tất cả các làn thiết kế đều chất tải và giả thiết tất cả các dầm đều có độ võng như nhau:

$$m.DF = \frac{\text{so làn}}{\text{so dầm}} = 1 \times \frac{2}{6} = 0.333$$

Tính độ võng do xe tải thiết kế gây ra:



Hình 3.29. Cách đặt hoạt tải xe 3 trục để tính độ võng giữa nhịp



Hình 3.30. Tính độ võng tại giữa nhịp do 1 trục xe bất kỳ gây ra

Độ võng tại giữa dầm do tải trọng tập trung bất kỳ gây ra có giá trị:

$$\Delta_x = \frac{Pbx}{6EIL} (L^2 - b^2 - x^2) = \frac{Pb}{12EI} \left( \frac{3}{4}L^2 - b^2 \right)$$

Ta có giá trị tải trọng thực:

$$P_3 = 0.333 \times 1.3 \times 22750 \times (1 + 0.33) = 13,111.583 \text{ N}$$

$$P_1 = P_2 = 0.333 \times 1.3 \times 94250 \times (1 + 0.33) = 54,319.417 \text{ N}$$

Xét cho dầm biên:

Độ võng do xe tải đơn:  $\Delta_{CL}^{TRUCK} = \Delta_{CL}^{P1} + \Delta_{CL}^{P2} + \Delta_{CL}^{P3}$

$$\begin{aligned} \Delta_{CL}^{P3} &= \frac{P_3 \times \left( \frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right)}{12E_s \cdot I_{ST}} \times \left[ \frac{3}{4} \times L_{tt}^2 - \left( \frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ &= \frac{13,111.583 \times \left( \frac{35,200}{2} - 4300 \right)}{12 \times 2 \times 10^5 \times 28,648,323,460.446} \times \left[ \frac{3}{4} \times 35,200^2 - \left( \frac{35,200}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ &= 1.908 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{CL}^{P2} &= \frac{P_2 \cdot L_{tt}^3}{48 \cdot E_s \cdot I_{ST}} = \frac{54,319.417 \times 35,200^3}{48 \times 2 \times 10^5 \times 28,648,323,460.446} \\ &= 8.614 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{CL}^{P1} &= \Delta_{CL}^{P3} \times \frac{P_1}{P_3} = 1.908 \times \frac{54,319.417}{13,111.583} \\ &= 7.906 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \Delta_{CL}^{TRUCK} = 1.908 + 8.614 + 7.906 = 18.428 \text{ mm}$$

Độ võng do làn:

$$\Delta_{CL}^{LANE} = \frac{5}{384} \times \frac{mDF \times 1.3 \times 9.3 \times L_{tt}^4}{E_s \times I_{ST}} = \frac{5}{384} \times \frac{0.333 \times 1.3 \times 9.3 \times 35,200^4}{2 \times 10^5 \times 28,648,323,460.446} = 14.060 \text{ mm}$$

Xét cho dầm giữa:

Độ võng do xe tải đơn:  $\Delta_{CL}^{TRUCK} = \Delta_{CL}^{P1} + \Delta_{CL}^{P2} + \Delta_{CL}^{P3}$

$$\begin{aligned}\Delta_{CL}^{P3} &= \frac{P_3 \times \left( \frac{L_u}{2} - 4300 \right)}{12E_s \cdot I_{ST}} \times \left[ \frac{3}{4} \times L_u^2 - \left( \frac{L_u}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ &= \frac{13,111.583 \times \left( \frac{35,200}{2} - 4300 \right)}{12 \times 2 \times 10^5 \times 29,443,062,158.689} \times \left[ \frac{3}{4} \times 35,200^2 - \left( \frac{35,200}{2} - 4300 \right)^2 \right] \\ &= 1.857 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{CL}^{P2} &= \frac{P_2 \cdot L_u^3}{48 \cdot E_s \cdot I_{ST}} = \frac{54,319.417 \times 35,200^3}{48 \times 2 \times 10^5 \times 29,443,062,158.689} \\ &= 8.382 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta_{CL}^{P1} &= \Delta_{CL}^{P3} \times \frac{P_1}{P_3} = 1.857 \times \frac{54,319.417}{13,111.583} \\ &= 7.692 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow \Delta_{CL}^{TRUCK} = 1.857 + 8.382 + 7.692 = 17.931 \text{ mm}$$

Độ võng do làn:

$$\Delta_{CL}^{LANE} = \frac{5}{384} \times \frac{mDF \times 1.3 \times 9.3 \times L_u^4}{E_s \times I_{ST}} = \frac{5}{384} \times \frac{0.333 \times 1.3 \times 9.3 \times 35,200^4}{2 \times 10^5 \times 29,443,062,158.689} = 13.680 \text{ mm}$$

Kiểm tra độ võng do hoạt tải:

Dầm biên:

$$\begin{aligned}\Delta_{LL} &= \max(\Delta_{CL}^{TRUCK}; 0.25 \times \Delta_{CL}^{TRUCK} + \Delta_{CL}^{LANE}) \\ &= \max(18.428; 18.667) \\ &= 18.667 \text{ mm} < [\Delta] = 44 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned}\Delta_{LL} &= \max(\Delta_{CL}^{TRUCK}; 0.25 \times \Delta_{CL}^{TRUCK} + \Delta_{CL}^{LANE}) \\ &= \max(17.931; 18.163) \\ &= 18.613 \text{ mm} < [\Delta] = 44 \text{ mm}\end{aligned}$$

Như vậy thỏa mãn điều kiện độ võng.

### 3.8.4. Kiểm toán ở TTGH Mỗi

#### 3.8.4.1. Kiểm tra môi sườn dầm

$$DC + DW + 2\{0.75(LL + IM)\}$$



a. Mỗi do uốn:

Bảng 3.18: Momen tính mỗi cho bản bụng (N.mm)

| MOMEN TÍNH MỖI CHO BẢN BỤNG |                 |                   |                 |                 |                    |
|-----------------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|--------------------|
| Tải Trọng                   | DC1 (N.mm)      | DC2 (N.mm)        | DC3 (N.mm)      | DW (N.mm)       | $2*0.75*LL*(1+IM)$ |
| Dầm biên                    | 811,994,598.800 | 1,435,505,280.000 | 398,330,495.805 | 347,935,441.920 | 1,015,135,033.482  |
| Dầm giữa                    | 811,994,598.800 | 1,435,505,280.000 | 395,952,403.293 | 347,935,441.920 | 706,564,418.000    |

Do bản bụng không có gờ tăng cường dọc nên ta kiểm tra điều kiện:

$$\frac{2D_e}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \quad (1)$$

Trong đó:

$$D_e = \frac{d.f^{s,t}}{f^{s,t} + f^{s,b}} - t_c \text{ chiều cao của bản bụng chịu nén trong phạm vi đàn hồi}$$

$t_w = 15 \text{ mm}$ : chiều dày bản bụng

$E = 200.000 \text{ MPa}$ : modul đàn hồi của thép

$F_{yw} = 250 \text{ MPa}$ : cường độ chảy nhỏ nhất quy định của bụng

❖ Ứng suất thớ dưới dầm thép:

Dầm biên:

$$\begin{aligned} f_{cf}^b &= \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,b}} + \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{s,b}} \\ &= \frac{811,994,599 + 1,435,505,280}{22,647,303.850} + \frac{398,330,496 + 347,935,442}{29,168,669.915} + \frac{1,015,135,033}{31,866,740.395} \\ &= 99.239 + 25.585 + 31.856 = 156.680 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned} f_{cf}^b &= \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,b}} + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,b}} + \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{s,b}} \\ &= \frac{811,994,599 + 1,435,505,280}{22,647,303.850} + \frac{395,952,403 + 347,935,442}{29,433,432.489} + \frac{706,564,418}{32,065,309.602} \\ &= 99.239 + 25.274 + 22.035 = 146.548 \text{ MPa} \end{aligned}$$

❖ Ứng suất thớ trên dầm thép:

Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 f_{cf}^{s,t} &= \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,t}} + \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{s,t}} \\
 &= \frac{811,994,599 + 1,435,505,280}{12,833,181.651} + \frac{398,330,496 + 347,935,442}{39,068,999.277} + \frac{1,015,135,033}{95,178,383.246} \\
 &= 175.132 + 19.101 + 10.666 = 204.899 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
 f_{cf}^{s,t} &= \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_{NC}^{s,t}} + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{LT}^{s,t}} + \frac{M_{LL}}{S_{ST}^{s,t}} \\
 &= \frac{811,994,599 + 1,435,505,280}{12,833,181.651} + \frac{395,952,403 + 347,935,442}{41,649,853.083} + \frac{706,564,418}{104,490,158.087} \\
 &= 175.132 + 17.861 + 6.762 = 199.755 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

❖ Tính toán Dc:

Dầm biên:  $D_c = \frac{1200 \times 199.755}{199.755 + 156.680} - 20 = 660.014 \text{ mm}$

Dầm trong:  $D_c = \frac{1200 \times 199.755}{199.755 + 146.548} - 20 = 672.185 \text{ mm}$

❖ Kiểm tra điều kiện (1):

Dầm biên:

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2 \times 660.014}{15} = 88.002 < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 5.7 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 161.220 \rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

Dầm trong:

$$\frac{2D_c}{t_w} = \frac{2 \times 672.185}{15} = 89.625 < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 5.7 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 161.220 \rightarrow \text{thỏa mãn.}$$

❖ Kiểm tra ứng suất uốn lớn nhất ở bản bụng:

$$f_{cf} \leq F_{yw}$$

Trong đó:

$f_{cf}$ : ứng suất nén đàn hồi lớn nhất trong cánh khi chịu uốn do tác dụng của tải trọng dài hạn chưa nhân hệ số và của tải trọng môi theo quy định ở Điều 6.10.6.2 (MPa)

$$F_{yw} = 250 \text{ Mpa}$$

Dầm biên:

$$f_{cf} = f_{cf}^{s,t} = 204.899 \text{ MPa} < F_{yw} = 250 \text{ MPa}$$

Dầm giữa:

$$f_{cf} = f_{cf}^{s,t} = 199.755 \text{ MPa} < F_{yw} = 250 \text{ MPa}$$

→ Thỏa mãn

b. Mỗi do cắt:

Bảng 3.19: Lực cắt tính mỗi cho bản bụng (N)

| Tải Trọng | DC1 (N)    | DC2 (N)     | DC3 (N)     | DW (N)     | $2 \cdot 0.75 \cdot LL \cdot (1+IM)$ |
|-----------|------------|-------------|-------------|------------|--------------------------------------|
| Dầm biên  | 92,272.114 | 168,032.857 | 176,735.512 | 29,092.507 | 124,059.296                          |
| Dầm giữa  | 92,272.114 | 153,357.600 | 0.000       | 44,426.213 | 153,194.092                          |

Ta có:  $V_{cf} \leq 0,58 \cdot C \cdot F_{yw}$

Trong đó:

$V_{cf}$ : ứng suất cắt đàn hồi lớn nhất ở bản bụng do tác dụng của tải trọng dài hạn và tải trọng mỗi.

Với lực cắt tại các vị trí tính toán ở trên thì vị trí tại gối có lực cắt lớn nhất, ta lấy đại diện mặt cắt có lực cắt lớn nhất để tính toán kiểm tra.

Công thức xác định ứng suất cắt tại mép trên và mép dưới của bản bụng:

$$V = \frac{V_u S^c}{I b_c}$$

$V_u$ : Lực cắt trong vách do tải trọng thường xuyên không hệ số và tải trọng mỗi có hệ số

$S^c$ : Momen tĩnh của phần trên và dưới trục trung hòa (được xác định trong phần đặc trưng hình học chương III)

$b_c = t_w = 15 \text{ mm}$ : Bề rộng mặt cắt tại điểm tính ứng suất

❖ Ứng suất do tĩnh tải GĐ1 (DC1+DC2) gây ra:

Dầm biên:

$$V_1 = \frac{(DC_1 + DC_2) \times S_{NC}^c}{I_{NC} \times b_c} = \frac{(92,272.114 + 168,032.857) \times 9,465,210.055}{9,829,751,541.950 \times 15} = 16.710 \text{ Mpa}$$

Dầm giữa:

$$V_1 = \frac{(DC_1 + DC_2) \times S_{NC}^C}{I_{NC} \times b_c} = \frac{(92,272.114 + 153,357.600) \times 9,465,210.055}{9,829,751,541.950 \times 15} = 15.768 \text{ Mpa}$$

❖ Ứng suất do tĩnh tải GĐ1 (DC3+DW) gây ra:

Dầm biên:

$$V_2 = \frac{(DC_3 + DW) \times S_{LT}^C}{I_{LT} \times b_c} = \frac{(176,735.512 + 29,092.507) \times 16,501,100.008}{220,040,381,049.947 \times 15} = 11.298 \text{ Mpa}$$

Dầm giữa:

$$V_2 = \frac{(DC_3 + DW) \times S_{LT}^C}{I_{LT} \times b_c} = \frac{(0 + 44,426.213) \times 16,980,253.136}{20,695,129,028.185 \times 15} = 2.430 \text{ Mpa}$$

❖ Ứng suất do hoạt tải môi gây ra:

Dầm biên:

$$V_M = \frac{V_{moi} \times S_{ST}^C}{I_{ST} \times b_c} = \frac{124,059.296 \times 23,134,235.303}{28,648,323,460.446 \times 15} = 6.679 \text{ Mpa}$$

Dầm giữa:

$$V_M = \frac{V_{moi} \times S_{ST}^C}{I_{ST} \times b_c} = \frac{153,194.092 \times 23,768,983.190}{29,443,062,158.689 \times 15} = 8.245 \text{ Mpa}$$

Vậy :

$$V_{cf} = V_1 + V_2 + V_M = 16.710 + 11.298 + 6.679 = 34.687 \text{ MPa (dầm biên)}$$

$$V_{cf} = V_1 + V_2 + V_M = 15.768 + 2.430 + 8.245 = 26.443 \text{ MPa (dầm giữa)}$$

C: tỷ số ứng lực oằn do cắt với cường độ chảy do cắt ( $d_0=3000\text{mm}$ )

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{3000}{1140}\right)^2} = 5.722$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1140}{15} = 76; \quad 1.38 \sqrt{\frac{200000 \times 5.722}{250}} = 93.368$$

$$1.1 \sqrt{\frac{E \times k}{F_{yw}}} = 1.1 \sqrt{\frac{200000 \times 5.722}{250}} = 74.424$$

$$\text{Ta thấy: } 1.1 \sqrt{\frac{E \times k}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E \times k}{F_{yw}}}$$

$$\Rightarrow C = \frac{1.1}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{E_k}{F_{yw}}} = \frac{1.1}{\frac{1140}{15}} \sqrt{\frac{2000000 \times 5.722}{250}} = 0.979$$

Vậy  $V_{cf} = 34.687 \text{ MPa} < 0.58 \times 0.979 \times 250 = 141.993 \text{ MPa}$  (dầm biên)

$V_{cf} = 26.443 \text{ MPa} < 0.58 \times 0.979 \times 250 = 141.993 \text{ MPa}$  (dầm giữa)

Thỏa mãn

### 3.8.4.2. Kiểm tra mỗi bản biên dầm do uốn:

Sức kháng mỗi danh định phải được lấy thỏa mãn điều kiện sau:

$$(\Delta F)_n = \left( \frac{A}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} \cdot (\Delta F)_{TH}$$

Với chu kỳ biên độ ứng suất:  $N = 365 \times 100 \times n \times (ADTT)_{SL}$

Trong đó:

$A = 82 \times 10^{11} \text{ MPa}^3$ : hằng số phân loại chi tiết

$n = 1$ : số các chu kỳ phạm vi ứng suất đối với mỗi lượt chạy qua của xe tải

$(\Delta F)_{TH} = 165 \text{ MPa}$ : ngưỡng mỗi biên độ không đổi

$(ADTT)_{SL}$

Xác định chu kỳ biên độ ứng suất (N):

- Giả thiết  $ADT = 20.000 \text{ xe/ngày đêm}$

$$ADTT = g' \cdot ADT$$

Trong đó:

$g' = 0.2$ : tỷ lệ xe tải trong làn

Do thiết kế cầu 2 làn xe

$$\Rightarrow ADTT = 0.2 \times 2 \times 20000 = 8,000 \text{ xe/ngày đêm}$$

-  $(ADTT)_{SL} = p \cdot ADTT$

Trong đó:  $p = 0.85$  (2 làn xe)

$$(ADTT)_{SL} = 0.85 \times 8,000 = 6,800 \text{ Xe/ngày đêm}$$

$$\Rightarrow N = 365 \times 100 \times 1 \times 6,800 = 248,200,000$$

Thay số:



$$(\Delta F)_n = \left( \frac{82 \times 10^{11}}{248,200,000} \right)^{\frac{1}{3}} = 32.088 \text{ MPa} \leq \frac{1}{2} \times 165 = 82.500 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Lấy  $(\Delta F)_n = 82.5 \text{ MPa}$  để tính toán

Kiểm toán:

$$f_{\text{moi}} = \frac{M_{\text{moi}}}{S_{\text{ST}}} \leq (\Delta F)_n$$

Trong đó:

$M_{\text{moi}} = 507,567,516.741 \text{ mm}$ : mômen mỗi cách giữa dầm biên 0.73 m.

$M_{\text{moi}} = 353,282,209.000 \text{ N.mm}$ : mômen mỗi cách giữa dầm giữa 0.73 m.

$S_{\text{ST}} = 31,866,740.395 \text{ mm}^3$ : mômen kháng uốn của tiết diện ngắn hạn (dầm biên)

$S_{\text{ST}} = 32,065,309.602 \text{ mm}^3$ : mômen kháng uốn của tiết diện ngắn hạn (dầm giữa)

Thay số:

$$f_{\text{moi}} = \frac{507,567,516.741}{31,866,740.395} = 15.928 \text{ MPa} \leq (\Delta F)_n = 82.5 \text{ MPa} \text{ (dầm biên)}$$

$$f_{\text{moi}} = \frac{353,282,209.000}{32,065,309.602} = 11.018 \text{ MPa} \leq (\Delta F)_n = 82.5 \text{ MPa} \text{ (dầm giữa)}$$

$\Rightarrow$  Thỏa mãn

### 3.9. Thiết kế các bộ phận của cầu dầm thép:

#### 3.9.1. Thiết kế neo chống cắt:

##### 3.9.1.1. Sơ bộ cấu tạo và bố trí:

Chọn neo hình nắm có:

Đường kính đinh:  $d = 20 \text{ mm}$

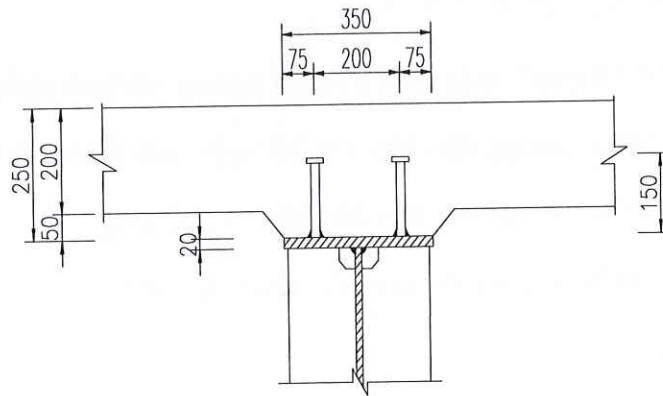
Chiều cao:  $h = 150 \text{ mm}$

Chọn 2 hàng neo

Khoảng cách giữa tim của neo đến mép của bản cánh trên là 75 mm

Khoảng cách giữa hai hàng neo là 200 mm

Khoảng cách từ đầu neo đến mép trên bản mặt cầu là 100 mm



Hình 3.31. Bố trí neo đỉnh

## 3.9.1.2. Sức kháng của neo:

## ❖ Sức kháng mỗi:

Sức kháng mỗi của một đỉnh:

$$Z_r = \alpha \times d^2 \geq \frac{38 \times d^2}{2}$$

Với  $\alpha = 238 - 29.5 \times \log N$ 

Trong đó:

 $d = 20$  mm: đường kính đỉnh neo $N = 248,200,000$ : số chu kỳ tính được ở bước trên

Thay số:

$$\alpha = 238 - 29.5 \times \log 248,200,000 = -9.647 \text{ MPa}$$

$$Z_r = -9.647 \times 20^2 = -3,858.661 \text{ N} \leq \frac{38 \times 20^2}{2} = 7600 \text{ N}$$

Vậy lấy  $Z_r = 7600 \text{ N}$  để tính toán

## ❖ Sức kháng cắt:

Sức kháng tính toán của neo chống cắt  $Q$  phải được lấy như sau:

$$Q_r \leq \varphi_{sc} \cdot Q_n$$

Trong đó:

 $Q_n$ : sức kháng danh định $\varphi_{sc} = 0.85$ : hệ số sức kháng đối với các neo chống cắt

$$Q_n = 0.5 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq A_{sc} \cdot F_u$$

$A_{sc} = 314.16 \text{ mm}^2$ : diện tích mặt cắt ngang của neo chống cắt

$f'_c = 30 \text{ MPa}$ : cường độ chịu nén 28 ngày quy định của bê tông

$E_c = 27,691.47 \text{ MPa}$ : mô đun đàn hồi của bê tông

$F_u = 400 \text{ MPa}$ : cường độ kéo nhỏ nhất của neo

Thay số:

$$Q_n = 0.5 \times 314.16 \times \sqrt{30 \times 27,691.47} = 143,170.479 \text{ N} > 314.16 \times 400 = 125,664 \text{ N}$$

Do đó: lấy  $Q_n = 125,664 \text{ N}$  để tính toán

❖ Thiết kế neo ở TTGH Mọi:

Bước của các neo chống cắt không được nhỏ hơn:

$$p \leq \frac{n \times Z_r \times I}{V_{sr} \times Q}$$

Trong đó:

$p$ : bước của các neo chống cắt dọc theo trục

$n = 2$ : số lượng các neo chống cắt trong một mặt cắt ngang

$I = 29,443,062,158.689 \text{ mm}^4$ : mômen quán tính của tiết diện liên hợp ngắn hạn

$Q$ : mômen tĩnh của diện tích bản mặt cầu đã quy đổi về thép đối với trục trung hòa liên hợp ngắn hạn

$Y = 281.778$ : khoảng cách từ TTH2 đến mép trên dầm thép.

$$Q = \frac{t_s \cdot b_i}{n} \cdot \left( y + t_h + \frac{t_s}{2} \right) \\ = \frac{200 \times 1,800}{8} \times \left( 281.778 + 50 + \frac{200}{2} \right) = 19,430,024.812 \text{ mm}^3$$

$V_{sr}$ : lực cắt xác định cho trạng thái giới hạn mới

Bảng 3.20. Biên độ lực cắt do xe tải mới (N)

| Mặt cắt cách<br>gối<br>một khoảng<br>(mm) | 0          | 2,600      | 5,600      | 8,600      | 11,600     | 14,600     | 17,600     |
|-------------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| $V_{sr}$                                  | 76,597.046 | 72,889.779 | 68,612.164 | 64,334.548 | 63,043.342 | 62,572.012 | 62,000.000 |

Bước neo chịu mỗi tối đa được xác định theo công thức:

$$P_{\max} \leq \frac{n_s z_r I_{ST}}{V_{sr} Q}$$

Thay các giá trị trong công thức xác định bước neo tối đa cho các đoạn dầm bố trí neo không đổi, ta được bảng sau:

Bảng 3.21. Bước neo yêu cầu (mm)

| Đoạn dầm    | Biên độ lực cắt $V_{sr}$ | Bước neo Max | Cấu tạo |        | Bước neo thiết kế | Kiểm tra |
|-------------|--------------------------|--------------|---------|--------|-------------------|----------|
|             |                          |              | p(min)  | p(max) |                   |          |
| 0-2600      | 76,597.046               | 300.705      | 120     | 600    | 200               | Đạt      |
| 2600-5600   | 72,889.779               | 316.000      | 120     | 600    | 200               | Đạt      |
| 5600-8600   | 68,612.164               | 335.701      | 120     | 600    | 200               | Đạt      |
| 8600-11600  | 64,334.548               | 358.021      | 120     | 600    | 220               | Đạt      |
| 11600-14600 | 63,043.342               | 365.354      | 120     | 600    | 220               | Đạt      |
| 14600-17600 | 62,572.012               | 368.106      | 120     | 600    | 240               | Đạt      |

Đoạn từ đầu dầm đến gối bố trí 3 neo với khoảng cách các neo là 120mm.

Vậy tổng số neo trên  $\frac{1}{2}$  dầm là: 146 neo

❖ Kiểm toán neo ở TTGH Cường độ:

Sức kháng tính toán của neo chống cắt  $Q$  phải được lấy như sau:

$$Q_r \leq \varphi_{sc} \cdot Q_n$$

Sức kháng cắt tính toán của một neo chống cắt (xét đến sự thất thường trong chế tạo)

$$Q_r = \varphi_{sc} \cdot Q_n = 0.85 \times 143,200 = 121,720.000 \text{ N}$$

Số lượng neo chống cắt bố trí giữa mặt cắt mômen dương lớn nhất và điểm mômen bằng 0

$$n_s = \frac{V_h}{Q_r}$$

Trong đó:

$$V_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times f'_c \cdot b_i \cdot t_s \\ F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yc} \cdot b_c \cdot t_c + F_{yf} \cdot b'_f \cdot t_f \end{array} \right.$$

Thay số:

$$V_h = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \times 30 \times 1,800 \times 200 = 9,180,000 \text{ N} \\ 250 \times 1140 \times 15 + 250 \times 350 \times 20 + 250 \times 450 \times 20 + 250 \times 550 \times 20 = 8,275,000 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$= 8,275,000 \text{ N}$$

Thay số:

$$n_s = \frac{8,275,000}{121,720,000} = 67.984$$

Ta thấy  $n = 146 \geq n_s = 67.984 \Rightarrow$  *Thỏa mãn*

### 3.9.2. Thiết kế sườn tăng cường:

#### 3.9.2.1. 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:

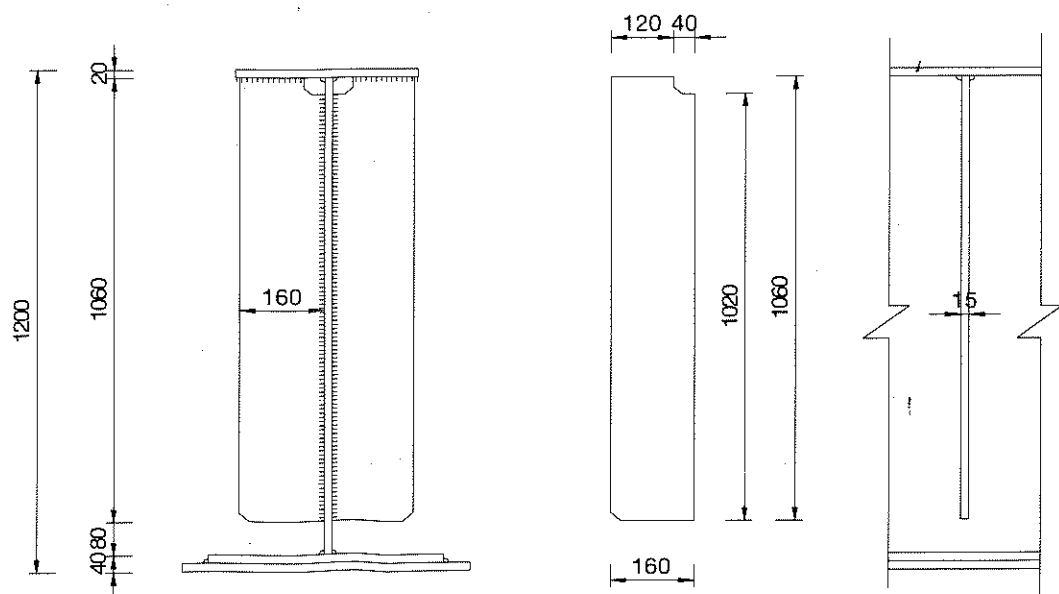
$$E = 200.000 \text{ MPa}, F_y = 250 \text{ MPa}$$

a. Sườn tăng cường trung gian:

Khoảng cách các sườn tăng cường:  $d_o = 3,000 \text{ mm}$

Số lượng sườn tăng cường trung gian trên một dầm thép:  $2 \times 12 = 24$

Kích thước sườn:



Hình 3.32. Cấu tạo sườn tăng cường trung gian



Chiều rộng sườn tăng cường:  $b_t = 160 \text{ mm}$

Chiều dày sườn tăng cường:  $t_p = 15 \text{ mm}$

Chiều cao sườn tăng cường:  $D = 1060 \text{ mm}$

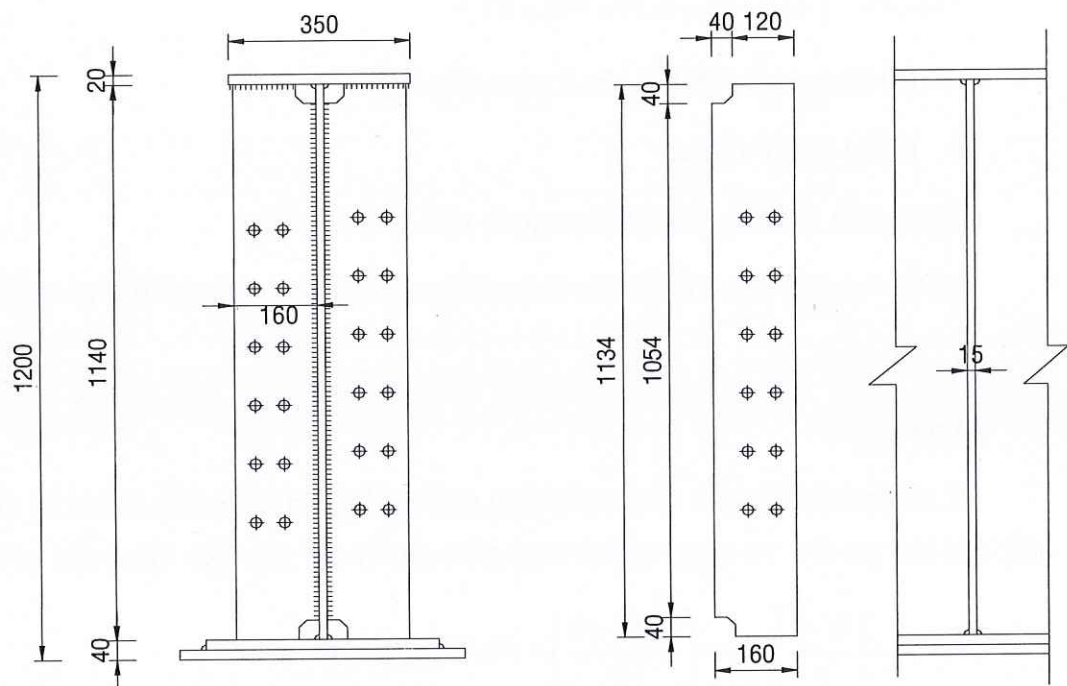
STC giữa hờ so với bản cánh dưới 1 đoạn 80 mm

b. Sườn tăng cường tại gối:

Tại mỗi gối đặt 2 cặp sườn tăng cường gối

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

Kích thước sườn:



Hình 3.33. Cấu tạo sườn tăng cường gối

Chiều rộng sườn tăng cường tại gối:  $b_t = 160 \text{ mm}$

Chiều dày sườn tăng cường tại gối:  $t_p = 15 \text{ mm}$

Chiều cao sườn tăng cường tại gối:  $D = 1140 \text{ mm}$

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

### 3.9.2.2. Kiểm toán sườn tăng cường đứng trung gian:

a. Kiểm tra độ mảnh:

Kiểm tra chiều rộng phần thò ra (phần chìa)  $b_t$  :

$$\begin{cases} 50 + \frac{d}{30} \leq b_t \leq 0.48 \times t_p \times \sqrt{\frac{E}{E_{ys}}} \\ 16 \times t_p \geq b_t \geq 0.25 \times b_f \end{cases}$$

Trong đó:

d: chiều cao mặt cắt dầm thép

$F_{ys}=250$  MPa: cường độ chảy nhỏ nhất của gờ tăng cường

$t_p$ : chiều dày của phân tố chia ra

Thay số:

$$\begin{cases} 50 + \frac{1200}{30} = 90 \leq 160 \leq 0.48 \times 15 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 203.6 \\ 16 \times 15 = 240 \geq 160 \geq 0.25 \times 350 = 87.5 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  Bề rộng phân chia  $b_t$  thoả mãn điều kiện.

b. Kiểm tra độ cứng:

Thực chất là kiểm tra mômen quán tính của tiết diện

Mômen quán tính bất kì của sườn tăng cường nào cũng phải thoả mãn điều kiện:

$$I_t \geq d_0 \cdot t_w^3 \cdot J$$

Trong đó:

$I_t$ : mômen quán tính của sườn tăng cường đứng quanh mép tiếp xúc với bản bụng đối với các gờ đơn và quay quanh trục giữa chiều dày của bản bụng đối với các gờ kép

$$I_t = 2 \times \left( \frac{b_t^3 \cdot t_p}{3} \right) = 2 \times \left( \frac{160^3 \times 15}{3} \right) = 40,960,000 \text{ mm}^4$$

$t_p$ : chiều dày sườn tăng cường

$d_0$ : khoảng cách giữa các sườn tăng cường

$D_p$ : chiều cao bản bụng

$$J = 2.5 \times \left( \frac{D_p}{d_0} \right)^2 - 2 \geq 0.5$$

$$J = 2.5 \times \left( \frac{1140}{3,000} \right)^2 - 2 = -1.639 < 0.5$$

Chọn  $J = 0.5$  để tính toán

Thay số:  $40,960,000 \text{ mm}^4 \geq 3000 \times 15^3 \times 0.5 = 5,062,500 \text{ mm}^4 \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$

c. Kiểm tra độ cường độ:

Thực chất là kiểm tra về diện tích mặt cắt ngang sườn tăng cường. Diện tích sườn tăng cường phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$A_s \geq \left[ 0,15 \times B.D.t_w \cdot (1 - C) \cdot \frac{V_u}{V_r} - 18.t_w^2 \right] \times \left( \frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right)$$

Trong đó:

$V_r$ : sức kháng cắt tính toán ở panel biên

$V_r = 2,479,500.000 \text{ N}$  (dầm biên)

$V_r = 2,479,500.000 \text{ N}$  (dầm giữa)

$V_u$ : lực cắt tại gối do các tải trọng tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ

$V_u = 987,082.533 \text{ N}$  (dầm biên)

$V_u = 910,853.231 \text{ N}$  (dầm giữa)

$A_s$ : diện tích sườn tăng cường

$$A_s = 2 \times b_t \cdot t_p = 2 \times 160 \times 15 = 4,800 \text{ mm}^2$$

$B = 1$  cho các đôi gờ tăng cường đôi ở dầm trong

$B = 2.4$  cho các đôi gờ tăng cường đơn ở dầm biên

$F_{yw}$ : cường độ chảy nhỏ nhất của bản bụng

$F_{ys}$ : cường độ chảy nhỏ nhất của sườn tăng cường

$C$ : tỷ số ứng suất oằn cắt với cường độ chảy cắt

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} = 5 + \frac{5}{\left(\frac{3000}{1140}\right)^2} = 5.722$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1140}{15} = 76$$

$$1.38 \times \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} = 1.38 \times \sqrt{\frac{200000 \times 5.722}{250}} = 93.368$$

$$1.1 \times \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} = 1.1 \times \sqrt{\frac{200000 \times 5.722}{250}} = 74.424$$

Ta thấy:  $1.1 \times \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \times \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}}$

$$\Rightarrow C = \frac{1.1}{\frac{D}{t_w}} \left( \frac{Ek}{F_{yw}} \right) = \frac{1.1}{\frac{1140}{15}} \times \left( \frac{200000 \times 5.722}{250} \right) = 0.979$$

Thay số:

Dầm biên:

$$4,800 \geq \left[ 0.15 \times 2.4 \times 1140 \times 15 \times (1 - 0.979) \times \frac{1,156,212}{2,479,500} - 18 \times 15^2 \right] \cdot \left[ \frac{250}{250} \right] = -3,990 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Dầm giữa:

$$4,800 \geq \left[ 0.15 \times 1 \times 1140 \times 15 \times (1 - 0.979) \times \frac{956,752}{2,479,500} - 18 \times 15^2 \right] \cdot \left[ \frac{250}{250} \right] = -4,029 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Thoả mãn về cường độ.

### 3.9.2.3. Kiểm toán sườn tăng cường đứng gối:

a. Kiểm tra độ mảnh:

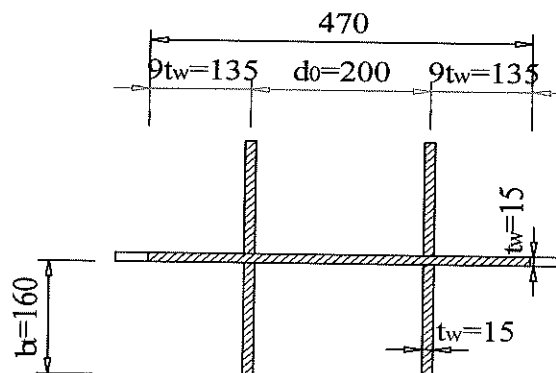
Để tham gia giữ ổn định cho vách thì trước hết sườn phải thoả mãn điều kiện ổn định của một cấu kiện chịu nén:

$$b_t \leq 0.48 \times t_p \times \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$\Leftrightarrow 160 \leq 0.48 \times 15 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 203.6$$

$\Rightarrow$  Thoả mãn

b. Kiểm tra sức kháng tựa:



Hình 3.34. Tiết diện để tính cột chịu nén cho sườn tăng cường gối

Sức kháng tựa của sườn tăng cường đứng gối được kiểm tra theo công thức sau:

$$B_r = \varphi_b \cdot A_{pn} \cdot F_{ys} \geq V_u$$

Trong đó:

$F_{ys}$ : cường độ chảy nhỏ nhất của sườn tăng cường tại gối.

$\varphi_b$ : hệ số sức kháng tựa.

$A_{pn}$ : diện tích phần chìa của sườn tăng cường ở bên ngoài các đường hàn bản bụng vào bản cánh, nhưng không vượt ra ngoài của bản cánh.

$$A_{pn} = 4 \times (b_t - 10) \cdot t_p = 4 \times (160 - 10) \times 15 = 9,000 \text{ mm}^2$$

$$B_r = 1 \times 9,000 \times 250 = 2,250,000 \text{ N} \geq V_u = 987,082.533 \text{ N (dầm biên)}$$

$$B_r = 1 \times 9,000 \times 250 = 2,250,000 \text{ N} \geq V_u = 910,853.231 \text{ N (dầm giữa)}$$

c. Kiểm tra sức kháng nén dọc trục:

Diện tích cột chịu nén:

$$\begin{aligned} A &= 4 \times (b_t \cdot t_p) + (18 \times t_w + d_0) \cdot t_w \\ &= 4 \times (160 \times 15) + (18 \times 15 + 200) \times 15 = 16,650 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Trong đó:

$d_0$ : khoảng cách 2 sườn tăng cường gối (tính từ tim đến tim)

Thay số:

Xác định mômen quán tính (I):

$$\begin{aligned} I &= 4 \times \left[ \left( \frac{t_p \times b_t^3}{12} \right) + t_p \times b_t \times \left( \frac{b_t}{2} + \frac{t_w}{2} \right)^2 \right] + \frac{(d_0 + 2 \times 9 \times t_w) t_w^3}{12} \\ &= 4 \times \left[ \left( \frac{15 \times 160^3}{12} \right) + 15 \times 160 \times \left( \frac{160}{2} + \frac{15}{2} \right)^2 \right] + \frac{(200 + 2 \times 9 \times 15) \times 15^3}{12} \\ &= 94,112,187.5 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Bán kính quán tính của tiết diện cột:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{94,112,187.5}{16,650}} = 75.182 \text{ mm}$$

Hệ số độ mảnh:



$$\frac{k.L}{r} \leq 140$$

Trong đó:

$K=0.75$ : hệ số chiều dài hiệu dụng

$L=D=1140$  (mm): chiều dài không giằng

Thay số:

$$\frac{0.75 \times 1140}{75.182} = 11.372 \leq 140 \Rightarrow \text{Đạt}$$

Kiểm tra:  $P_r = \varphi_c \cdot P_n \geq V_u$

Trong đó :

$\varphi_c = 0.9$ : hệ số sức kháng đối với nén

Xác định  $P_n$ :

$$\begin{aligned} \lambda &= \left( \frac{k.L}{\pi.r} \right)^2 \cdot \frac{F_y}{E} \\ &= \left( \frac{0.75 \times 1140}{3.14 \times 75.182} \right)^2 \times \frac{250}{200,000} = 0.016 \end{aligned}$$

$$\lambda = 0.016 \leq 2.25$$

$$\Rightarrow P_n = 0.66^\lambda \times F_y \cdot A = 0.66^{0.016} \times 250 \times 16,650 = 4,134,918.457 \text{ N}$$

Vậy sức kháng nén dọc trục có hệ số là:

$$P_r = 0.9 \times 4,134,918.457 = 3,721,426.612 \text{ N} \geq 987,082.533 \text{ N} \Rightarrow \text{Thỏa mãn (dầm biên)}$$

$$P_r = 0.9 \times 4,134,918.457 = 3,721,426.612 \text{ N} \geq 910,853.231 \text{ N} \Rightarrow \text{Thỏa mãn (dầm giữa)}$$

### 3.10. Thiết kế mối nối:

#### 3.10.1. Sơ bộ cấu tạo và bố trí:

Mối nối sử dụng bulong cường độ cao, chọn bulong có  $d=22$  mm

Số lượng mối nối là 2, đặt đối xứng qua tim cầu

Vị trí đặt mối nối cách đầu dầm 1 đoạn 12.75m, cách gối 1 đoạn 12.35m

##### 3.10.1.1. Tải trọng thiết kế mối nối:

Tải trọng tác dụng lên mối nối được lấy như sau:

a. Dầm biên:

$$\begin{aligned}
 \max \begin{cases} (75\%M_n; 75\%V_n) \\ (M_s, V_s) \end{cases} &= \max \begin{cases} (75\% \times 8,562,814,684.522; 75\% \times 2,479,500.000) \\ (M_s = 5,346,325,272.893; V_s = 283,784.614) \end{cases} \\
 &= \max \begin{cases} (6,422,111,013.391; 1,859,625.000) \\ (M_s = 5,346,325,272.893; V_s = 283,784.614) \end{cases} \\
 &\Rightarrow \max \begin{cases} M = 6,422,111,013.391 \text{ N.mm} \\ V = 1,859,625.000 \text{ N} \end{cases}
 \end{aligned}$$

b. Dầm trong:

$$\begin{aligned}
 \max \begin{cases} (75\%M_n; 75\%V_n) \\ (M_s, V_s) \end{cases} &= \max \begin{cases} (75\% \times 8,756,018,240.574; 75\% \times 2,479,500.000) \\ (M_s = 4,847,661,379.894; V_s = 301,063.124) \end{cases} \\
 &= \max \begin{cases} (6,567,013,680.431; 1,859,625.000) \\ (M_s = 4,847,661,379.894; V_s = 301,063.124) \end{cases} \\
 &\Rightarrow \max \begin{cases} M = 6,567,013,680.431 \text{ N.mm} \\ V = 1,859,625.000 \text{ N} \end{cases}
 \end{aligned}$$

### 3.10.1.2. Sức kháng trượt của bulông cường độ cao:

Sức kháng trượt danh định của bulông ở liên kết ma sát được lấy như sau:

$$R_n = K_h \cdot K_s \cdot N_s \cdot P_t$$

Trong đó:

$P_t = 176,000 \text{ N}$ : lực kéo yêu cầu nhỏ nhất ứng với  $d_{bl} = 22 \text{ mm}$

$K_h = 1$ : hệ số kích thước lỗ cho các lỗ tiêu chuẩn

$K_s = 0.5$ : hệ số điều kiện bề mặt

Số mặt ma sát cho mỗi bu lông:  $N_s = 2$

$$\Rightarrow R_n = 1 \times 0.5 \times 2 \times 176,000 = 176,000 \text{ N}$$

### 3.10.2. Thiết kế mối nối bản cánh trên:

Lực do tải trọng tính toán tác dụng lên bản cánh trên:

$$N = f^t \cdot A_c$$

Ứng suất tại trọng tâm bản cánh trên lấy theo trường hợp  $M_{\max} = 75\%M_n$  có giá trị sau:

❖ Dầm biên:

$$\begin{aligned}
f^t &= \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{I_{NC}} \left( Y_{NC}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right) + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{I_{LT}} \left( Y_{LT}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right) \\
&\quad + \frac{75\%M_n - [M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}]}{I_{ST}} \left( Y_{ST}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right) \\
&= \frac{723,609,555 + 1,451,049,509}{9,829,751,600} \left( 766 - \frac{20}{2} \right) + \frac{300,357,639 + 380,924,520}{21,138,744,442} \left( 483 - \frac{20}{2} \right) \\
&\quad + \frac{7,425,260,248 - [723,609,555 + 1,451,049,509 + 300,357,639 + 380,924,520]}{29,959,558,463} \left( 264 - \frac{20}{2} \right) \\
&= 167.252 + 15.244 + 38.739 = 221.235 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

❖ Dầm giữa:

$$\begin{aligned}
f^t &= \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{I_{NC}} \left( Y_{NC}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right) + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{I_{LT}} \left( Y_{LT}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right) \\
&\quad + \frac{75\%M_n - [M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}]}{I_{ST}} \left( Y_{ST}^{s,t} - \frac{t_c}{2} \right) \\
&= \frac{723,609,555 + 1,451,049,509}{9,829,751,600} \left( 766 - \frac{20}{2} \right) + \frac{300,357,639 + 380,924,520}{21,370,854,280} \left( 477 - \frac{20}{2} \right) \\
&\quad + \frac{7,483,705,779 - [723,609,555 + 1,451,049,509 + 300,357,639 + 380,924,520]}{30,179,684,971} \left( 258 - \frac{20}{2} \right) \\
&= 167.252 + 14.888 + 38.028 = 220.168 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Với:  $A_c$  là diện tích bản cánh trên:

$$A_c = b_c \cdot t_c = 350 \times 20 = 7,000 \text{ mm}^2$$

Vậy:  $N = 221.235 \times 7,000 = 1,548,645 \text{ N}$  (dầm biên)

$N = 220.168 \times 7,000 = 1,541,176 \text{ N}$  (dầm giữa)

Số bulông cần thiết cho mỗi nối  $n_b$ :

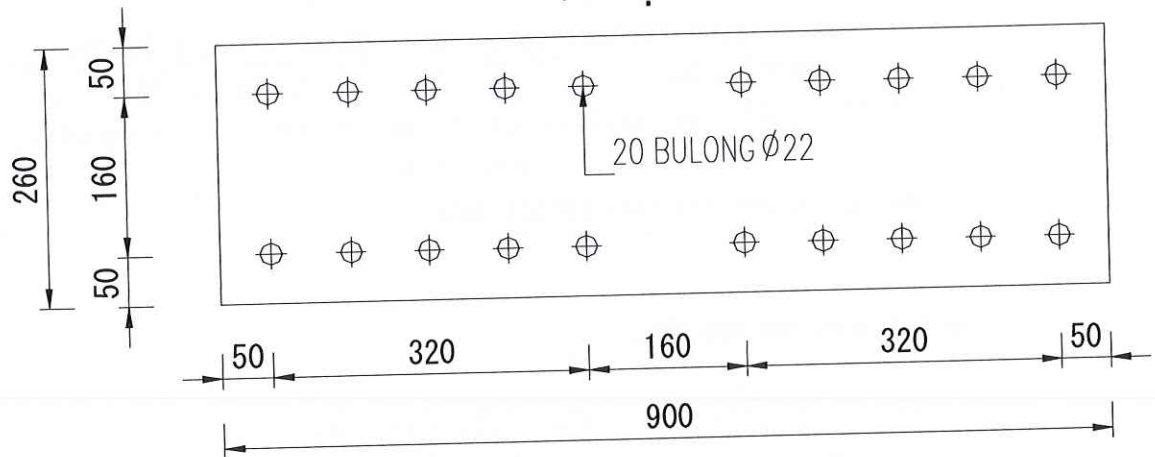
$$n_b = \frac{N}{R_n} = \frac{1,548,645}{176,000} = 8.799 \text{ bulông (dầm biên)}$$

$$n_b = \frac{N}{R_n} = \frac{1,541,176}{176,000} = 8.757 \text{ bulông (dầm giữa)}$$

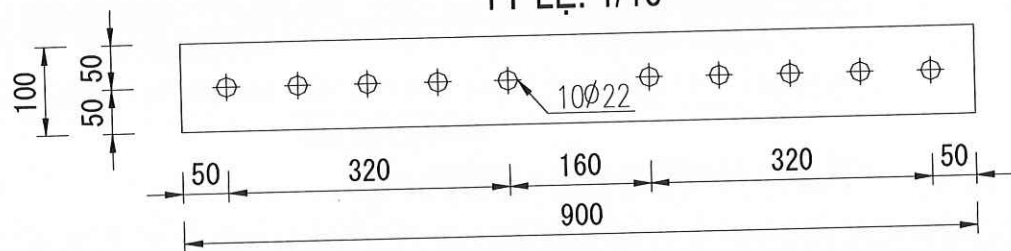
Để thiên về an toàn ta chọn:  $n_b = 10$  bu lông, bố trí 2 hàng mỗi hàng 5 bulông

**BẢN NỐI N1**

TỶ LỆ: 1/10

**BẢN NỐI N2**

TỶ LỆ: 1/10



Hình 3.35. Mỗi nối bản cánh trên

**3.10.3. Thiết kế mỗi nối bản cánh dưới:**

Lực do tải trọng tính toán tác dụng lên bản cánh trên:

$$N = A_f \cdot f^{b, tr} + A'_f \cdot f^{b, tr}$$

Ứng suất tại trọng tâm bản cánh dưới và bản phủ lấy theo trường hợp  $M_{max} = 75\% M_n$  có giá trị cho cả dầm biên và dầm trong (vì dầm biên và dầm trong có ĐTHH và lực tác dụng giống nhau:

❖ Dầm biên:

Ứng suất mỗi nối bản cánh dưới:

$$\begin{aligned}
f^{b,t_f} &= \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{I_{NC}} \left( Y_{NC}^{s,b} - t_f' - \frac{t_f}{2} \right) + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{I_{LT}} \left( Y_{LT}^{s,b} - t_f' - \frac{t_f}{2} \right) \\
&\quad + \frac{75\%M_n - [M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}]}{I_{ST}} \left( Y_{ST}^{s,b} - t_f' - \frac{t_f}{2} \right) \\
&= \frac{739,743,175 + 1,307,773,764}{9,829,751,600} \left( 434 - 20 - \frac{20}{2} \right) + \frac{362,886,977 + 316,976,084}{20,040,381,050} \left( 687 - 20 - \frac{20}{2} \right) \\
&\quad + \frac{6,422,111,013 - [739,743,175 + 1,307,773,764 + 362,886,977 + 316,976,084]}{28,648,323,460} \left( 899 - 20 - \frac{20}{2} \right) \\
&= 84.160 + 22.290 + 112.074 = 218.524 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Ứng suất mỗi nối bản phủ:

$$\begin{aligned}
f^{b,t_f} &= \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{I_{NC}} \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t_f'}{2} \right) + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{I_{LT}} \left( Y_{LT}^{s,b} - \frac{t_f'}{2} \right) \\
&\quad + \frac{75\%M_n - [M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}]}{I_{ST}} \left( Y_{ST}^{s,b} - \frac{t_f'}{2} \right) \\
&= \frac{739,743,175 + 1,307,773,764}{9,829,751,600} \left( 434 - \frac{20}{2} \right) + \frac{362,886,977 + 316,976,084}{20,040,381,050} \left( 687 - \frac{20}{2} \right) \\
&\quad + \frac{6,422,111,013 - [739,743,175 + 1,307,773,764 + 362,886,977 + 316,976,084]}{28,648,323,460} \left( 899 - \frac{20}{2} \right) \\
&= 88.326 + 22.969 + 114.653 = 225.948 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

❖ Dầm giữa:

Ứng suất mỗi nối bản cánh dưới:

$$\begin{aligned}
f^{b,t_f} &= \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{I_{NC}} \left( Y_{NC}^{s,b} - t_f' - \frac{t_f}{2} \right) + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{I_{LT}} \left( Y_{LT}^{s,b} - t_f' - \frac{t_f}{2} \right) \\
&\quad + \frac{75\%M_n - [M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}]}{I_{ST}} \left( Y_{ST}^{s,b} - t_f' - \frac{t_f}{2} \right) \\
&= \frac{739,743,175 + 1,307,773,764}{9,829,751,600} \left( 434 - 20 - \frac{20}{2} \right) + \frac{360,720,488 + 316,976,084}{20,695,129,028} \left( 703 - 20 - \frac{20}{2} \right) \\
&\quad + \frac{6,567,013,680 - [739,743,175 + 1,307,773,764 + 360,720,488 + 316,976,084]}{29,443,062,159} \left( 918 - 20 - \frac{20}{2} \right) \\
&= 84.160 + 22.042 + 115.897 = 222.100 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Ứng suất mỗi nối bản phủ:



$$\begin{aligned}
 f^{b,i_f} &= \frac{M_s^{DC1} + M_s^{DC2}}{I_{NC}} \left( Y_{NC}^{s,b} - \frac{t_f'}{2} \right) + \frac{M_s^{DC3} + M_s^{DW}}{I_{LT}} \left( Y_{LT}^{s,b} - \frac{t_f'}{2} \right) \\
 &\quad + \frac{75\% M_n - [M_s^{DC1} + M_s^{DC2} + M_s^{DC3} + M_s^{DW}]}{I_{ST}} \left( Y_{ST}^{s,b} - \frac{t_f'}{2} \right) \\
 &= \frac{739,743,175 + 1,307,773,764}{9,829,751,600} \left( 434 - \frac{20}{2} \right) + \frac{360,720,488 + 316,976,084}{20,695,129,028} \left( 703 - \frac{20}{2} \right) \\
 &\quad + \frac{6,567,013,680 - [739,743,175 + 1,307,773,764 + 360,720,488 + 316,976,084]}{29,443,062,159} \left( 918 - \frac{20}{2} \right) \\
 &= 88.326 + 22.697 + 118.507 = 229.530 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Với:  $A_f = b_f \cdot t_f = 450 \times 20 = 9,000 \text{ mm}^2$

$$A'_f = b'_f \cdot t'_f = 550 \times 20 = 11,000 \text{ mm}^2$$

Vậy:  $N = 9,000 \times 218.524 + 11,000 \times 225.948 = 4,452,147.871 \text{ N}$  (dầm biên)

$$N = 9,000 \times 222.100 + 11,000 \times 229.530 = 4,523,725.960 \text{ N}$$
 (dầm giữa)

Số bulông cần thiết cho mỗi nối:

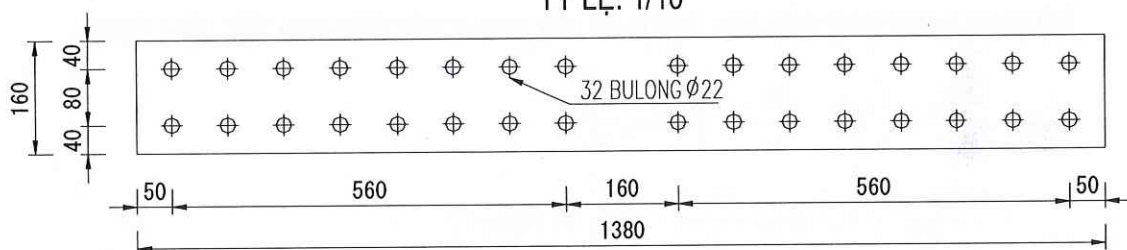
$$n_b = \frac{N}{R_n} = \frac{4,452,147.871}{176,000} = 25.296 \text{ (dầm biên)}$$

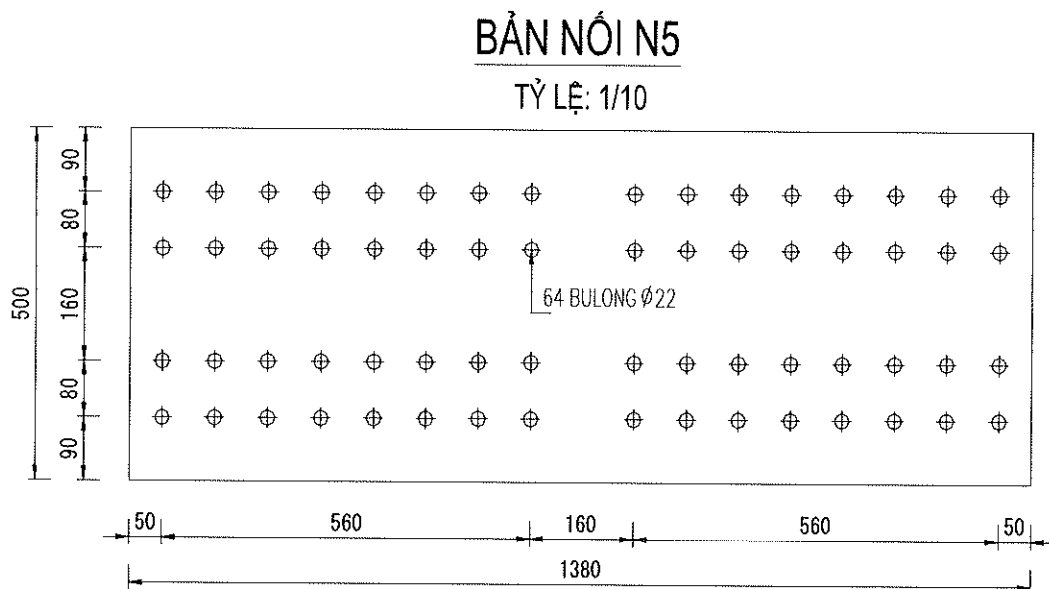
$$n_b = \frac{N}{R_n} = \frac{4,523,725.960}{176,000} = 25.703 \text{ (dầm giữa)}$$

Để thiên về an toàn ta chọn:  $n_b = 32$  bu lông, bố trí 4 hàng mỗi hàng 8 bulông

### BẢN NỐI N4

TỶ LỆ: 1/10





Hình 3.36. Mối nối bản cánh trên

**3.10.4. Thiết kế mối nối bản bụng:**

Các momen  $M_w$  đều có tâm xoay tại trục trung hoà của tiết diện dầm, để tính cho mối nối bản bụng phải quy về tâm xoay tại trọng tâm tấm bản nổi, cần phân tích thành các momen do tĩnh tải giai đoạn 1 (chưa liên hợp), tĩnh tải giai đoạn 2 (liên hợp dài hạn) và hoạt tải (liên hợp ngắn hạn).

Đối với giai đoạn 1 ( $DC_1+DC_2$ ) thì trục xoay của momen uốn là trục trung hoà giai đoạn 1, lệch tâm so với trọng tâm của bản thép nổi bản bụng nên ta phải dời trục trung hoà giai đoạn 1 đến trục trung hoà bản nổi. Tương tự ta tính toán đối với  $GĐ_2$  ( $DC_3+DW$ ) và  $GĐ_2'$  ( $LL+PL$ )

## ❖ Dầm biên:

Mômen quán tính của bản bụng so với trục trung hòa qua các giai đoạn:

$$\begin{aligned}
 I_{NC}^w &= \frac{D^3 \cdot t_w}{12} + \left( Y_{NC}^{s,t} - \frac{D}{2} - t_c \right)^2 \cdot D \cdot t_w \frac{\delta y}{\delta x} \\
 &= \frac{1140^3 \times 15}{12} + \left( 766 - \frac{1140}{2} - 20 \right)^2 \times 1140 \times 15 \\
 &= 2,381,619,600 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{LT}^w &= \frac{D^3 \cdot t_w}{12} + \left( Y_{LT}^{s,t} - \frac{D}{2} - t_c \right)^2 \cdot D \cdot t_w \\
 &= \frac{1140^3 \times 15}{12} + \left( 512 - \frac{1140}{2} - 20 \right)^2 \times 1140 \times 15 \\
 &= 1,953,451,803 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{ST}^w &= \frac{D^3 \cdot t_w}{12} + \left( Y_{ST}^{s,t} - \frac{D}{2} - t_c \right)^2 \cdot D \cdot t_w \\
 &= \frac{1140^3 \times 15}{12} + \left( 301 - \frac{1140}{2} - 20 \right)^2 \times 1140 \times 15 \\
 &= 3,280,177,512 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

- Momen tác dụng vào bản bụng theo tỷ lệ momen quán tính:

GD1:

$$\begin{aligned}
 M_w^{GD1} &= \frac{I_w^{NC}}{I_{NC}} (M_s^{DC1} + M_s^{DC2}) = \frac{2,381,401,239}{9,829,751,542} \times (739,743,174.699 + 1,307,773,764.375) \\
 &= 496,040,958.354 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

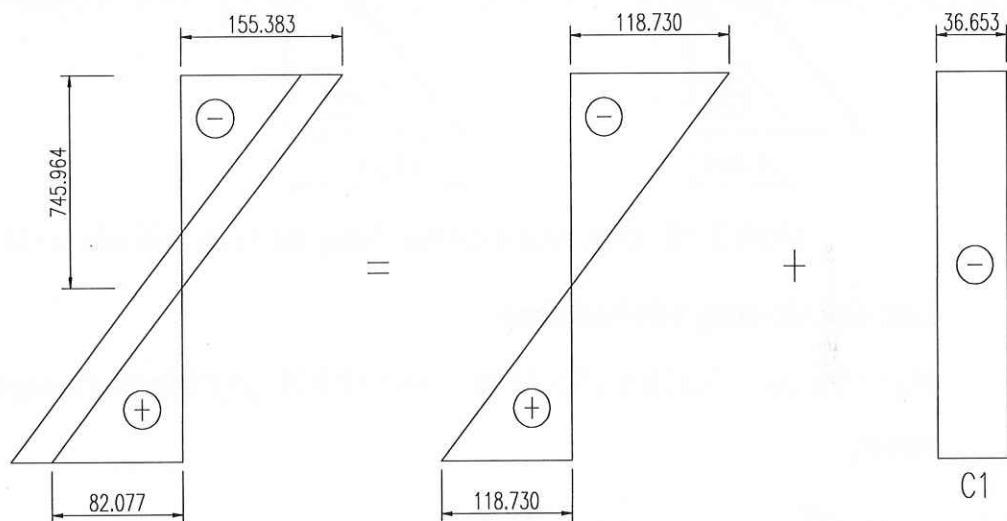
Ứng suất mép trên bản bụng:

$$f_w^t = \frac{M_w^{GD1}}{I_w^{NC}} (Y_{NC}^{s,t} - t_c) = \frac{496,040,958.354}{2,381,401,239} \times (766 - 20) = 155.383 \text{ MPa}$$

Ứng suất mép dưới bản bụng:

$$f_w^b = \frac{M_w^{GD1}}{I_w^{NC}} (Y_{NC}^{s,b} - t_f - t'_f) = \frac{496,040,958.354}{2,381,401,239} \times (434 - 20 - 20) = 82.077 \text{ MPa}$$

Xác định C<sub>1</sub>:



Hình 3.37. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GD1

Lực dọc tác dụng vào bản bụng:

$$N_1 = C_1 \times A_w = -36.653 \times 15 \times 1140 = -626,764.233 \text{ N (gây nén bản bụng)}.$$

GD2:

$$M_w^{GD2} = \frac{I_w^{LT}}{I_{LT}} (M_s^{DC3} + M_s^{DW}) = \frac{3,280,177,512}{20,040,381,050} \times (362,886,977.305 + 316,976,084.295) \\ = 66,270,183.203 \text{ N.mm}$$

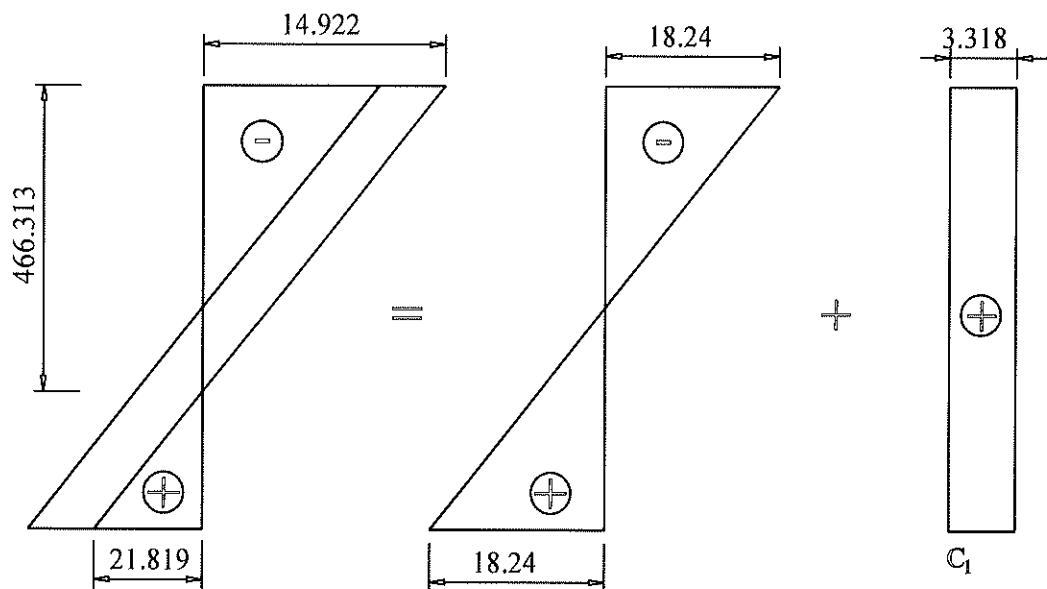
Ứng suất mép trên bản bụng:

$$f_w^t = \frac{M_w^{GD2}}{I_w^{LT}} (Y_{LT}^{s,t} - t_c) = \frac{66,270,183.203}{1,953,451,803} (513 - 20) = 16.723 \text{ MPa}$$

Ứng suất mép dưới bản bụng:

$$f_w^b = \frac{M_w^{GD2}}{I_w^{LT}} (Y_{LT}^{s,b} - t_f - t'_f) = \frac{66,270,183.203}{1,953,451,803} (687 - 20 - 20) = 21.951 \text{ MPa}$$

Xác định  $C_2$ :



Hình 3.38. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mối nối GD2

Lực dọc tác dụng vào bản bụng:

$$N_2 = C_2 \times A_w = 3.318 \times 15 \times 1140 = 56,737.8 \text{ N (gây kéo bản bụng).}$$

GD2':

$$M_w^{GD2'} = \frac{I_w^{ST}}{I_{ST}} (0.75M_n - M_s^{DC1} - M_s^{DC2} - M_s^{DC3} - M_s^{DW}) \\ = \frac{3,669,249,600}{29,959,558,463.123} \times \begin{bmatrix} 7,425,260,247.505 - 723,609,554.774 - 1,451,049,509.309 \\ -300,357,638.828 - 380,924,520.192 \end{bmatrix} \\ = 559,620,130.023 \text{ N.mm}$$

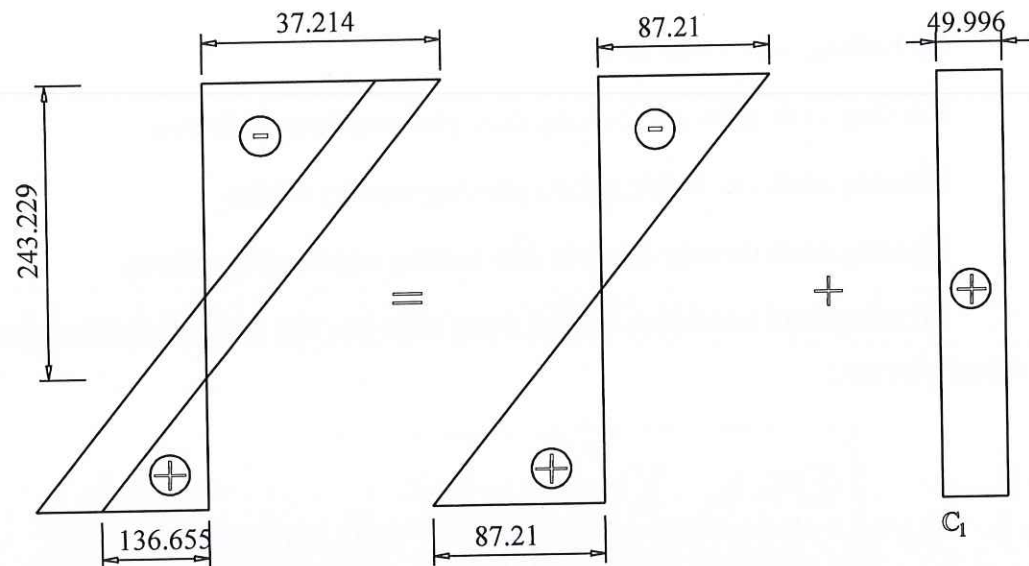
Ứng suất mép trên bản bụng:

$$f_w^t = \frac{M_{w}^{GD2'}}{I_{w}^{ST}} (Y_{ST}^{s,t} - t_c) = \frac{559,620,130.023}{3,669,249,600} (264 - 20) = 37.214 \text{ MPa}$$

Ứng suất mép dưới bản bụng:

$$f_w^b = \frac{M_{w}^{GD2'}}{I_{w}^{ST}} (Y_{ST}^{s,b} - t_f - t'_f) = \frac{559,620,130.023}{3,669,249,600} (936 - 20 - 20) = 136.655 \text{ MPa}$$

Xác định  $C_3$ :

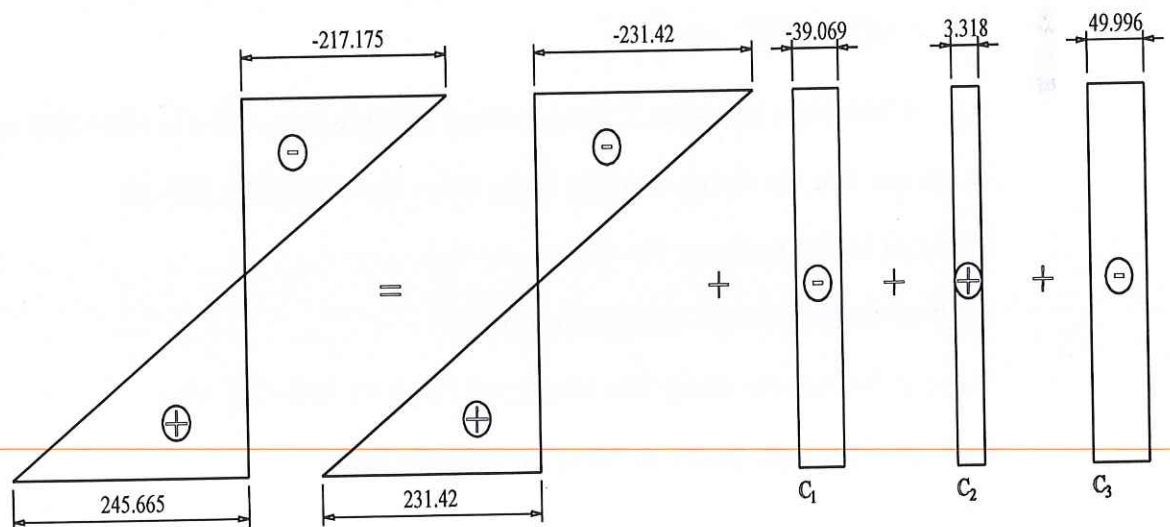


Hình 3.39. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mối nối GD2

Lực dọc tác dụng vào bản bụng:

$$N_3 = C_3 \times A_w = 49.996 \times 15 \times 1140 = 854,931.6 \text{ N (gây nén bản bụng)}.$$

Biểu đồ tổng hợp ứng bản bụng:



Hình 3.40. Tổng ứng suất mép bản bụng tại vị trí mối nối



- Thiết kế sơ bộ số lượng bulông theo phương đứng của bản bụng dầm:

Chọn bulông có đường kính  $d=22\text{ mm}$

Khoảng cách tối thiểu của 2 bulông:  $3xd=3 \times 22=66\text{ mm}$

Khoảng cách tối đa 2 bulông:  $S \leq \min(100+4.t_w; 175) = \min(100+4 \times 15; 175) = 160\text{ mm}$

Khoảng cách tối thiểu từ mép bản nối đến bulông ngoài cùng là  $38\text{mm}$  đối với bulông có đường kính  $d=22\text{mm}$ .

Ta chọn:

Số bulông trên 1 dãy là 8

Khoảng cách giữa các bulông theo phương đứng:  $100\text{mm}$

Khoảng cách các bulông theo phương ngang:  $80\text{mm}$

Khoảng cách từ mép bản nối đến bulông ngoài cùng:  $50\text{mm}$

Từ công thức xác kiểm tra khả năng chịu lực lớn nhất của bulông (bulông ngoài cùng) như sau:

$$T_{\max} = \sqrt{\left( \frac{\sum M_w \cdot l_{\max}}{n_2 \cdot \sum l_i^2} \pm \frac{\sum N_i}{n_1 \times n_2} \right)^2 + \left( \frac{V_{\max}}{n_1 \times n_2} \right)^2} \leq \phi R_n = 176,000\text{ N}$$

Trong đó:

$T_{\max}$ : là lực tác dụng lớn nhất vào bulông.

$M_w$ : là momen tác dụng vào bản bụng ( $M_w = 1,152,507,165\text{ N.mm}$ )

$$M_w = M_w^{GD1} + M_w^{GD2} + M_w^{GD2'}$$

$l_{\max}$ : là khoảng cách giữa 2 hàng bulông xa nhất ( $l_{\max} = (8-1) \times 100 = 700\text{ mm}$ ).

$N_i$ : là lực dọc tác dụng vào bản bụng ( $N_1 + N_2 + N_3 = 243,590\text{ N}$ ).

$n_1$ : là số lượng bulông trên 1 dãy ( $n_1 = 8$ ).

$n_2$ : là số bulông trên 1 hàng (chưa biết).

$V_{\max}$ : là lực cắt tác dụng vào bản bụng ( $V_{\max} = 1,859,625\text{ N}$ ).

$l_i$ : là khoảng cách giữa các hàng bulông đối xứng

$$\Rightarrow T_{\max} = \sqrt{\left( \frac{\sum M_w \cdot l_{\max}}{n_2 \cdot \sum l_i^2} \pm \frac{\sum N_i}{n_1 \times n_2} \right)^2 + \left( \frac{V_{\max}}{n_1 \times n_2} \right)^2}$$

$$= \sqrt{\left( \frac{1,152,507,165 \times 700}{n_2(100^2 + 300^2 + 500^2 + 700^2)} + \frac{243,590}{8 \times n_2} \right)^2 + \left( \frac{1,859,625}{8 \times n_2} \right)^2} \leq 176,000$$

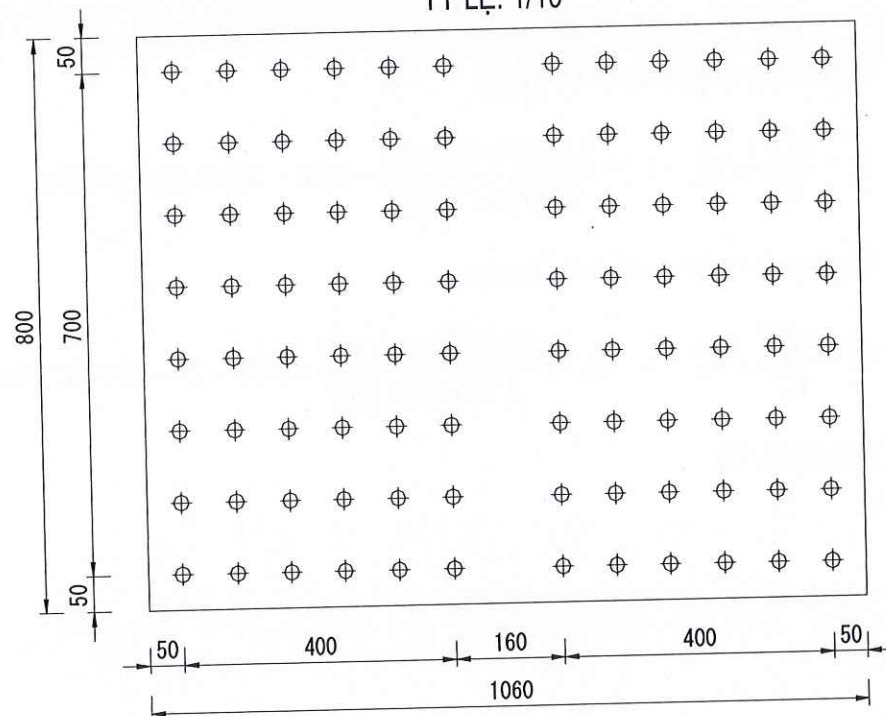
Ta thử dần  $n_2 = 1, 2, 3, \dots, n$  vào biểu thức trên cho đến khi thỏa điều kiện  $T_{\max} < R_r$

|       |   |      |             |    |         |
|-------|---|------|-------------|----|---------|
| $n_2$ | 2 | Tmax | 495,435.670 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 3 | Tmax | 330,290.446 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 4 | Tmax | 247,717.835 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 5 | Tmax | 198,174.268 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 6 | Tmax | 165,145.223 | Rn | 176,000 |

Chọn  $n_2 = 6$  bulông, như vậy số bulông cho mỗi bên mỗi nối là 48 bulông.

### BẢN NỐI N3

TỶ LỆ: 1/10



Hình 3.41. Bố trí mỗi nối bản bụng

❖ Dầm giữa:

Mômen quán tính của bản bụng so với trục trung hòa qua các giai đoạn:

$$\begin{aligned}
 I_{NC}^w &= \frac{D^3 \cdot t_w}{12} + \left( Y_{NC}^{s,t} - \frac{D}{2} - t_c \right)^2 \cdot D \cdot t_w \frac{\delta y}{\delta x} \\
 &= \frac{1140^3 \times 15}{12} + \left( 766 - \frac{1140}{2} - 20 \right)^2 \times 1140 \times 15 \\
 &= 2,381,619,600 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{LT}^w &= \frac{D^3 \cdot t_w}{12} + \left( Y_{LT}^{s,t} - \frac{D}{2} - t_c \right)^2 \cdot D \cdot t_w \\
 &= \frac{1140^3 \times 15}{12} + \left( 477 - \frac{1140}{2} - 20 \right)^2 \times 1140 \times 15 \\
 &= 2,070,279,900 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_{ST}^w &= \frac{D^3 \cdot t_w}{12} + \left( Y_{ST}^{s,t} - \frac{D}{2} - t_c \right)^2 \cdot D \cdot t_w \\
 &= \frac{1140^3 \times 15}{12} + \left( 258 - \frac{1140}{2} - 20 \right)^2 \times 1140 \times 15 \\
 &= 3,736,760,400 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

GĐ1:

$$\begin{aligned}
 M_w^{GD1} &= \frac{I_{NC}^{NC}}{I_{NC}} (M_s^{DC1} + M_s^{DC2}) = \frac{2,381,619,600}{9,829,751,600} \times (723,609,554.774 + 1,451,049,509.309) \\
 &= 526,891,305.202 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

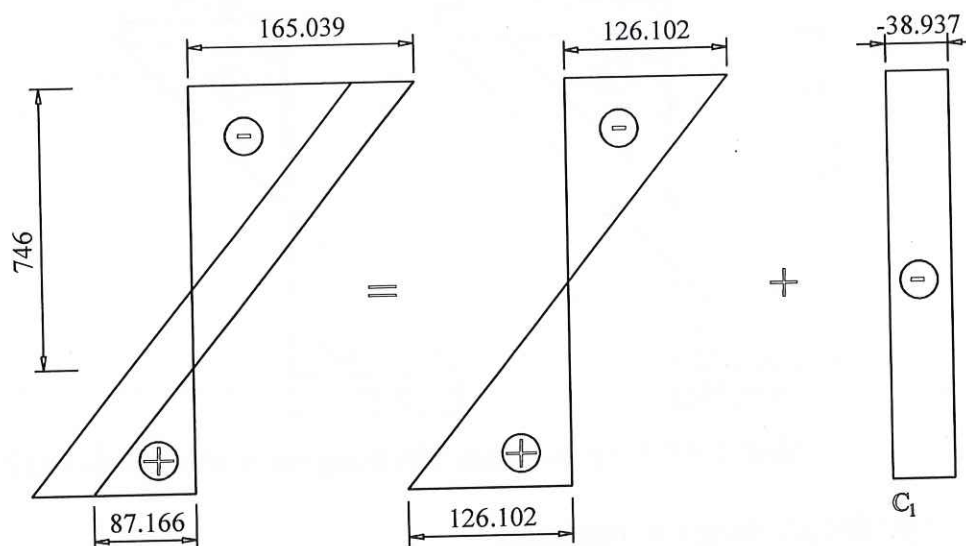
Ứng suất mép trên bản bụng:

$$f_w^t = \frac{M_w^{GD1}}{I_{NC}^{NC}} (Y_{NC}^{s,t} - t_c) = \frac{526,891,305.202}{2,381,619,600} \times (766 - 20) = 165.039 \text{ MPa}$$

Ứng suất mép dưới bản bụng:

$$f_w^b = \frac{M_w^{GD1}}{I_{NC}^{NC}} (Y_{NC}^{s,b} - t_f - t_f') = \frac{526,891,305.202}{2,381,619,600} \times (434 - 20 - 20) = 87.166 \text{ MPa}$$

Xác định  $C_1$ :



Hình 3.42. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GĐ1

Lực dọc tác dụng vào bản bụng:

$$N_1 = C_1 \times A_w = -38.937 \times 15 \times 1140 = -665,820.886 \text{ N (gây nén bản bụng).}$$

GĐ2:

$$M_w^{GD2} = \frac{I_w^{LT}}{I_{LT}} (M_s^{DC3} + M_s^{DW}) = \frac{2,070,279,900}{21,370,854,279.726} \times (300,357,638.828 + 380,924,520.192) \\ = 65,998,520.302 \text{ N.mm}$$

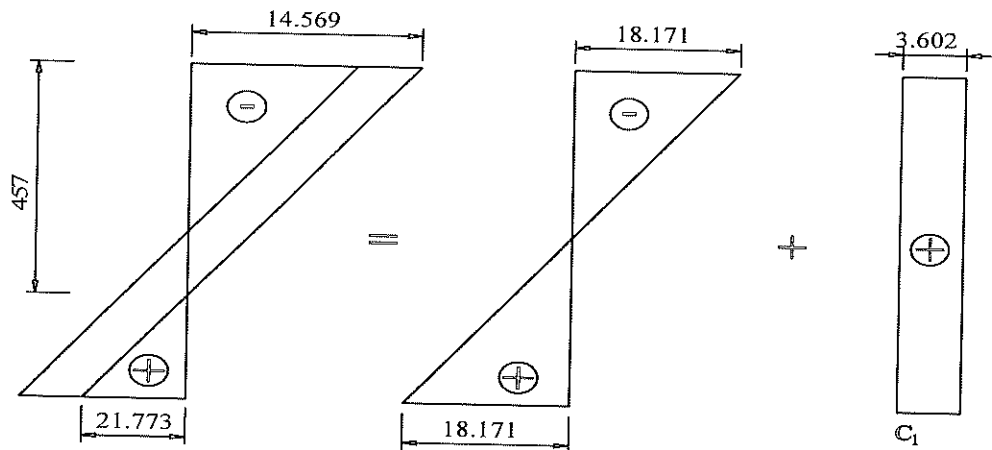
Ứng suất mép trên bản bụng:

$$f_w^t = \frac{M_w^{GD2}}{I_w^{LT}} (Y_{LT}^{s,t} - t_c) = \frac{65,998,520.302}{2,070,279,900} (477 - 20) = 14.569 \text{ MPa}$$

Ứng suất mép dưới bản bụng:

$$f_w^b = \frac{M_w^{GD2}}{I_w^{LT}} (Y_{LT}^{s,b} - t_f - t'_f) = \frac{65,998,520.302}{2,070,279,900} (723 - 20 - 20) = 21.773 \text{ MPa}$$

Xác định  $C_2$ :



Hình 3.43. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mối nối GD2

Lực dọc tác dụng vào bản bụng:

$$N_2 = C_2 \times A_w = 3.602 \times 15 \times 1140 = 61,599.855 \text{ N (gây kéo bản bụng)}.$$

GD2':

$$\begin{aligned} M_w^{GD2'} &= \frac{I_w^{ST}}{I_{ST}} (0,75M_n - M_s^{DC1} - M_s^{DC2} - M_s^{DC3} - M_s^{DW}) \\ &= \frac{3,736,760,400}{30,179,684,971.411} \times \begin{bmatrix} 7,483,705,779.383 - 723,609,554.774 - 1,451,049,509.309 \\ -300,357,638.828 - 380,924,520.192 \end{bmatrix} \\ &= 572,996,283.785 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Ứng suất mép trên bản bụng:

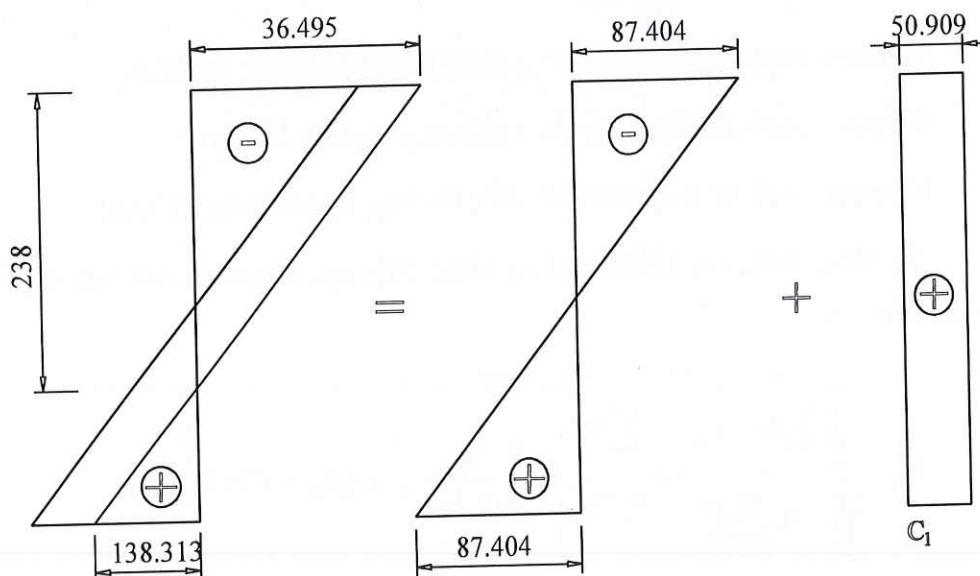
$$f_w^t = \frac{M_w^{GD2'}}{I_w^{ST}} (Y_{ST}^{s,t} - t_c) = \frac{572,996,283.785}{3,736,760,400} (258 - 20) = 36.495 \text{ MPa}$$

Ứng suất mép dưới bản bụng:

$$f_w^b = \frac{M_w^{GD2'}}{I_w^{ST}} (Y_{ST}^{s,b} - t_f - t_f') = \frac{572,996,283.785}{3,736,760,400} (942 - 20 - 20) = 138.313 \text{ MPa}$$

Xác định  $C_3$ :



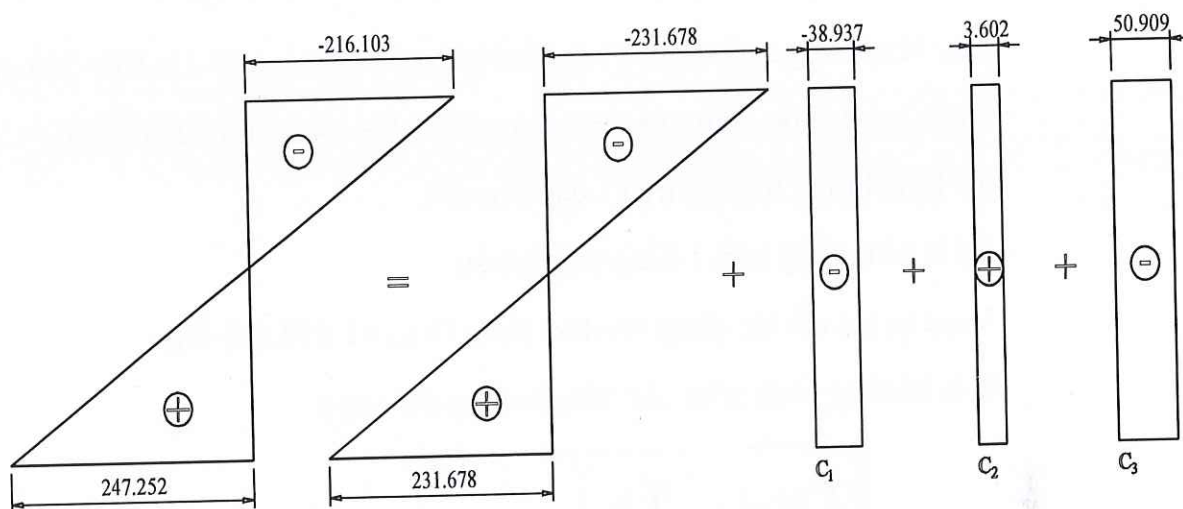


Hình 3.44. Ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối GD2

Lực dọc tác dụng vào bản bụng:

$$N_3 = C_3 \times A_w = 50.909 \times 15 \times 1140 = 870,544.042 \text{ N (gây nén bản bụng)}.$$

Biểu đồ tổng hợp ứng bản bụng:



Hình 3.45. Tổng ứng suất mép bản bụng tại vị trí mỗi nối

Chọn bulông có đường kính  $d=22 \text{ mm}$

Khoảng cách tối thiểu của 2 bulông:  $3 \times d = 3 \times 22 = 66 \text{ mm}$

Khoảng cách tối đa 2 bulông:  $S \leq \min(100 + 4 \cdot t_w; 175) = \min(100 + 4 \times 15; 175) = 160 \text{ mm}$

Khoảng cách tối thiểu từ mép bản nối đến bulông ngoài cùng là 38mm đối với bulông có đường kính  $d=22 \text{ mm}$ .

Ta chọn:

Số bulông trên 1 dãy là 8

Khoảng cách giữa các bulông theo phương đứng: 100mm

Khoảng cách các bulông theo phương ngang: 80mm

Khoảng cách từ mép bản nối đến bulông ngoài cùng: 50mm

Từ công thức xác kiểm tra khả năng chịu lực lớn nhất của bulông (bulông ngoài cùng) như sau:

$$T_{\max} = \sqrt{\left( \frac{\sum M_w \cdot l_{\max}}{n_2 \cdot \sum l_i^2} \pm \frac{\sum N_i}{n_1 \times n_2} \right)^2 + \left( \frac{V_{\max}}{n_1 \times n_2} \right)^2} \leq \phi R_n = 176,000 \text{ N}$$

Trong đó:

$T_{\max}$ : là lực tác dụng lớn nhất vào bulông.

$M_w$ : là momen tác dụng vào bản bụng ( $M_w = 1,165,886,109.289 \text{ N.mm}$ )

$$M_w = M_w^{GDI} + M_w^{GD2} + M_w^{GD2'}$$

$l_{\max}$ : là khoảng cách giữa 2 hàng bulông xa nhất ( $l_{\max} = (8-1) \times 100 = 700 \text{ mm}$ ).

$N_i$ : là lực dọc tác dụng vào bản bụng ( $N_1 + N_2 + N_3 = 266,323.011 \text{ N}$ ).

$n_1$ : là số lượng bulông trên 1 dãy ( $n_1 = 8$ ).

$n_2$ : là số bulông trên 1 hàng (chưa biết).

$V_{\max}$ : là lực cắt tác dụng vào bản bụng ( $V_{\max} = 1,859,625 \text{ N}$ ).

$l_i$ : là khoảng cách giữa các hàng bulông đối xứng

$$\Rightarrow T_{\max} = \sqrt{\left( \frac{\sum M_w \cdot l_{\max}}{n_2 \cdot \sum l_i^2} \pm \frac{\sum N_i}{n_1 \times n_2} \right)^2 + \left( \frac{V_{\max}}{n_1 \times n_2} \right)^2}$$

$$= \sqrt{\left( \frac{1,165,886,109.289 \times 700}{n_2 (100^2 + 300^2 + 500^2 + 700^2)} + \frac{266,323.011}{8 \times n_2} \right)^2 + \left( \frac{1,859,625}{8 \times n_2} \right)^2} \leq 176,000$$

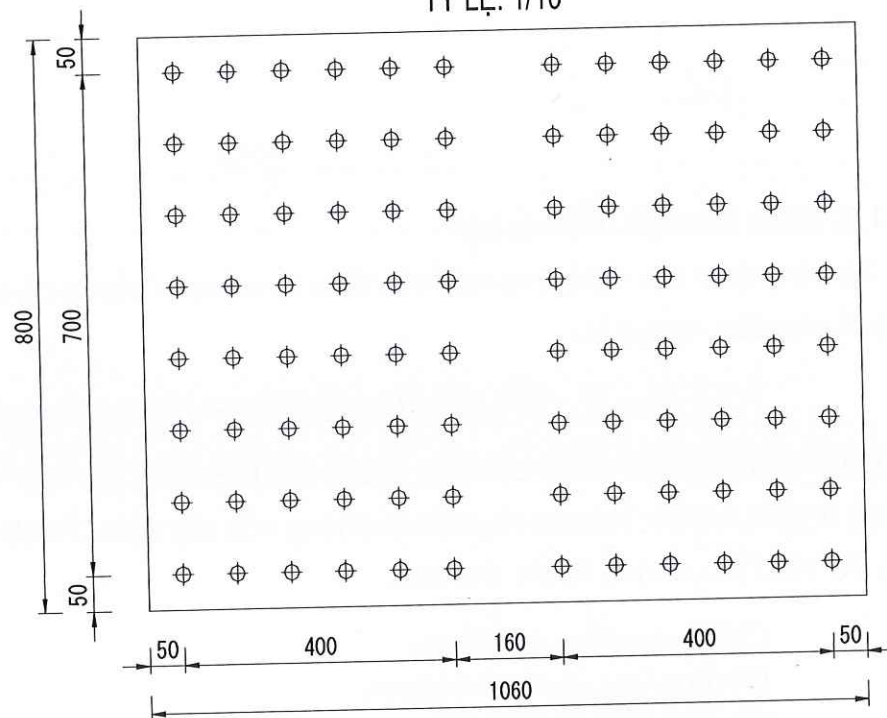
Ta thử dần  $n_2 = 1, 2, 3, \dots, n$  vào biểu thức trên cho đến khi thỏa điều kiện  $T_{\max} < R_r$

|       |   |      |             |    |         |
|-------|---|------|-------------|----|---------|
| $n_2$ | 2 | Tmax | 502,431.074 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 3 | Tmax | 334,954.050 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 4 | Tmax | 251,215.537 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 5 | Tmax | 200,972.430 | Rn | 176,000 |
| $n_2$ | 6 | Tmax | 167,477.025 | Rn | 176,000 |

Chọn  $n_2=6$  bulông, như vậy số bulông cho mỗi bên mỗi nối là 48 bulông.

### BẢN NỐI N3

TỶ LỆ: 1/10



Hình 3.46. Bố trí mối nối bản bụng

### 3.11. Thiết kế hệ liên kết ngang:

#### 3.11.1. Thiết kế dầm ngang:

##### 3.11.1.1. Sơ đồ đặt kích và nội lực:

Ta chọn vị trí đặt kích tại vị trí cách 2 đầu dầm ngang 1 đoạn 500mm.

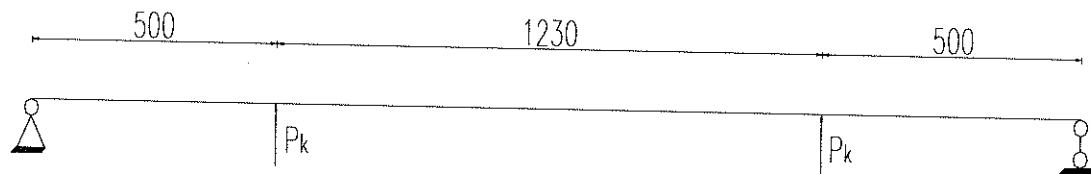
Ta có 12 dầm ngang tất cả nên số kích sử dụng là 24 kích, lực kích mà mỗi kích cần phải kích là  $P = P_{tc}/24$  với  $P_{tc}$  là tổng tải trọng của cầu: (giả sử bỏ qua hiệu ứng xung kích khi kích dầm cầu)

$$P_{tc} = (7 \times DC_1 + DC_2 + 2 \times DC_3 + DW) \times L_{\text{cầu}} = (7 \times 5.384 + 75.5 + 2 \times 7.814 + 19.82) \times 35,000$$

$$= 5,202,260 \text{ (N)}$$

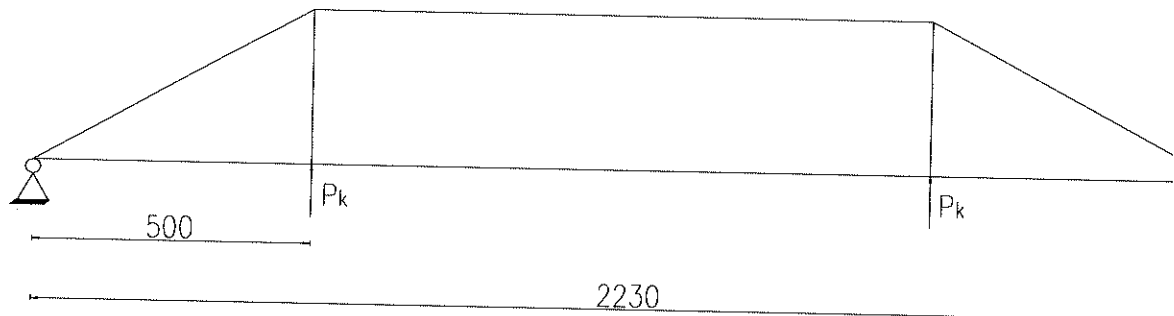
$$\Rightarrow P = 5,202,260 / 24 = 216,760.833 \text{ (N)}$$

Sơ đồ đặt kích:



Nội lực trong dầm ngang:

$$M_{\max} = P_k \times 500 = 216,760.833 \times 500 = 108,380,416.667 \text{ N.mm}$$



### 3.11.1.2. Chọn tiết diện dầm ngang:

Từ công thức xác định ứng suất của dầm do momen uốn ta có momen kháng uốn cần thiết của dầm ngang là:

$$W_x^{tt} = M_{\max} / F_y = 108,380,416.667 / 250 = 433,521.667 \text{ mm}^3$$

Dựa vào điều kiện chiều cao dầm ngang tối thiểu phải lớn hơn  $\frac{1}{2}$  chiều cao dầm liên hợp  $h > 0.5 \times 1,430 = 715 \text{ mm}$  và momen kháng uốn của dầm. Ta chọn tiết diện dầm ngang W760x196 có kích thước như sau:

Chiều cao dầm  $d = 770 \text{ mm}$

Bề rộng bản cánh  $b_f = 268 \text{ mm}$

Bề dày cánh  $t_f = 25.4 \text{ mm}$

Bề dày bản bụng  $t_w = 15.6 \text{ mm}$

Dầm có momen kháng uốn:

$$\begin{aligned} W_x^{tk} &= \frac{2 \times I_{x-x}}{d} = \frac{2 \times \left( \frac{t_w (d - 2t_f)^3}{12} + 2 \left( \frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left( \frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right) \right)}{d} \\ &= \frac{2 \times \left( \frac{15.6 \times (770 - 2 \times 25.4)^3}{12} + 2 \left( \frac{268 \times 25.4^3}{12} + 268 \times 25.4 \times \left( \frac{770}{2} - \frac{25.4}{2} \right)^2 \right) \right)}{770} \\ &= 6,159,464.501 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Vậy:  $W_x^{tk} > W_x^{tt}$  thỏa

## 3.11.1.3. Thiết kế mối nối bulông giữa dầm ngang và sườn tăng cường:

Nội lực thiết kế bulông giữa dầm ngang và sườn tăng cường được lấy như sau:

$$M = 0.7M_{\max} = 0.7 \times 108,380,416.667 = 75,866,292 \text{ N.mm}$$

$$V = P = 216,760.833 \text{ N}$$

Chọn 6 hàng bulông có đường kính  $d=22\text{mm}$ , mỗi hàng có 2 bulông.

Khoảng cách giữa 2 hàng bulông là  $120\text{mm}$ , giữa 2 dãy bulông là  $55\text{mm}$

Khoảng cách giữa tim bulông đến mép của của dầm ngang là  $39\text{mm}$

Khả năng chống trượt của 1 bulông:

$$R_n = K_h \times K_s \times N_s \times P_t$$

Trong đó:

$K_h = 1$ : hệ số kích thước lỗ

$K_s = 0.5$ : hệ số điều kiện bề mặt

$N_s = 1$ : số mặt trượt của bulông

$P_t = 176000 \text{ N}$ : lực căng yêu cầu tối thiểu

$$\Rightarrow R_n = 1 \times 0.5 \times 1 \times 176000 = 88,000 \text{ N}$$

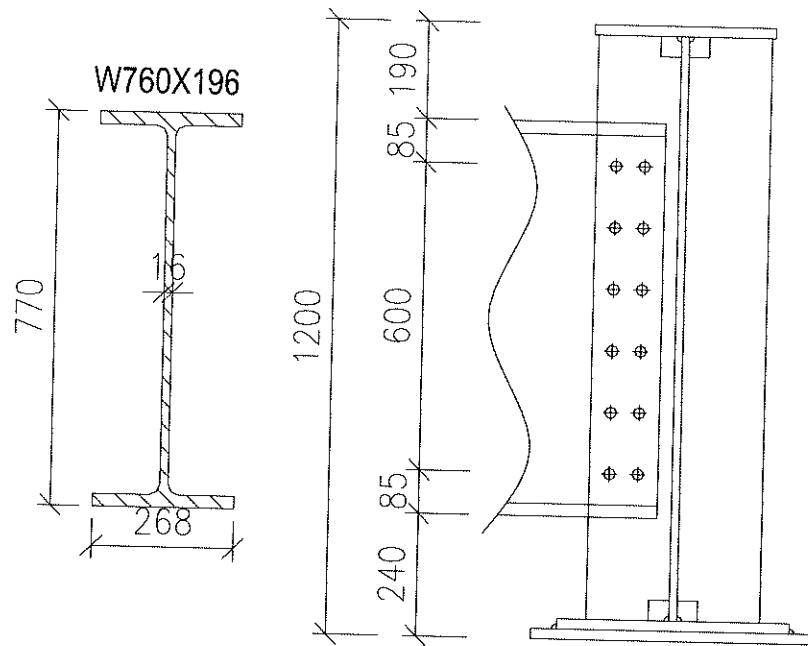
Khoảng cách giữa các bulông trong nhóm:

Khoảng cách giữa 2 bu lông gần nhất:  $l_1 = 120 \text{ mm}$

Khoảng cách giữa 2 bu lông kế tiếp:  $l_2 = 360 \text{ mm}$

Khoảng cách giữa 2 bu lông xa nhất:  $l_3 = 600 \text{ mm}$





Hình 3.47. Bố trí bulông giữa dầm ngang với sườn tăng cường đầu dầm

Lực tác dụng vào bu lông ngoài cùng (bu lông này chịu lực tác dụng lớn nhất):

Do mômen tác dụng:

$$N_M = \frac{M_b \cdot I_l}{n \cdot (I_1^2 + I_2^2 + I_3^2)} = \frac{75,866,292 \times 600}{2 \times (120^2 + 360^2 + 600^2)} = 45,158.507 \text{ N}$$

Do lực cắt tác dụng:

$$N_V = \frac{V}{n_b} = \frac{216,760.833}{12} = 18,063.403 \text{ N}$$

Tổng lực tác dụng vào bulông ngoài cùng:

$$N_{ub} = \sqrt{N_M^2 + N_V^2} = \sqrt{45,158.507^2 + 18,063.403^2} = 48,637.2 \text{ N}$$

So sánh với  $R_n$ :

$$N_{ub} = 48,637.2 \text{ N} < R_n = 88,000 \text{ N} \Rightarrow \text{Mối nối đủ khả năng chịu lực}$$

### 3.11.2. Thiết kế khung ngang:

#### 3.11.2.1. Tải trọng:

Ta giả thiết rằng lực gió tác dụng vào nửa trên dầm, bản mặt cầu và lan can được truyền vào bản mặt cầu, còn tải trọng gió tác dụng vào nửa dưới thì được truyền vào bản cánh dưới.

Tính lực gió:

Áp lực gió:  $P_D = 0.0024 \text{ MPa}$

Hệ số tải trọng:  $\gamma = 1.4$

Chiều cao chấn gió của kết cấu:  $d_1 = 2,830 \text{ mm}$

Chiều cao chấn gió của dầm:  $d = 1200 \text{ mm}$

Lực gió có nhân hệ số tác dụng vào bản cánh dưới:

$$W_{bf} = \frac{\gamma \times P_D \times d}{2} = \frac{1.4 \times 0.0024 \times 1200}{2} = 2.016 \text{ N/mm}$$

Lực gió có nhân hệ số tác dụng vào bản cánh trên:

$$W_{tf} = \gamma \times P_D \times \left( d_1 - \frac{d}{2} \right) = 1.4 \times 0.0024 \times \left( 2,830 - \frac{1200}{2} \right) = 7.493 \text{ N/mm}$$

### 3.11.2.2. Nội lực:

Khoảng cách giữa các liên kết ngang:  $L_b = 3000 \text{ mm}$

Lực gió tác dụng vào thanh giằng dưới:

$$F_{bf} = W_{bf} \times L_b = 2.016 \times 3000 = 6,048 \text{ N}$$

Lực gió tác dụng vào thanh giằng trên:

$$F_{tf} = W_{tf} \times L_b = 7.493 \times 3000 = 22,478.4 \text{ N}$$

Góc giữa thanh giằng xiên và phương ngang:  $= 21^\circ$

Lực gió tác dụng vào thanh giằng xiên:

$$F_d = \frac{F_{tf}}{\cos \alpha} = \frac{22,478.4}{\cos 21^\circ} = 24,077.626 \text{ N}$$

### 3.11.2.3. Kiểm toán thanh giằng trên:

Lực gió trong thanh giằng trên được giả thiết là bằng 0 vì các thanh chéo sẽ truyền lực gió trực tiếp vào bản mặt cầu. Để cung cấp độ ổn định ngang cho bản cánh trên trong suốt quá trình thi công ta chọn thép góc  $100 \times 100 \times 10$  đối với thanh giằng trên.

### 3.11.2.4. Kiểm toán thanh giằng dưới:

Ta sử dụng thép góc đều cạnh  $100 \times 100 \times 10$  có các đặc trưng hình học sau:

$$A_s = 1920 \text{ mm}^2 \quad r_{\min} = 30.5 \text{ mm}$$

$$L = 2,230 \text{ mm} \quad F_y = 250 \text{ Mpa}$$

Kiểm tra độ mảnh cầu kiện:

Xét tỷ số:

$$\frac{K.L}{r_{\min}} \leq 140$$

Trong đó:

$K = 0.75$ : hệ số chiều dài hiệu dụng

Thay số:

$$\frac{0.75 \times 2,230}{30.5} = 54.836 < 140 \rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

Tỷ số bề rộng mặt cắt / chiều dày:

$$\frac{b}{t} \leq k \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Trong đó:

$k = 1.49$ : hệ số oằn của thanh giằng

Thay số:

$$\frac{100}{10} = 10 \leq 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42.1 \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

#### 3.11.2.5. Kiểm toán cường độ:

Xác định  $P_n$ :

$$\begin{aligned} \lambda &= \left( \frac{k.L}{\pi.r} \right)^2 \cdot \frac{F_y}{E} \\ &= \left( \frac{0.75 \times 2,230}{3.14 \times 30.5} \right)^2 \times \frac{250}{200,000} = 0.381 \end{aligned}$$

$$\lambda = 0.381 \leq 2.25$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_n &= 0.66^\lambda \times F_y \cdot A \\ &= 0.66^{0.381} \times 250 \times 1920 = 409,747.493 \text{ N} \end{aligned}$$

Vậy sức kháng nén dọc trục có hệ số là:

$$P_r = 0.9 \times 409,747.493 = 368,772.743 \text{ N} \geq F_{br} = 6,048 \text{ N} \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

#### 3.11.2.6. Kiểm toán thanh giằng xiên:

Ta sử dụng thép góc đều cạnh  $100 \times 100 \times 10$  có các đặc trưng hình học sau:

$$A_s = 1920 \text{ mm}^2 \qquad r_{\min} = 30.5 \text{ mm}$$

$$L = 1140 \text{ mm} \qquad F_y = 250 \text{ Mpa}$$

## 3.11.2.7. Kiểm tra độ mảnh cấu kiện:

Xét tỷ số:

$$\frac{K.L}{r_{\min}} \leq 140$$

Trong đó:

K = 0.75: hệ số chiều dài hiệu dụng

Thay số:

$$\frac{0.75 \times 1140}{30.5} = 28.033 < 140 \rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

Tỷ số bề rộng mặt cắt / chiều dày:

$$\frac{b}{t} \leq k \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Trong đó:

k = 1.49 : hệ số oằn của thanh giằng

$$\text{Thay số: } \frac{100}{10} = 10 \leq 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42.1 \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

## 3.11.2.8. Kiểm toán cường độ:

Xác định  $P_n$ :

$$\begin{aligned} \lambda &= \left( \frac{K.L}{\pi.r} \right)^2 \cdot \frac{F_y}{E} \\ &= \left( \frac{0.75 \times 1140}{3.14 \times 30.5} \right)^2 \times \frac{250}{200,000} = 0.1 \end{aligned}$$

$$\lambda = 0.1 \leq 2.25$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_n &= 0.66^\lambda \times F_y \cdot A \\ &= 0.66^{0.1} \times 250 \times 1,920 = 460,554.37 \text{ N} \end{aligned}$$

Vậy sức kháng nén dọc trục có hệ số là:

$$P_r = 0.9 \times 460,554.37 = 414,498.933 \text{ N} \geq F_{ur} = 22,478.4 \text{ N} \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

## 3.11.2.9. Thiết kế mối nối bulong giữa hệ khung ngang và sườn tầng cường:

Chọn bulông có đường kính  $d=22\text{mm}$ 

Xác định khả năng chịu lực của một bulông:

Khả năng chống trượt:  $R_{nt} = K_h \times K_s \times N_s \times P_t$

Trong đó:

$K_h = 1$ : hệ số kích thước lỗ

$K_s = 0.5$ : hệ số điều kiện bề mặt

$P_t = 176,000\text{N}$ : lực căng yêu cầu tối thiểu ứng với  $d=22\text{mm}$

$$\Rightarrow R_{nt} = 1 \times 0.5 \times 1 \times 176,000 = 88,000 \text{ N}$$

Xác định số bulông cho các liên kết ngang:

Thanh giằng trên:

$$n_b = \frac{F_{tr}}{R_{nt}} = \frac{22,478.4}{88,000} = 0.255 \text{ bulông}$$

Thanh giằng xiên:

$$n_b = \frac{F_d}{R_{nt}} = \frac{24,077.626}{88,000} = 0.274 \text{ bulông}$$

Thanh giằng dưới:

$$n_b = \frac{F_{bf}}{R_{nt}} = \frac{6,048}{88,000} = 0.069 \text{ bulông}$$

Vậy ta chọn 2 bulông  $d = 22 \text{ mm}$  cho mỗi liên kết thanh giằng trên, thanh giằng xiên và thanh giằng dưới.

#### 3.11.2.10. Sơ bộ cấu tạo và bố trí:

- Liên kết khung ngang: có 22 liên kết khung ngang trên mỗi dầm  
Khoảng cách giữa các liên kết ngang 3000 mm.  
Dùng thép L 100 x 100 x 10 (cho cả thanh xiên và thanh ngang)  
Thanh ngang dài: 2,230 mm  
Thanh xiên dài: 1140 mm  
Mỗi liên kết ngang có:  $2 \times 1 = 2$  thanh liên kết ngang,  $2 \times 1 = 2$  thanh liên kết xiên

- Liên kết ngang ở đầu dầm:

Dầm ngang W760x196 dài 2,230mm

#### 3.11.3. Thiết kế mối hàn sườn dầm và cánh dầm:

##### 3.11.3.1. Mối nối hàn góc chịu kéo và nén:

Ứng suất nén tác dụng vào mối hàn góc trên:



$$f_{t-h} = f^t \times \frac{D_c}{D_c + t_c} = 221.192 \times \frac{620.343}{620.343 + 20} = 214.283 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$f_{t-h} = f^t \times \frac{D_c}{D_c + t_c} = 219.272 \times \frac{623.618}{623.618 + 20} = 212.458 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

Ứng suất kéo tác dụng vào mỗi hàn góc dưới:

$$f_{b-h} = f^b \times \frac{D - D_c}{d - D_c - t_c} = 193.321 \times \frac{1140 - 620.343}{1200 - 620.343 - 20} = 179.504 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$f_{b-h} = f^b \times \frac{D - D_c}{d - D_c - t_c} = 189.552 \times \frac{1140 - 623.618}{1200 - 623.618 - 20} = 175.925 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

Ứng suất tại vị trí mỗi hàn chồng bản cánh dưới và bản phủ dầm thép:

$$f_{b-h} = f^b \times \frac{D - D_c + t_f}{d - D_c - t_c} = 193.321 \times \frac{1140 - 620.343 + 20}{1200 - 620.343 - 20} = 186.412 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$f_{b-h} = f^b \times \frac{D - D_c + t_f}{d - D_c - t_c} = 189.552 \times \frac{1140 - 623.618 + 20}{1200 - 623.618 - 20} = 182.738 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

Ta dùng  $f_{t-h} = 214.283 \text{ Mpa}$  (dầm biên) và  $f_{t-h} = 212.458 \text{ Mpa}$  (dầm giữa) để kiểm toán.

Ứng suất thiết kế mỗi hàn phải lấy giá trị max trong 2 giá trị sau:

$$f = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,75F_y \\ \frac{\max(f_{t-h}, f_{b-h}) + F_y}{2} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \times 250 = 187.5 \text{ Mpa} \\ \frac{214.283 + 250}{2} = 232.142 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$= 232.142 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$f = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,75F_y \\ \frac{\max(f_{t-h}, f_{b-h}) + F_y}{2} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \times 250 = 187.5 \text{ Mpa} \\ \frac{212.458 + 250}{2} = 231.229 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$= 231.229 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

So sánh:

Dầm biên:

$$f = 232.142 \text{ Mpa} < F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$f_{b-h} = 186.412 \text{ Mpa} < F_y = 250 \text{ Mpa}$$

Dầm giữa:

$$f = 231.229 \text{ Mpa} < F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$f_{b-h} = 182.738 \text{ Mpa} < F_y = 250 \text{ Mpa}$$

⇒ **Thỏa mãn**

### 3.11.3.2. Mỗi nối hàn góc chịu cắt:

Theo kết quả tính toán nội lực tại vị trí các mặt cắt ở trên thì lực cắt tại gối là lớn nhất. Do đó ta dùng lực cắt tại gối để kiểm toán.

Công thức xác định ứng suất cắt:  $\tau = \frac{VS^c}{2I \times 0.707D}$

Trong đó:

V: lực cắt tại vị trí gối theo trạng thái giới hạn cường độ

$$V_u = 1,156,212 \text{ N (dầm biên)}$$

$$V_u = 956,752 \text{ N (dầm giữa)}$$

Sc: momen tĩnh của mặt cắt dầm

$$S^c = 24,361,120 \text{ mm}^3 \text{ (dầm biên)}$$

$$S^c = 24,562,030 \text{ mm}^3 \text{ (dầm giữa)}$$

I: momen quán tính của mặt cắt dầm

$$I_{ST} = 29,959,558,463 \text{ mm}^4 \text{ (dầm biên)}$$

$$I_{ST} = 30,179,684,971 \text{ mm}^4 \text{ (dầm giữa)}$$

Chọn đường hàn góc có D = 10mm

Thay số ta được:

$$\tau = \frac{1,156,212 \times 24,361,120}{2 \times 29,959,558,463 \times 0.707 \times 10} = 66,489 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$\tau = \frac{956,752 \times 24,562,030}{2 \times 30,179,684,971 \times 0.707 \times 10} = 55.068 \text{ Mpa (dầm giữa)}$$

Ứng suất thiết kế mỗi hàn phải lấy giá trị max trong 2 giá trị sau:

$$\tau_{ik} = \max \left\{ \frac{0.75F_y}{2}, \frac{\tau + F_y}{2} \right\} = \max \left\{ \frac{0.75 \times 250}{2} = 93.75 \text{ Mpa}, \frac{66.489 + 250}{2} = 158.245 \text{ Mpa} \right\}$$

$$= 187.5 \text{ Mpa (dầm biên)}$$

$$\tau_{tk} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.75F_y \\ \frac{\tau + F_y}{2} \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.75 \times 250 = 187,5 \text{ Mpa} \\ \frac{55.068 + 250}{2} = 152.534 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

= 187.5 Mpa (dầm giữa)

Chọn que hàn theo AWS là E7016-X có  $F_{exx} = 400 \text{ Mpa}$

Sức kháng tính toán của mỗi hàn phải lấy giá trị min trong 2 giá trị sau:

$$\tau_{tt} = \min \left\{ \begin{array}{l} F_y \\ 0.6\phi_{e2}F_{exx} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 250 \text{ Mpa} \\ 0.6 \times 0.8 \times 400 = 192 \text{ Mpa} \end{array} \right. = 192 \text{ Mpa}$$

So sánh:  $\tau_{tk} = 187.5 \text{ Mpa} < \tau_{tt} = 192 \text{ Mpa}$

Vậy mỗi hàn đảm bảo khả năng chịu lực.

## CHƯƠNG 4 : TÍNH TOÁN MỔ CẦU

#### 4.1. GIỚI THIỆU CHUNG

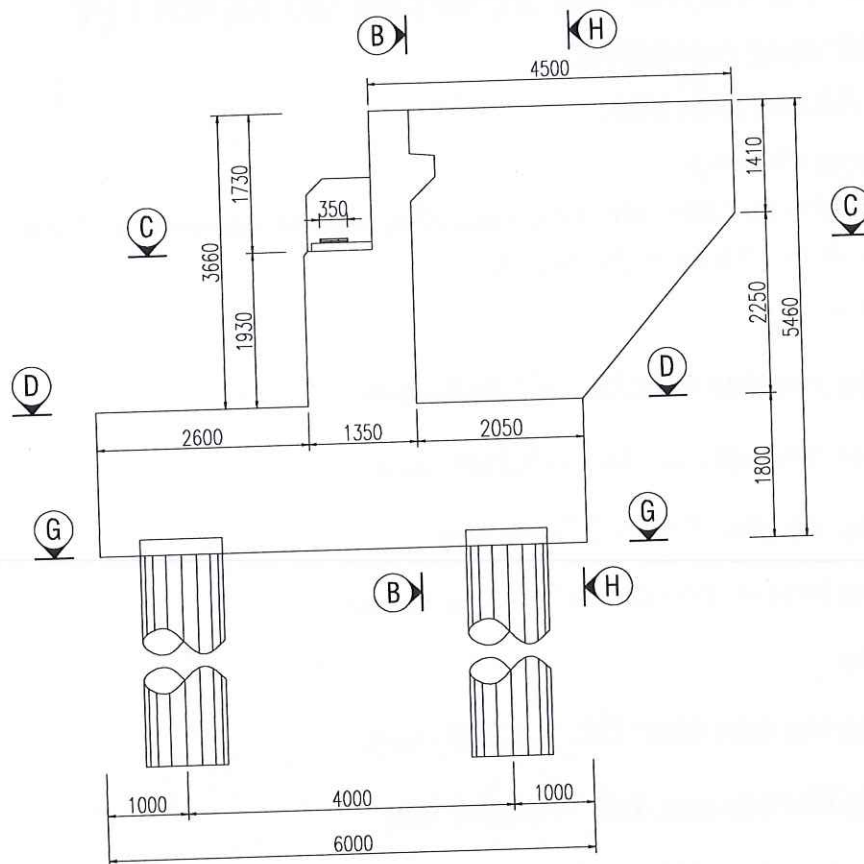
- |                       |                                       |
|-----------------------|---------------------------------------|
| - Loại mô thiết kế:   | Mô đặc chữ U bê tông cốt thép thường. |
| - Tên mô tính toán:   | M1                                    |
| - Quy trình thiết kế: | TCVN 11823:2017                       |
| - Hoạt tải thiết kế:  | Tổ hợp xe 0.65HL93                    |

#### 4.1.1. Số liệu thiết kế:

- Số gôì mỗ thiết kế:  $N=6$  gôì
- Chiều cao gôì thiết kế:  $h_g=50\text{mm}$
- Khoảng cách giữa các gôì mỗ theo phương ngang:  $S=1800\text{mm}$
- Khoảng cách từ gôì mỗ đến mép tường mỗ:  $a_g=750\text{mm}$
- Số làn xe thiết kế:  $n=2$  làn
- Hệ số làn xe:  $m=1$

#### 4.1.2. Kích thước hình học mố

- Mặt cắt cần kiểm toán:
- + Mặt cắt B-B: Tường cánh (phần thân).
- + Mặt cắt H-H: Tường cánh (phần đuôi).
- + Mặt cắt C-C: Đáy đỉnh.
- + Mặt cắt D-D: Đáy tường thân.
- + Mặt cắt G-G: Đáy bệ.



Hình 4.1: Mặt cắt tính toán mô cầu

#### 4.1.3. Vật liệu sử dụng

Cường độ chịu nén của bê tông  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Khối lượng riêng của bê tông  $\gamma_c = 0.25 \times 10^{-4} \text{ N / mm}^3$

Môđun đàn hồi của bê tông  $E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$

Cường độ chảy dẻo của cốt thép  $f_y = 280 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất ở trạng thái sử dụng :

Giới hạn ứng suất nén:  $0.45 \times f'_c = 0.45 \times 30 = 13.50 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất kéo:  $0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{30} = 2.74 \text{ MPa}$

#### 4.1.4. Các thông số đất đắp

- Trọng lượng riêng đất đắp:  $\gamma_s = 1800 \text{ (kG/m}^3\text{)}$

- Góc ma sát trong của đất đắp:  $\varphi = 30^\circ$

- Góc ma sát giữa đất và tường:  $\varphi = 30^\circ$



**4.2. CÁC TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN MỐ VÀ NỘI LỰC****4.2.1. Tác dụng của tĩnh tải:****4.2.1.1. Kết cấu phần trên:****a) Tải trọng tác dụng:**

\* Tĩnh tải kết cấu phần trên tác dụng xuống mố M1 bao gồm: (1/2 kết cấu nhịp), các tải trọng này được tính toán chương IV.

**- Dầm biên:**

+ Tải trọng bản thân dầm:  $DC_1 = 5.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng bản mặt cầu:  $DC_2 = 9.25 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lớp phủ:  $DW = 2.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lan can, bó vỉa:  $DC_3 = 7.68 \text{ N/mm}$

**- Dầm giữa:**

+ Tải trọng bản thân dầm:  $DC_1 = 5.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng bản mặt cầu:  $DC_2 = 9.25 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lớp phủ:  $DW = 2.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lan can, bó vỉa:  $DC_3 = 0 \text{ N/mm}$

**b) Phản lực gối không có hệ số do một dầm chủ tác dụng lên gối mố:****- Dầm biên:**

$$+ V_{DC}^b = \left[ (DC_1 + DC_2 + DC_3) \times \frac{L}{2} \right] = \left[ (5.24 + 9.25 + 7.68) \times \frac{36000}{2} \right] = 399060 \text{ N}$$

$$+ V_{DW}^b = DW \times \frac{L}{2} = 2.24 \times \frac{36000}{2} = 40320 \text{ N}$$

**- Dầm giữa:**

$$+ V_{DC}^g = \left[ (DC_1 + DC_2 + DC_3) \times \frac{L}{2} \right] = \left[ (5.24 + 9.25 + 0) \times \frac{36000}{2} \right] = 260820 \text{ N}$$

$$+ V_{DW}^g = DW \times \frac{L}{2} = 2.24 \times \frac{36000}{2} = 40320 \text{ N}$$

**4.2.1.2. Kết cấu phần dưới:****- Bệ mố:**

$$V_{bm} = 6 \times 2 \times 10.5 = 126 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow P_{bm} = 126 \times 25 = 3150 \text{ KN} = 3150000 \text{ N}$$

- Tường thân :

$$V_{tt} = 1.35 \times 1.93 \times 10.5 = 27.36 \text{m}^3$$

$$\rightarrow P_{tt} = 27.36 \times 25 = 683.94 \text{KN} = 683944 \text{N}$$

- Tường đỉnh (trên) :

$$V_{td} = 1.73 \times 0.5 \times 10.5 = 9.08 \text{m}^3$$

$$\rightarrow P_{td} = 9.08 \times 25 = 227.06 \text{KN} = 227063 \text{N}$$

- Mấu đỡ bản quá độ :

$$V_{mau} = \left( \frac{(0.27 + 0.6) \times 0.3}{2} \right) \times (10.5 - 2 \times 0.3) = 1.29 \text{m}^3$$

$$\rightarrow P_{mau} = 1.29 \times 25 = 32.30 \text{KN} = 32299 \text{N}$$

- Tường cánh (phần đuôi):

$$V_{tcd} = 2 \times 0.3 \times \left( \frac{1.32 + 3.365}{2} \times 2.00 \right) = 2.81 \text{m}^3$$

$$\rightarrow P_{tcd} = 2.81 \times 25 = 70.25 \text{KN} = 70250 \text{N}$$

- Tường cánh (phần thân):

$$V_{tct} = 2 \times 0.3 \times 3.66 \times 2.00 = 4.39 \text{m}^3$$

$$\rightarrow P_{mau} = 4.39 \times 25 = 109.80 \text{KN} = 109800 \text{N}$$

- Đá kê gối và gối kê:

$$V_{kg} = 6 \times (0.5 \times 0.6 \times 0.14) = 0.25 \text{m}^3$$

$$V_g = 6 \times (0.35 \times 0.35 \times 0.05) = 0.04 \text{m}^3$$

$$\rightarrow P_{dkg} = 0.25 \times 25 + 0.04 \times 78.5 = 9.39 \text{KN} = 9390 \text{N}$$

=> Tổng cộng :

$$\begin{aligned} P_{bt} &= P_{bm} + P_{tt} + P_{td} + P_{mau} + P_{tcd} + P_{tct} + P_{dkg} \\ &= 3150 + 683.94 + 227.06 + 32.30 + 70.25 + 109.80 + 9.39 \\ &= 4282.74 \text{KN} = 4282740 \text{N} \end{aligned}$$

4.2.1.3. Quy tải trọng về tìm dọc của mố:

- Tính tải do kết cấu phần trên truyền xuống kết cấu mố sẽ gây ra nội lực thẳng đứng  $P_i$ , mô men quay quanh trục ngang cầu  $M_y$ , và mômen quay quanh trục dọc cầu  $M_x$  (trường hợp này bằng 0 vì các dầm đối xứng), tùy theo khoảng cách giữa vị trí tìm gối và trọng tâm của các bộ phận tính toán nội lực.

- Những mặt cắt cần tính toán thân mố là: mặt cắt G-G (đáy bộ) ; D-D (đáy tường thân) ; C-C (tường đỉnh) ; B-B (tường cánh phần thân) và H-H (tường cánh phần đuôi)
- Quy ước moment hướng ra sông mang dấu âm, hướng vào bờ mang dấu dương

Bảng 4.1. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải mặt cắt G-G

| Mặt cắt G-G |         |        |      |           |           |
|-------------|---------|--------|------|-----------|-----------|
| Tĩnh tải    | DC      | DW     | x    | $M_{yDC}$ | $M_{yDW}$ |
| Phần trên   | (N)     | (N)    | (mm) | (Nmm)     | (Nmm)     |
| Dầm 1       | 399060  | 40320  | 0    | 0         | 0         |
| Dầm 2       | 260820  | 40320  | 0    | 0         | 0         |
| Dầm 3       | 260820  | 40320  | 0    | 0         | 0         |
| Dầm 4       | 260820  | 40320  | 0    | 0         | 0         |
| Dầm 5       | 260820  | 40320  | 0    | 0         | 0         |
| Dầm 6       | 399060  | 40320  | 0    | 0         | 0         |
| <b>Tổng</b> | 1841400 | 241920 |      | 0         | 0         |

| Kết cấu                | Tiết diện G-G  |        |                  |
|------------------------|----------------|--------|------------------|
|                        | P(N)           | e (mm) | M(N.mm)          |
| Bệ mố                  | 3150000        | 0      | 0                |
| Tường thân             | 683944         | 275    | 188084600        |
| Tường đỉnh             | 227063         | 700    | 158944100        |
| Mẫu đỡ bản quá độ      | 32299          | 1100   | 35528900         |
| Tường cánh (đuôi)      | 70250          | 3783   | 265755750        |
| Tường cánh (phần thân) | 109800         | 1950   | 214110000        |
| Đá kê gối              | 9390           | 0      | 0                |
| <b>Tổng cộng</b>       | <b>4282746</b> |        | <b>862423350</b> |

Bảng 4.2. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải mặt cắt D-D

| Mặt cắt D-D |        |       |      |            |           |
|-------------|--------|-------|------|------------|-----------|
| Tĩnh tải    | DC     | DW    | x    | $M_{yDC}$  | $M_{yDW}$ |
| phần trên   | (N)    | (N)   | (mm) | (Nmm)      | (Nmm)     |
| Dầm 1       | 399060 | 40320 | -275 | -109741500 | -11088000 |
| Dầm 2       | 260820 | 40320 | -275 | -71725500  | -11088000 |

|             |                |               |      |                   |                  |
|-------------|----------------|---------------|------|-------------------|------------------|
| Dầm 3       | 260820         | 40320         | -275 | -71725500         | -11088000        |
| Dầm 4       | 260820         | 40320         | -275 | -71725500         | -11088000        |
| Dầm 5       | 260820         | 40320         | -275 | -71725500         | -11088000        |
| Dầm 6       | 399060         | 40320         | -275 | -109741500        | -11088000        |
| <b>Tổng</b> | <b>1841400</b> | <b>241920</b> |      | <b>-506385000</b> | <b>-66528000</b> |

| Kết cấu           | Tiết diện D-D |        |                  |
|-------------------|---------------|--------|------------------|
|                   | P(N)          | e (mm) | M(N.m)           |
| Tường thân        | 683944        | 0      | 0                |
| Tường đỉnh        | 227063        | 425    | 96501775         |
| Mấu đỡ bản quá độ | 32299         | 825    | 26646675         |
| Đá kê gối         | 9390          | -275   | -2582250         |
| <b>Tổng cộng</b>  | <b>952696</b> |        | <b>120566200</b> |

Bảng 4.3. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải mặt cắt C-C

| Kết cấu           | Tiết diện C-C |        |                 |
|-------------------|---------------|--------|-----------------|
|                   | P(N)          | e (mm) | M(N.m)          |
| Tường đỉnh        | 227063        | 0      | 0               |
| Mấu đỡ bản quá độ | 32299         | 400    | 12919600        |
| <b>Tổng cộng</b>  | <b>259362</b> |        | <b>12919600</b> |

**4.2.2. Tác dụng của hoạt tải:**

- Xe 3 trục:

+ Khoảng cách giữa các trục: 4300 mm

+ Trọng lượng các trục:

- Trục trước:  $P_1 = 22750$  N

- Trục giữa:  $P_2 = 94250$  N

- Trục sau:  $P_3 = 94250$  N

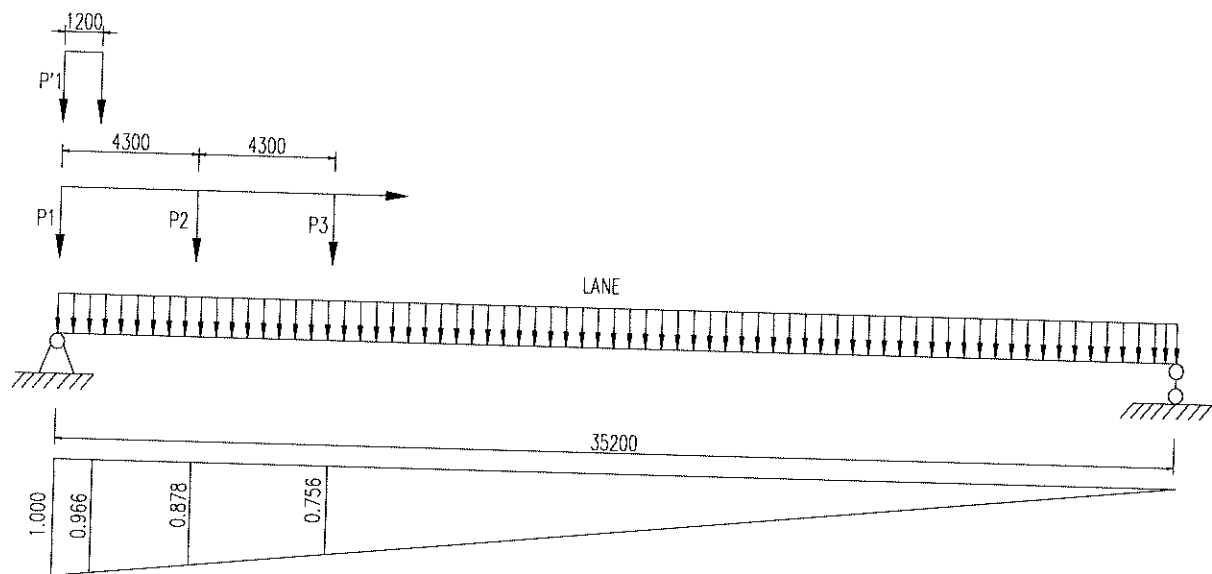
- Với xe 2 trục:

+ Khoảng cách giữa 2 trục 1200 mm

+ Trọng lượng các trục:  $P'_1 = P'_2 = 71500$  N

- Tải trọng làn là tải trọng phân bố dọc dầm với độ lớn:  $q = 9.3 \text{ N/mm}$

#### 4.2.2.1. Xếp tải dọc cầu:



Hình 4.2. Sơ đồ tính hoạt tải theo phương dọc cầu.

- Theo phương dọc cầu xếp xe trên tất cả các làn xe trên 1 nhịp để gây ra phản lực gối  $V$  và mômen  $M_y$  lớn nhất.

+ Phản lực gối do xe 3 trục:

$$R^{3tr} = P_1 \times y_1 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_3 = 22750 \times 0.756 + 94250 \times (1 + 0.878) = 194178 \text{ N/mm}$$

+ Phản lực tại gối do xe 2 trục:

$$R^{2tr} = P_1 \times y_1' + P_2 \times y_2' = 71500 \times (1 + 0.966) = 140563 \text{ N/mm}$$

+ Phản lực tại gối do tải trọng làn gây ra:

$$R^{Lane} = q_{lane} \times \Omega_{lane} = 9.3 \times 17600 = 163680 \text{ N/mm}$$

\* So sánh các tổ hợp do hoạt tải gây ra:

- Tổ hợp 1:

$$R = R^{Lane} + R^{2tr} = 163680 + 140563 = 304243 \text{ N/mm}$$

- Tổ hợp 2:

$$R = R^{Lane} + R^{3tr} = 163680 + 194178 = 378588 \text{ N/mm}$$

\* Chọn tổ hợp 2 để tính toán, lực nén lớn nhất không hệ số được tính như sau :

$$R = [R^{Lane} + (1 + IM)R^{3tr}] \times m \times n$$

- Xét 1 làn chất tải  $n=1$ ,  $m=1.2$



$$R = (163680 + 1.33 \times 194175) \times 1.2 \times 1 = 506324 \text{ N / mm}$$

- Xét 2 làn chất tải  $n=2, m=1$

$$R = (163680 + 1.33 \times 194175) \times 1 \times 2 = 843874 \text{ N / mm}$$

=> Vậy theo phương dọc cầu ta chọn xếp 2 làn chất tải.

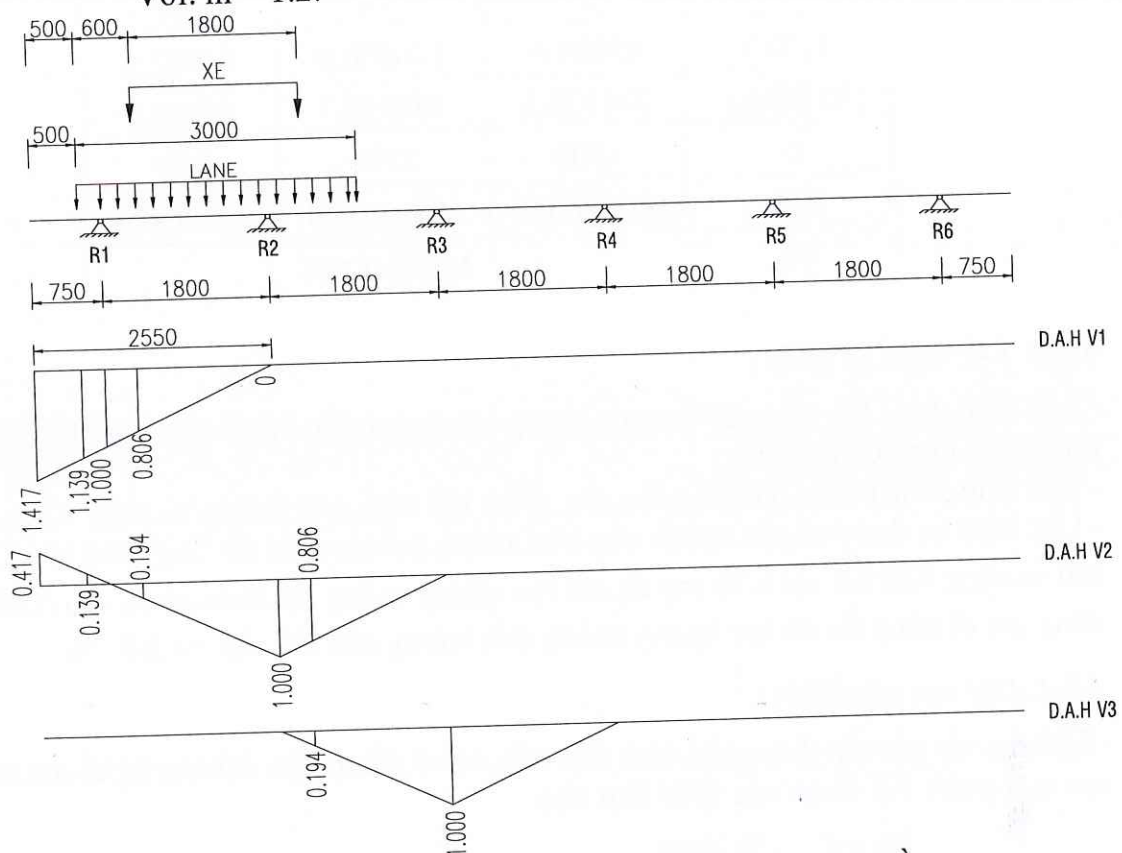
#### 4.2.2.2. Xếp tải ngang cầu:

\* 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:

$$V_{\text{lane}} = \frac{m \times R_{\text{lane}} \times \Omega_{\text{lane}}}{3000}$$

$$V^{\text{TR}} = m \times R^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

Với:  $m = 1.2$ .



Hình 4.3. Sơ đồ tính hoạt tải theo phương ngang cầu.

\* Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

- Tính đại diện cho gối 1: (1 làn chất tải)

$$+ \text{Ta có : } \Omega_{\text{lane}} = 0.5 \times 2050 \times 1.139 = 1167.48 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = (0.806 + 0) = 0.806$$

$$\Rightarrow \text{Vậy : } V_1^{\text{lane}} = \frac{1.2 \times 163680 \times 1167.48}{3000} = 76198 \text{ N}$$

$$V_1^{3\text{tr}} = 1.2 \times 194178 \times 0.5 \times 0.806 = 93904 \text{ N}$$

+ Tổng phản lực tại gối 1:

$$V = \left[ V_1^{\text{lane}} + (1 + IM)V_1^{\text{3tr}} \right]$$

$$= \left[ 76198 + (1 + 0.33) \times 93904 \right] = 201091 \text{ N}$$

Bảng 4.4. Phản lực tại gối do hoạt tải xếp ngang cầu

| Gối                                 | 1                 | 2         | 3        |
|-------------------------------------|-------------------|-----------|----------|
| $\Omega_{\text{lan}} (\text{mm}^2)$ | 1167.48           | 1582.00   | 250.69   |
| $\Sigma y_i$                        | 0.806             | 1         | 0.194    |
| V(Lane)                             | 76437.3           | 103576.7  | 16413.2  |
| V(PL)                               | 0.0               | 0.0       | 0.0      |
| V(3tr)                              | 93904.5           | 116506.8  | 22602.3  |
| V(Tổng)                             | 201330.3          | 258530.7  | 46474.3  |
| e                                   | 4500              | 2700      | 900      |
| $M_{xi}$                            | 905986350         | 698032890 | 41826870 |
| $M_x$                               | <b>1645846110</b> |           |          |

**4.2.3. Lực hãm xe (BR):**

- Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng các trục xe tải hay 2 trục thiết kế trên tất cả các làn xe chạy cùng chiều.
- Lực hãm xe đặt theo phương dọc cầu, điểm đặt cách mặt đường xe chạy 1.8m.
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống mố qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống mố khác nhau. Do ở mố cầu ta dùng gối di động do đó lực ngang không ảnh hưởng đến mố cầu  $\Rightarrow BR = 0$ .

**4.2.4. Lực ma sát (FR):**

- Lực ma sát gối cầu được xác định dựa trên cơ sở giá trị cực đại của hệ số ma sát giữa các mặt trượt. FR được xác định như sau:

$$FR = f_{\max} \times N \text{ (kN)}$$

Trong đó:

- +  $f_{\max}$  : Hệ số ma sát giữa bê tông và gối cầu (di động),  $f_{\max} = 0.3$
- +  $N$  : phản lực gối do tĩnh tải và hoạt tải (không kể xung kích gây ra)

$$N = N_{tt} + N_{ht}$$

- +  $N_{tt}$ : Tổng phản lực gối do tĩnh tải:

$$N_{tt} = N_{DC} + N_{DW} = 1841400 + 241920 = 2083320 \text{ N}$$

- +  $N_{ht}$ : Tổng phản lực gối do hoạt tải:

$$\begin{aligned}
 N_{ht} &= \left[ R^{lane} + (1 + IM) R^{3tr} \right] \times m \times n \\
 &= (163680 + 1.33 \times 194178) \times 1 \times 2 = 843874 \text{ N / mm} \\
 \rightarrow N &= N_{tt} + N_{ht} = 2083320 + 843874 = 2927194 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow FR = f_{max} \times N = 0.3 \times 2927194 = 878158 \text{ N}$$

- Điểm đặt lực ma sát so với mặt cắt D-D:  $e = 2120 \text{ mm}$
- Điểm đặt lực ma sát so với mặt cắt G-G:  $e = 4120 \text{ mm}$

#### 4.2.5. Lực li tâm (CE):

- Do ở đây ta thiết kế mố của cầu thẳng nên không có lực li tâm.

#### 4.2.6. Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu (WS):

a) Tác dụng theo phương ngang.

- Diện tích hứng gió của kết cấu thượng tầng bxxh được xác định như sau:

$$+ b = 36000 \text{ mm}$$

$$+ h = h_{LC} + h_{DC} = 1340 + 1200 = 2540 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{KCN} = 0.5 \times (b \times h) = 0.5 \times (36000 \times 2540) = 45720000 \text{ mm}^2$$

- Diện tích hứng gió của kết cấu mố được xác định bao gồm diện tích cánh mố và thân mố

$$\Rightarrow A_{MO} = 15475500 \text{ mm}^2$$

- \* 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:

$$WS = P_D = 0.0006 \times V^2 \times A_t \times C_d \geq 1.8 A_t (\text{kN})$$

- Trong đó :

+ Tốc độ gió  $V_B$  giả sử được lấy trong vùng 4, ta có:

- $V_B = 59 \text{ m/s}$  : Là 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.

- $S = 1.09$  : Là 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

$$\Rightarrow V = V_B \times S = 59 \times 1.09 = 64.3 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow \text{Đối với sức gió tiêu chuẩn: } \Rightarrow V = V_B \times S = 25 \times 1.09 = 27.25 \text{ m/s}$$

+  $C_d$  : Hệ số cản được quy định trong A3.8.1.2.1.1, phụ thuộc vào tỉ số  $b/d$ .

$$b = 9500 \text{ Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)}$$

$$d = 2540 \text{ Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc, nếu có (mm).}$$

$\rightarrow$  Tra bảng A3.8.1.2.1-1, ta lấy hệ số cản gió :  $C_d = 1.41$

$$\Rightarrow P_B = 0.0006 \times (64.3)^2 \times 1.41 = 3.50 \text{ kN / m}^2$$

- Tương tự với sức gió tiêu chuẩn là 25 m/s thì ta có

$$\Rightarrow P_{B25} = 0.0006 \times (27.25)^2 \times 1.41 = 0.63 \text{ kN / m}^2 \text{ vậy giá trị thiết kế là 1.8}$$

\* Giả sử mặt hứng gió vuông góc phương gió, khi đó gió ngang là:

$$WS = P_B \times A_t$$

Bảng 4.5. Lực gió tác dụng lên kết cấu theo phương ngang

| Bảng tải trọng gió ngang tới mặt cắt G-G |            |                                        |               |                   |                      |                  |
|------------------------------------------|------------|----------------------------------------|---------------|-------------------|----------------------|------------------|
| Kết cấu                                  | $e_z$ (mm) | $A_{w, \text{sup}}$ (mm <sup>2</sup> ) | WS (N)        | $M_x$ (Nmm)       | WS <sub>25</sub> (N) | $M_{x25}$ (Nmm)  |
| Mố                                       | 4050       | 15475500                               | 54147         | 219295350         | 27856                | 112816800        |
| KCPT                                     | 5190       | 45720000                               | 159968        | 830233920         | 82296                | 427116240        |
| Tổng                                     |            |                                        | <b>214115</b> | <b>1049529270</b> | <b>110152</b>        | <b>539933040</b> |
| Bảng tải trọng gió ngang tới mc D-D      |            |                                        |               |                   |                      |                  |
| Kết cấu                                  | $e_z$ (mm) | $A_{w, \text{sup}}$ (mm <sup>2</sup> ) | WS (N)        | $M_x$ (Nmm)       | WS <sub>25</sub> (N) | $M_{x25}$ (Nmm)  |
| Mố                                       | 2050       | 15475500                               | 54147         | 111001350         | 27856                | 57104800         |
| KCPT                                     | 3190       | 45720000                               | 159968        | 510297920         | 82296                | 262524240        |
| Tổng                                     |            |                                        | <b>214115</b> | <b>621299270</b>  | <b>110152</b>        | <b>319629040</b> |

b) Tác dụng theo phương dọc cầu.

- Lực gió theo phương dọc bằng 0.

4.2.6.1. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL):

a) Tác dụng theo phương 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

$$\text{dụng lên lên mố : } L = \frac{1}{2} \times 36000 = 18000 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow WL_n = 1.5 \times 18000 = 27000 \text{ N}$$

b) Tác dụng theo phương dọc cầu



- 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.

$$\Rightarrow WL_D = 0.75 \times 18000 = 13500N$$

4.2.6.2. Nội lực do trọng lượng đất đắp:

- Chiều cao đất đắp sau mố = 3660 mm
- Chiều cao đất đắp trước mố = 0 mm
- Chiều rộng toàn cầu = 10500 m
- Chiều rộng mố chịu tác dụng của các lớp (không kể tường cánh) = 9900 m
- Bề rộng bệ sau thân mố: 2050 mm
- Bề rộng bệ trước thân mố: 2600 mm
- Diện tích tác dụng sau mố =  $2050 \times 9900 = 20295000 \text{ mm}^2$ .
- Diện tích tác dụng trước mố =  $2600 \times 10500 = 27300000 \text{ mm}^2$ .
- Trọng lượng riêng của đất đắp sau mố =  $18 \text{ KN/m}^3$

Bảng 4.6. Nội lực cho tiết diện g-g do trọng lượng đất đắp

| Tính tải đất đắp |                  |        |                   |
|------------------|------------------|--------|-------------------|
| Kết cấu          | Tiết diện G-G    |        |                   |
|                  | P (N)            | e (mm) | M(Nmm)            |
| Đất sau mố       | 1337034.6        | 1975   | 2640643335        |
| Đất trước mố     | 0                | -1700  | 0                 |
| Tổng cộng        | <b>1337034.6</b> |        | <b>2640643335</b> |

a) Áp lực đất tác dụng lên thân mố:

\* Áp lực ngang đất (EH):

- Áp lực ngang của đất đắp lên mố tính theo công thức:

$$EH = \gamma \times H^2 \times K \times \frac{1}{2} \text{ (KN/m)}$$

$$P_{EH} = EH \times b$$

Trong đó

$$b = 9.9 \text{ m}$$

H : chiều cao áp lực đất

H<sub>1</sub> chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện G-G = 5245 m

H<sub>2</sub> chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện D-D = 3245 m



$H_3$  chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện C-C = 1795 m

$K$  : 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:

$$T = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \times \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta + \delta) + \sin(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Với:

- +  $\delta = 30^\circ$  : Góc ma sát giữa đất đắp và tường.
- +  $\beta = 0^\circ$  : Góc của đất đắp với tường nằm ngang.
- +  $\theta = 90^\circ$  : Góc của đất đắp sau tường với phương thẳng đứng.
- +  $\varphi' = 30^\circ$  : Góc nội ma sát của đất đắp.

- Thay vào, ta có:

$$T = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 30^\circ) \times \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ + 30^\circ) + \sin(90^\circ - 0^\circ)}} \right]^2 = 2.195$$

$$\Rightarrow K_a = \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{(2.195 \times \sin^2 90^\circ) \times \sin(90^\circ - 30^\circ)} = 0.395$$

- 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  $0.4 H$ .

-  $H$  là tổng chiều cao tường tính từ mặt đất đắp đến đáy móng.

Bảng 4.7. Áp lực ngang do đắp đắp lên thân mố

| Tiết diện | Áp lực ngang của đất đắp lên tường (EH) |         |       |             |
|-----------|-----------------------------------------|---------|-------|-------------|
|           | H (mm)                                  | P(N)    | e(mm) | M(Nmm)      |
| G-G       | 5460                                    | 1049204 | 2184  | -2291462314 |
| D-D       | 3660                                    | 471451  | 1464  | -690204914  |
| C-C       | 1730                                    | 105334  | 692   | -72890864   |

\* Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm (LS):

- 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  $h_{cq}$

- Áp lực ngang do hoạt tải sau mố tính theo công thức :

$$LS = K \times h_{cq} \times \gamma \times H \text{ (KN/m)}$$

$$P_{LS} = LS \times b$$

Vị trí đặt hợp lực là  $0.5H$

Trong đó :

$K = 0.395$  : Hệ số áp lực đất.

-  $H_{cq}$  Chiều cao lớp đất tương đương phụ thuộc vào chiều cao tường chắn (m)

Bảng 4.8. Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm lên thân mố

| Tiết diện | Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm sau mố (LS) |               |              |            |
|-----------|------------------------------------------------|---------------|--------------|------------|
|           | H(mm)                                          | $h_{cq}$ (mm) | $P_{LS}$ (N) | M(N.mm)    |
| G-G       | 5460                                           | 839           | 322448       | -880283040 |
| D-D       | 3660                                           | 1103          | 284159       | -520010970 |
| C-C       | 1730                                           | 1633          | 198855       | -172009575 |

\* Áp lực đất thẳng đứng (VS):

- 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 G-G khi thiết kế mố. Trị số VS được tính như sau :

$$VS = h_{cq} \times \gamma \times 2200 \times 15400 = 839 \times 18 \times 10^{-6} \times 2050 \times 9900 = 306495 \text{ N}$$

$$\Rightarrow M_{VS} = VS \times \left( 950 + \frac{2050}{2} \right) = 306495 \times \left( 950 + \frac{2050}{2} \right) = 605327803 \text{ N.mm}$$

b) Áp lực đất tác dụng lên tường cánh:

\* Áp lực ngang đất (EH):

- Áp lực ngang của đất đắp lên mố tính theo công thức:

$$EH = \gamma \times H^2 \times K \times \frac{1}{2} \text{ (KN/m)}$$

$$P_{EH} = EH \times L$$

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 B-B:  $L = B_{c1} = 2.00 \text{ m}$

$L_2$ : Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện H-H:  $L = B_{c2} = 2.00 \text{ m}$

+ H: chiều cao áp lực đất

$H_1$  chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện B-B:  $H_1 = 3.66 \text{ m}$

$H_2$  chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện H-H:  $H_2 = 2.54 \text{ m}$

+ 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.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{(T \times \sin^2 \theta) \times \sin(\theta - \delta)}$$

Trong đó:

$$T = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \times \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta + \delta) + \sin(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Với:

- +  $\delta = 30^\circ$ : Góc ma sát giữa đất đắp và tường.
- +  $\beta = 0^\circ$ : Góc của đất đắp với tường nằm ngang.
- +  $\theta = 90^\circ$ : Góc của đất đắp sau tường với phương thẳng đứng.
- +  $\varphi' = 30^\circ$ : Góc nội ma sát của đất đắp.

- Thay vào, ta có:

$$T = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(30^\circ + 30^\circ) \times \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\sin(90^\circ + 30^\circ) + \sin(90^\circ - 0^\circ)}} \right]^2 = 2.195$$

$$\Rightarrow K_a = \frac{\sin^2(90^\circ + 30^\circ)}{(2.195 \times \sin^2 90^\circ) \times \sin(90^\circ - 30^\circ)} = 0.395$$

- 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  $0.4H$ .

-  $H$ : là tổng chiều cao tường tính từ mặt đất đắp đến đáy móng.

Bảng 4.9. Áp lực ngang do đất đắp lên tường cánh

| Tiết diện | Áp lực ngang của đất đắp lên tường cánh (EH) |        |       |       |           |
|-----------|----------------------------------------------|--------|-------|-------|-----------|
|           | H (mm)                                       | L (mm) | P(N)  | e(mm) | M(Nmm)    |
| B-B       | 3660                                         | 2000   | 95243 | 1464  | 139435336 |
| H-H       | 2540                                         | 2000   | 45871 | 1016  | 46604810  |

\* Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm (LS):

- 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  $h_{cq}$

- Áp lực ngang do hoạt tải sau mố tính theo công thức:

$$LS = K \times h_{cq} \times \gamma \times H \text{ (KN/m)}$$

$$P_{LS} = LS \times b$$

- Vị trí đặt hợp lực là  $0.5H$

Trong đó: +  $K = 0.395$

+  $H_{cq}$  Chiều cao lớp đất tương đương phụ thuộc vào chiều cao tường chắn (m)

+  $L$ : Chiều rộng tường cánh chịu tải trọng đất đắp sau mố



- $L_1$ : Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện B-B:  $L = B_{c1} = 2.00\text{m}$
- $L_2$ : Chiều rộng tường cánh tác dụng tại tiết diện H-H:  $L = B_{c2} = 2.00\text{m}$
- +  $H$ : chiều cao áp lực đất
- $H_1$  chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện B-B:  $H_1 = 3.66\text{m}$
- $H_2$  chiều cao áp lực đất tác dụng tại tiết diện H-H:  $H_2 = 2.54\text{m}$

Bảng 4.10. Áp lực ngang do hoạt tải chất thêm lên tường cánh

| Tiết diện | Áp lực ngang do hoạt tải sau mố lên tường cánh (LS) |               |        |       |           |
|-----------|-----------------------------------------------------|---------------|--------|-------|-----------|
|           | H(mm)                                               | $h_{eq}$ (mm) | L (mm) | LS(N) | M(Nmm)    |
| B-B       | 3660                                                | 1103          | 2000   | 57406 | 105052980 |
| H-H       | 2540                                                | 1353          | 2000   | 48869 | 62063630  |

## 4.2.6.3. Tổng hợp tải trọng:

Bảng 4.11. Bảng hệ số tải trọng

| Tên tải trọng                   |        | CĐ I | CĐ II | CĐ III | SD  |
|---------------------------------|--------|------|-------|--------|-----|
| Tĩnh tải nhịp và mố             | DC     | 1.25 | 1.25  | 1.25   | 1   |
| Lớp phủ                         | DW     | 1.5  | 1.5   | 1.5    | 1   |
| Áp lực ngang của đất            | EH     | 1.5  | 1.5   | 1.5    | 1   |
| Tĩnh tải đất đắp                | EV     | 1.35 | 1.35  | 1.35   | 1   |
| Hoạt tải xe ô tô                | LL     | 1.75 | 0     | 1.35   | 1   |
| Áp lực ngang do hoạt tải sau mố | LS     | 1.75 | 0     | 1.35   | 1   |
| Gió lên công trình              | WS     | 0    | 1.4   | 0.4    | 0.3 |
| Gió lên xe cộ                   | WL     | 0    | 0     | 1      | 1   |
| Lực hãm xe                      | BR     | 1.75 | 0     | 1.35   | 1   |
| Hệ số điều chỉnh tải trọng      | $\eta$ | 1.05 | 1.05  | 1.05   | 1   |

## a) Tổng hợp nội lực mặt cắt G-G:

Bảng 4.12 Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt G-G

| Tên tải trọng        |    | $\Sigma V$<br>(N) | $\Sigma H_x$<br>(N) | $\Sigma M_y$<br>(Nmm) | $\Sigma H_y$<br>(N) | $\Sigma M_x$<br>(Nmm) |
|----------------------|----|-------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|
| Tĩnh tải nhịp và mố  | DC | 6123965           | 0                   | 862517506             | 0                   | 0                     |
| Lớp phủ              | DW | 241920            | 0                   | 0                     | 0                   | 0                     |
| Áp lực ngang của đất | EH | 0                 | 1049204             | -2291462314           | 0                   | 0                     |

|                                      |           |    |         |        |             |        |      |
|--------------------------------------|-----------|----|---------|--------|-------------|--------|------|
| Tĩnh tải đất đắp                     |           | EV | 1337035 | 0      | 2640643335  | 0      |      |
| Hoạt tải xe ô tô                     |           | LL | 843874  | 0      | 0           | 0      | 164  |
| Áp lực ngang do hoạt tải sau mố      |           | LS | 0       | 322448 | -880283040  | 0      |      |
| Áp lực thẳng đứng do hoạt tải sau mố |           | LS | 306495  | 0      | 605327803   | 0      |      |
| Gió lên công trình                   | Ngang cầu | WS | 0       | 0      | 0           | 214115 | 1049 |
|                                      | Dọc cầu   | WS | 0       | 0      | 0           | 0      |      |
| Gió lên xe cộ                        | Ngang cầu | WL | 0       | 0      | 0           | 27000  | 2010 |
|                                      | Dọc cầu   | WL | 0       | 13500  | -100534500  | 0      |      |
| Lực ma sát                           |           | FR | 0       | 878158 | -3618011166 | 0      |      |

Bảng 4.13. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt G-G

| Tổ hợp tải trọng | N(N)     | Hướng dọc |             | Hướng ngang |            |
|------------------|----------|-----------|-------------|-------------|------------|
|                  |          | $H_x(N)$  | $M_y(N.mm)$ | $H_y(N)$    | $M_x(N.m)$ |
| TTGH CDI         | 12427777 | 3167061   | -3038028963 | 0           | 30242422   |
| TTGH CDII        | 10313975 | 2574563   | -2532798715 | 314749      | 15428080   |
| TTGH CDIII       | 11944622 | 3045808   | -3028108988 | 74614       | 27708811   |
| TTGH SD          | 8546793  | 1940862   | -2506847139 | 118235      | 23628428   |

b) Tổng hợp nội lực mặt cắt D-D:

Bảng 4.14. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt D-D

| Tên tải trọng                        |           | $\Sigma V$<br>(N) | $\Sigma H_x$<br>(N) | $\Sigma M_y$<br>(Nmm) | $\Sigma H_y$<br>(N) | $\Sigma M_x$<br>(Nmm) |
|--------------------------------------|-----------|-------------------|---------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|
| Tĩnh tải nhịp và mố                  | DC        | 2793890           | 0                   | -385762603            | 0                   | 0                     |
| Lớp phủ                              | DW        | 241920            | 0                   | -66528000             | 0                   | 0                     |
| Áp lực ngang của đất                 | EH        | 0                 | 471451              | -690204914            | 0                   | 0                     |
| Tĩnh tải đất đắp                     | EV        | 0                 | 0                   | 0                     | 0                   | 0                     |
| Hoạt tải xe ô tô                     | LL        | 843874            | 0                   | -232065213            | 0                   | 164584610             |
| Áp lực ngang do hoạt tải sau mố      | LS        | 0                 | 284159              | -520010970            | 0                   | 0                     |
| Áp lực thẳng đứng do hoạt tải sau mố | LS        | 0                 | 0                   | 0                     | 0                   | 0                     |
| Gió lên công trình                   | Ngang cầu | WS                | 0                   | 0                     | 214115              | 621299270             |
|                                      | Dọc cầu   | WS                | 0                   | 0                     | 0                   | 0                     |
| Gió lên xe cộ                        | Ngang cầu | WL                | 0                   | 0                     | 27000               | 147069000             |



|            |         |    |   |        |             |   |   |
|------------|---------|----|---|--------|-------------|---|---|
|            | Dọc cầu | WL | 0 | 13500  | -73534500   | 0 | 0 |
| Lực ma sát |         | FR | 0 | 878158 | -1861695066 | 0 | 0 |

Bảng 4.15. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt D-D

| Tổ hợp tải trọng | N(N)    | Hướng dọc          |                       | Hướng ngang        |                       |
|------------------|---------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
|                  |         | H <sub>x</sub> (N) | M <sub>y</sub> (N.mm) | H <sub>y</sub> (N) | M <sub>x</sub> (N.mm) |
| TTGH CĐI         | 5598622 | 2186744            | -5034887561           | 0                  | 3024242227            |
| TTGH CĐII        | 4048005 | 1664602            | -3652947575           | 314749             | 913309927             |
| TTGH CĐIII       | 5244195 | 2081572            | -4796226789           | 74614              | 2621653508            |
| TTGH SD          | 3879684 | 1647268            | -3829801266           | 91235              | 1979304891            |

c) Tổng hợp nội lực mặt cắt C-C:

Bảng 4.16. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt C-C

| Tên tải trọng                   |    | ΣV<br>(N) | ΣH <sub>x</sub><br>(N) | ΣM <sub>y</sub><br>(Nmm) | ΣH <sub>y</sub><br>(N) | ΣM <sub>x</sub><br>(Nmm) |
|---------------------------------|----|-----------|------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|
| Tĩnh tải nhịp và mố             | DC | 259361.5  | 0                      | 12919600                 | 0                      | 0                        |
| Áp lực ngang của đất            | EH | 0         | 105334                 | -72890864                | 0                      | 0                        |
| Áp lực ngang do hoạt tải sau mố | LS | 0         | 198855                 | -172009575               | 0                      | 0                        |

Bảng 4.17. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt C-C

| Tổ hợp tải trọng | N(N)   | Hướng dọc          |                       | Hướng ngang        |                       |
|------------------|--------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
|                  |        | H <sub>x</sub> (N) | M <sub>y</sub> (N.mm) | H <sub>y</sub> (N) | M <sub>x</sub> (N.mm) |
| TTGH CĐI         | 340412 | 531297             | -413913730            | 0                  | 0                     |
| TTGH CĐII        | 340412 | 165900             | -97846136             | 0                  | 0                     |
| TTGH CĐIII       | 340412 | 447777             | -341669708            | 0                  | 0                     |
| TTGH SD          | 259362 | 304189             | -231980839            | 0                  | 0                     |

d) Tổng hợp nội lực mặt cắt B-B:

Bảng 4.18. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt B-B

| Tên tải trọng        |    | ΣH <sub>y</sub><br>(N) | ΣM <sub>z</sub><br>(Nmm) |
|----------------------|----|------------------------|--------------------------|
| Áp lực ngang của đất | EH | 95243                  | 139435336                |

|                                 |    |       |           |
|---------------------------------|----|-------|-----------|
| Áp lực ngang do hoạt tải sau mố | LS | 57406 | 105052980 |
|---------------------------------|----|-------|-----------|

Bảng 4.19. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt B-B

| Tổ hợp tải trọng | Hướng ngang |             |
|------------------|-------------|-------------|
|                  | $H_y(N)$    | $M_x(N.mm)$ |
| TTGH CĐI         | 255491      | 412645505   |
| TTGH CĐII        | 150007      | 219610654   |
| TTGH CĐIII       | 231380      | 368523253   |
| TTGH SD          | 152649      | 244488316   |

e) Tổng hợp nội lực mặt cắt H-H:

Bảng 4.20. Bảng tổng hợp nội lực mặt cắt H-H

| Tên tải trọng                   |    | $\Sigma H_y$<br>(N) | $\Sigma M_z$<br>(Nmm) |
|---------------------------------|----|---------------------|-----------------------|
| Áp lực ngang của đất            | EH | 45871               | 46604810              |
| Áp lực ngang do hoạt tải sau mố | LS | 48869               | 62063630              |

Bảng 4.21. Tổng hợp nội lực theo các ttgh mặt cắt H-H

| Tổ hợp tải trọng | Hướng ngang |             |
|------------------|-------------|-------------|
|                  | $H_y(N)$    | $M_x(N.mm)$ |
| TTGH CĐI         | 162043      | 187444496   |
| TTGH CĐII        | 72247       | 73402576    |
| TTGH CĐIII       | 141518      | 161377771   |
| TTGH SD          | 94740       | 108668440   |

**4.3. THIẾT KẾ CỐT THÉP CHO CÁC MẶT CẮT.****4.3.1. Thiết kế cốt thép cho tường thân (mặt cắt D-D)**- Cường độ chịu nén của bê tông  $f'_c = 30 \text{ MPa}$ **4.3.1.1. Phương dọc cầu:**

- Kiểm tra độ mảnh của cột :

+ Diện tích tiết diện :  $F = b \times h = 10500 \times 1350 = 14175000 \text{ mm}^2$ + Mômen quán tính theo phương y:  $J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{10500 \times 1350^3}{12} = 2.1528 \times 10^{12} \text{ mm}^4$

+ Bán kính quán tính:  $r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{2.1528 \times 10^{12}}{14175000}} = 389.71 \text{ mm}$

$\Rightarrow r = \frac{K \times L}{r} = \frac{2 \times 1930}{389.71} = 9.90 \text{ mm} < 22 \text{ mm}$  (Thỏa)

Trong đó:

+ K : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 1 đầu ngàm 1 đầu tự do (K = 2)

+ L = 1930 mm : chiều dài thân mố

$\Rightarrow$  Thiết kế cột không xét đến ảnh hưởng độ mảnh.

\* Thiết kế như bài toán cột ngắn có :  $P_u = 5598622 \text{ N}$  ;  $M_u = 5034887561 \text{ N.mm}$ .

- Bề dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép:  $d' = 50 \text{ mm}$ .

- Chiều cao có hiệu của tiết diện  $d = 1350 - 50 = 1300 \text{ mm}$

- Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (30 - 28) = 0.84$$

$$a_b = \frac{0.003 \times E_s}{f_y + 0.003 \times E_s} \times \beta_1 \times d = \frac{0.003 \times 200000}{280 + 0.003 \times 200000} \times 0.84 \times 1300 = 740.75 \text{ mm}$$

- Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0.003 \times \frac{a_b - \beta_1 \times d'}{a_b} \times E_s = 0.003 \times \frac{740.75 - 0.84 \times 50}{740.75} \times 200000$$

$$= 566.15 \text{ Mpa} > 280 \text{ Mpa}$$

$\rightarrow$  Do đó:  $f'_s = f_y = 280 \text{ Mpa}$

- Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times f'_c \times a_b \times b) \\ = 0.75 \times (0.85 \times 30 \times 740.75 \times 10500) = 168584701.7 \text{ N} > P_u = 5598622 \text{ N}$$

$\Rightarrow$  Do đó cấu kiện phá hoại dẻo, xác định lượng cốt thép thông qua phương trình của Whitney:

$$P_u = \phi \times \left[ \frac{A'_s \times f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0.5} + \frac{b \times h \times f'_c}{\frac{3 \times h \times e}{d^2} + 1.18} \right]$$

Trong đó:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{5034887561}{5598622} = 899.31 \text{ mm}$$

=> Thay vào, ta được:

$$5598622 = 0.85 \times \left[ \frac{A'_s \times 280}{\frac{899.31}{1300 - 50} + 0.5} + \frac{10500 \times 1350 \times 30}{\frac{3 \times 1350 \times 899.31}{1300^2} + 1.18} \right]$$

$$\Rightarrow A'_s = -526622.41 \text{ mm}^2 < 0$$

$$- A_{s \min} = \frac{0.03 \times b \times h \times f'_c}{f_y} = \frac{0.03 \times 10500 \times 1350 \times 30}{280} = 45562.50 \text{ mm}^2 > A'_s = -526622.41$$

=> Vậy bố trí cốt thép theo cấu tạo, ta chọn: 71φ32a150, có  $A_s = 57072.64 \text{ mm}^2$ .

#### 4.3.1.2. Phương ngang cầu:

- Kiểm tra độ mảnh của cột:

$$+ \text{Diện tích tiết diện: } F = b \times h = 10500 \times 1350 = 14175000 \text{ mm}^2$$

$$+ \text{Mômen quán tính theo phương y: } J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1350 \times 10500^3}{12} = 1.3023 \times 10^{14} \text{ mm}^4$$

$$+ \text{Bán kính quán tính: } r = \sqrt{\frac{J}{F}} = \sqrt{\frac{1.3023 \times 10^{14}}{14175000}} = 3031.09 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow r = \frac{K \times L}{r} = \frac{2 \times 1450}{4618.8} = 1.27 \text{ mm} < 22 \text{ mm} \quad (\text{Thỏa})$$

Trong đó:

+ K: là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 1 đầu ngàm 1 đầu tự do ( $K = 2$ )

+ L = 1450 mm: chiều dài thân trụ

=> Thiết kế cột không xét đến ảnh hưởng độ mảnh.

\* Thiết kế như bài toán cột ngắn có:  $P_u = 6885596 \text{ N}$ ;  $M_u = 3024242227 \text{ N.mm}$ .

- Bề dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép:  $d' = 50 \text{ mm}$ .

- Chiều cao có hiệu của tiết diện:  $d = 10500 - 50 = 10450 \text{ mm}$ .

- Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (30 - 28) = 0.84$$

$$a_b = \frac{0.003 \times E_s}{f_y + 0.003 \times E_s} \times \beta_1 \times d = \frac{0.003 \times 200000}{280 + 0.003 \times 200000} \times 0.84 \times 10450 = 5954.46 \text{ mm}$$

- Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng:

$$f'_s = 0.003 \times \frac{a_b - \beta_1 \times d'}{a_b} \times E_s = 0.003 \times \frac{5954.46 - 0.84 \times 50}{5954.46} \times 200000$$

$$= 595.79 \text{ Mpa} > 280 \text{ Mpa}$$



-> Do đó:  $f'_s = f_y = 280 \text{ Mpa}$

- Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times f'_c \times a_b \times b) \\ = 0.85 \times (0.85 \times 30 \times 5954.46 \times 1350) = 174235068 \text{ N} > P_u = 5598622 \text{ N}$$

=> Do đó cầu kiện phá hoại dẻo, xác định lượng cốt thép thông qua phương trình của Whitney:

$$P_u = \phi \times \left[ \frac{A'_s \times f_y}{\frac{e}{d-d'} + 0.5} + \frac{b \times h \times f'_c}{\frac{3 \times h \times e}{d^2} + 1.18} \right]$$

Trong đó:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{3024242227}{5598622} = 540.18 \text{ mm}$$

=> Thay vào , ta được:

$$5598622 = 0.85 \times \left[ \frac{A'_s \times 280}{\frac{540.18}{10450 - 50} + 0.5} + \frac{1350 \times 10500 \times 30}{\frac{3 \times 10500 \times 540.18}{10450^2} + 1.18} \right]$$

$$\Rightarrow A'_s = -614541.87 \text{ mm}^2 < 0.$$

=> Vậy bố trí cốt thép theo cấu tạo, ta chọn: 7 $\phi$ 16a200 , có  $A_s = 1406.72 \text{ mm}^2$ .

#### 4.3.1.3. Thiết kế cốt đai cho thân mố (mặt cắt D-D)

- Khả năng chịu cắt của dầm phải thoả mãn:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Trong đó

$V_u = 2719464 \text{ N}$  : lực cắt do ngoại lực tác dụng.

$\phi$  hệ số sức kháng

$V_n$  sức kháng cắt của dầm

- Sức kháng cắt của dầm:

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó

+  $V_c$  sức kháng cắt của bê tông :

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \quad (5.8.3.3-3)$$



Trong đó

- +  $\beta$  : hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo.
- +  $f'_c$  : cường độ chịu nén của bê tông.
- +  $b_w$  bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ .
- +  $V_s$  khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \quad (5.8.3.3-4)$$

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  $\theta = 45^\circ$  và  $\beta = 2$ , do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.
- Chọn lớp bê tông bảo vệ dày: 50mm

$$d_s = h - 50 = 1350 - 50 = 1300 \text{ mm}$$

- Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2M_n}{0.85 \times f'_c \times b}} = 1300 - \sqrt{1300^2 - \frac{2 \times 2750501375}{0.85 \times 30 \times 16000}} = 5.2 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện:

$$a_{\max} = 0.75 \times 744.5 = 558.4 \text{ mm} > a = 5.2 \text{ mm}.$$

- Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9d_{ps} \\ 0.72h \end{cases} = \begin{cases} 1300 - \frac{5.2}{2} \\ 0.9 \times 1300 \\ 0.72 \times 1350 \end{cases} = \begin{cases} 1297.4 \\ 1170 \\ 972 \end{cases} = 1297.4 \text{ mm}$$

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

Trong đó :

$\beta$  hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo

$f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông

$b_w$  bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{30} \times 16000 \times 1297.4 = 18873941 \text{ N}$$

- Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2719464}{0.9} - 18873941 = -15852214 \text{ N}$$

- Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt.

=> Vậy ta bố trí cốt đai theo cầu tạo: 20 nhánh  $\phi 16$ .

$$A_v = 20 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 4021 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra theo điều kiện cầu tạo

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600 \text{ mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0.1 \\ \min(0.4 \times d_v; 300 \text{ mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f \times b_w \times d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

Ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{4021 \times 280}{0.083 \times \sqrt{30} \times 16000} = 154.8 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{2719464}{30 \times 16000 \times 1297.4} = 0.004 < 0.1$$

$$\Rightarrow S \leq \min \begin{cases} 154.8 \text{ mm} \\ \min(0.8 \times 1297.4; 600 \text{ mm}) \end{cases} = 154.8 \text{ mm}$$

=> Vậy chọn khoảng cách cốt đai là : 150 mm

#### 4.3.1.4. Kiểm tra điều kiện chống nứt thân mố (mặt cắt D-D):

\* Mômen ở trạng thái giới hạn sử dụng:

- Theo phương dọc cầu:  $M_s^y = 3829801266 \text{ N.mm}$

- Theo phương ngang cầu:  $M_s^x = 1979304891 \text{ N.mm}$ .

a) Theo phương dọc cầu:

$$M_s = 3829801266 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=10500 \text{ mm}$ ,  $h_f=1350 \text{ mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 66 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{66}{0.7 \times (1350 - 66)} = 1.07$$

Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}_e \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

$$\begin{aligned} x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\ &= 6.79 \times \frac{57102}{10500} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1284 \times 10500}{6.79 \times 57102}} - 1 \right) = 273.28 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\ &= \frac{10500 \times 273.28^3}{3} + 6.79 \times 57102 \times (1284 - 273.28)^2 \\ &= 467710568848 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{3829801266}{467710568848} \times (1284 - 273.28) \times 6.79$$

$$= 56.22 \text{ N/mm}^2$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

$$s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.07 \times 56.22} - 2 \times 66 = 1906.02 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm} < s_{\min} = 1906.02 \text{ mm}$$

**=> Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

b) Theo phương ngang cầu:

$$M_s = 1979304891 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=1350 \text{ mm}$ ,  $h_f=10500 \text{ mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 58 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{58}{0.7 \times (10500 - 58)} = 1.01$$

Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}_c \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

$$\begin{aligned}
 x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\
 &= 6.79 \times \frac{1407}{1350} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 10442 \times 1350}{6.79 \times 1407}} - 1 \right) = 377.57 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\
 &= \frac{1350 \times 377.57^3}{3} + 6.79 \times 1407 \times (10442 - 377.57)^2 \\
 &= 992716207150 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{1979304891}{992716207150} \times (10442 - 377.57) \times 6.79 \\
 &= 136.32 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

$$\begin{aligned}
 s &\leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.01 \times 136.32} - 2 \times 58 = 779.17 \text{ mm} \\
 s &= 200 \text{ mm} < s_{\min} = 779.17 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

=> **Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

#### 4.3.2. Thiết kế cốt thép cho tường đỉnh (mặt cắt C-C)

##### 4.3.2.1. Thiết kế cốt thép dọc cho tường đỉnh:

- Ta có:  $M_u = 413913730 \text{ N.mm}$

Chiều rộng tiết diện tính toán:  $b = 10500 \text{ mm}$

Chiều cao tiết diện tính toán:  $h = 500 \text{ mm}$

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

Cấp bê tông:  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Giả thiết dùng cốt thép  $\varnothing 32$ ,  $A_b = 804 \text{ mm}^2$ .

Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu

kéo gần nhất là:  $d_c = a_{bv} + \frac{\phi}{2} = 50 + \frac{32}{2} = 66 \text{ mm}$



Chiều cao làm việc của tiết diện:  $d_s = h - d_c = 500 - 66 = 434 \text{ mm}$

Giả sử hệ số sức kháng  $\phi = 0.9$

Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

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

$$= 434 - \sqrt{434^2 - \frac{2 \times 413913730}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 10500}} = 3.98 \text{ mm}$$

Xác định  $\beta_1$ ; vì  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.98}{0.84} = 4.76 \text{ mm}$$

Tính lại  $\phi$ :  $\phi = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1\right) = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{434}{4.76} - 1\right) = 14.18 > 0.9$

Chọn  $\phi = 0.9$  và phù hợp với giá trị ban đầu

Kiểm tra điều kiện:  $\frac{c}{d_s} = \frac{4.76}{434} = 0.01 < 0.6$  (thỏa điều kiện cốt thép tối đa)

Tiết diện không chế nên diện tích thép được xác định:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 3.98 \times 10500}{280} = 3802.01 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)}$$

$$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \gamma_3 \left(\frac{bh^2}{6}\right) \times 0.63 \sqrt{f'_c} = 1.6 \times 0.67 \times \left(\frac{10500 \times 500^2}{6}\right) \times 0.63 \sqrt{30} = 1618355841 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)} = \frac{\min[1.2 \times 1618355841; 1.33 \times 413913730]}{0.9 \times 280 \times \left(434 - \frac{3.98}{2}\right)} = 5056.68 \text{ mm}^2 > 3802.01 \text{ mm}^2$$

**Vậy chọn thép theo hàm lượng cốt thép tối thiểu**

Chọn 71Ø32a150 để bố trí:

$$A_s = 71 \times 804 = 57102 \text{ mm}^2 > A_{s\min} = 5056.68 \text{ mm}^2 \text{ (Thỏa).}$$

#### 4.3.2.2. Thiết kế cốt đai cho tường đỉnh:

- Khả năng chịu cắt của dầm phải thỏa mãn:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Trong đó

$V_u = 711198 \text{ N}$  : lực cắt do ngoại lực tác dụng.

$\phi$  : hệ số sức kháng

$V_n$  : sức kháng cắt của dầm

- Sức kháng cắt của dầm:

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó

- +  $V_c$  : sức kháng cắt của bê tông :

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

Trong đó

- +  $\beta$  : hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo.

- +  $f'_c$  : cường độ chịu nén của bê tông.

- +  $b_w$  : bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ .

- +  $V_s$  : khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \quad (5.8.3.3-4)$$

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  $\theta = 45^\circ$  và  $\beta = 2$ , do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

- Chọn lớp bê tông bảo vệ dày: 50mm

$$d_s = h - 50 = 500 - 50 = 450 \text{ mm.}$$

- Chiều cao vùng nén:

$$a = 3.4 \text{ mm}$$

- Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9d_{ps} \\ 0.72h \end{cases} = \begin{cases} 450 - \frac{3.4}{2} \\ 0.9 \times 450 \\ 0.72 \times 500 \end{cases} = \begin{cases} 448.3 \\ 405 \\ 360 \end{cases} = 448.3 \text{ mm}$$

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

Trong đó :

$\beta$  hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo

$f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông

$b_w$  bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{30} \times 16000 \times 448.3 = 6521649 \text{ N}$$

- Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{711198}{0.9} - 6521649 = -5731429 \text{ N}$$

- Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt.

=> Vậy ta bố trí cốt đai theo cầu tạo: 20 nhánh  $\phi 16$ .

- Kiểm tra theo điều kiện cầu tạo

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600 \text{ mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0.1 \\ \min(0.4 \times d_v; 300 \text{ mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f \times b_w \times d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

Ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{20 \times 201 \times 280}{0.083 \times \sqrt{30} \times 16000} = 154.7 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{711198}{30 \times 16000 \times 448.3} = 0.003 < 0.1$$

$$\Rightarrow S \leq \min \begin{cases} 154.7 \text{ mm} \\ \min(0.8 \times 448.3; 600 \text{ mm}) \end{cases} = 154.7 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Vậy chọn khoảng cách cốt đai là : 150 mm

4.3.2.3. Kiểm tra khả năng chịu nứt ở TTGH SD cho tường đỉnh:

$$M_s = 231980839 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=10500 \text{ mm}$ ,  $h_f=500 \text{ mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 66 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{66}{0.7 \times (500 - 66)} = 1.22$$

Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}_e \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

$$\begin{aligned} x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\ &= 6.79 \times \frac{57102}{10500} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 434 \times 10500}{6.79 \times 57102}} - 1 \right) = 145.90 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\
 &= \frac{10500 \times 145.90^3}{3} + 6.79 \times 57102 \times (434 - 145.90)^2 \\
 &= 43067865380 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{231980839}{43067865380} \times (434 - 145.90) \times 6.79 \\
 &= 10.54 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

$$\begin{aligned}
 s &\leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.22 \times 10.54} - 2 \times 66 = 9453.08 \text{ mm} \\
 s &= 150 \text{ mm} < s_{\min} = 9453.08 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**=> Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

#### 4.3.3. Thiết kế cốt thép cho tường cánh:

##### 4.3.3.1. Tính toán cốt thép cho tường cánh phần thân (mặt cắt B-B):

- Ta có:  $M_u = 412645505 \text{ N.mm}$

Chiều rộng tiết diện tính toán:  $b = 2000 \text{ mm}$

Chiều cao tiết diện tính toán:  $h = 300 \text{ mm}$

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

Cấp bê tông:  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Giả thiết dùng cốt thép  $\text{Ø}20$ ,  $A_b = 314 \text{ mm}^2$ .

Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu

$$\text{kéo gần nhất là: } d_c = a_{bv} + \frac{\phi}{2} = 50 + \frac{20}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$\text{Chiều cao làm việc của tiết diện: } d_s = h - d_c = 300 - 60 = 240 \text{ mm}$$

Giả sử hệ số sức kháng  $\phi = 0.9$

Chiều cao vùng bê tông chịu nén:



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

$$= 240 - \sqrt{240^2 - \frac{2 \times 412645505}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 3660}} = 21.43 \text{ mm}$$

Xác định  $\beta_1$ : vì  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.43}{0.84} = 25.64 \text{ mm}$$

Tính lại  $\phi$ :  $\phi = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1\right) = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{240}{25.64} - 1\right) = 1.90 > 0.9$

Chọn  $\phi = 0.9$  và phù hợp với giá trị ban đầu

Kiểm tra điều kiện:  $\frac{c}{d_s} = \frac{25.64}{240} = 0.11 < 0.6$  (thỏa điều kiện cốt thép tối đa)

Tiết diện không chế nên diện tích thép được xác định:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 21.43 \times 3660}{280} = 7141.62 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)}$$

$$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \gamma_3 \left(\frac{bh^2}{6}\right) \times 0.63 \sqrt{f'_c} = 1.6 \times 0.67 \times \left(\frac{3660 \times 300^2}{6}\right) \times 0.63 \sqrt{30} = 203080539 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)} = \frac{\min[1.2 \times 203080539; 1.33 \times 412645505]}{0.9 \times 280 \times \left(240 - \frac{21.43}{2}\right)} = 4217.64 \text{ mm}^2 < 3802.01 \text{ mm}^2$$

Chọn 27Ø20a250 để bố trí:

$$A_s = 27 \times 304 = 8482 \text{ mm}^2 > A_s = 7141.62 \text{ mm}^2 \text{ (Thỏa).}$$

4.3.3.2. Tính toán cốt thép đai cho tường cánh phân thân (mặt cắt B-B):

- Khả năng chịu cắt của dầm phải thỏa mãn:

$$V_u \leq \phi \times V_n$$

Trong đó

$V_u = 179622 \text{ N}$  : lực cắt do ngoại lực tác dụng.

$\phi$  hệ số sức kháng

$V_n$  sức kháng cắt của dầm

- Sức kháng cắt của dầm:

$$V_n = V_c + V_s$$

Trong đó

+  $V_c$  sức kháng cắt của bê tông :

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

Trong đó

+  $\beta$  : hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo.

+  $f'_c$  : cường độ chịu nén của bê tông.

+  $b_w$  bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ .

+  $V_s$  khả năng chịu cắt của cốt đai:

$$V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S} \quad (5.8.3.3-4)$$

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  $\theta = 45^\circ$  và  $\beta = 2$ , do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

- Chọn lớp bê tông bảo vệ dày: 50mm

$$d_s = h - 50 = 300 - 50 = 250 \text{ mm.}$$

- Chiều cao vùng nén:

$$a = 23.6\text{mm}$$

- Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9d_{ps} \\ 0.72h \end{cases} = \begin{cases} 250 - \frac{23.6}{2} \\ 0.9 \times 250 \\ 0.72 \times 300 \end{cases} = \begin{cases} 238.2 \\ 225 \\ 216 \end{cases} = 238.2\text{mm}$$

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

Trong đó :

$\beta$  hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo

$f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông

$b_w$  bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{30} \times 1970 \times 238.2 = 426655\text{N}$$

- Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_u - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{179622}{0.9} - 426655 = -227075\text{N}$$

- Ta thấy chỉ riêng bê tông đã đủ khả năng chịu cắt.

=> Vậy ta bố trí cốt đai theo cấu tạo: 2 nhánh  $\phi 16$ .

- Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600\text{mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0.1 \\ \min(0.4 \times d_v; 300\text{mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f \times b_w \times d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

Ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{2 \times 201 \times 280}{0.083 \times \sqrt{30} \times 1970} = 125.7\text{mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{179622}{30 \times 1970 \times 238.2} = 0.013 < 0.1$$

$$\Rightarrow S \leq \min \begin{cases} 125.7 \text{ mm} \\ \min(0.8 \times 238.2; 600 \text{ mm}) \end{cases} = 125.7 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$  Vậy chọn khoảng cách cốt đai là : 100 mm

4.3.3.3. Kiểm tra điều kiện chống nứt (mặt cắt B-B):

$$M_s = 244488316 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=10500 \text{ mm}$  ,  $h_f=500 \text{ mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 60 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{60}{0.7 \times (300 - 60)} = 1.36$$

Mô đun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}_c \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

$$\begin{aligned} x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\ &= 6.79 \times \frac{8482}{3660} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 240 \times 3660}{6.79 \times 8482}} - 1 \right) = 72.60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mô men quán tính của tiết diện bê tông khi bị nứt:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\ &= \frac{3660 \times 72.60^3}{3} + 6.79 \times 8482 \times (240 - 72.60)^2 \\ &= 2081629494 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{244488316}{2081629494} \times (240 - 72.60) \times 6.79$$

$$= 133.57 \text{ N/mm}^2$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

$$s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.36 \times 133.57} - 2 \times 60 = 558.55 \text{ mm}$$

$$s = 250 \text{ mm} < s_{\min} = 558.55 \text{ mm}$$

**=> Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

4.3.3.4. Kiểm toán tường cánh (mặt cắt H-H):

- 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 B-B nên ta không cần kiểm toán.

#### 4.4. THIẾT KẾ MÓNG MỎ.

##### 4.4.1. Số liệu địa chất.

\* Bảng tóm tắt các chỉ tiêu cơ lý của các lớp địa chất:

Bảng 4.22. Tổng hợp số liệu địa chất.

| Lớp đất | Loại đất                                  | h <sub>i</sub> | C                 | φ     | γ <sub>w</sub>    | SPT   |
|---------|-------------------------------------------|----------------|-------------------|-------|-------------------|-------|
|         |                                           | (m)            | KN/m <sup>2</sup> | (độ)  | kN/m <sup>3</sup> |       |
| Lớp 1A  | Sét lẫn hữu cơ, xám xanh-xám đen, rất mềm | 6.3            | 5                 | 2.87  | 14.70             | 1-2   |
| Lớp 1B  | Sét lẫn hữu cơ, xám xanh, rất mềm         | 9.7            | 5.8               | 3.83  | 16.50             | 2-12  |
| Lớp 2   | Sét gầy, nâu vàng-nâu hồng, rất cứng      | 16.7           | 38                | 17.48 | 19.30             | 12-25 |
| Lớp 3   | Sét gầy, xám đen-xám xanh, rất cứng-rắn   | 6.5            | 41.5              | 16.53 | 19.00             | 17-20 |
| Lớp 4   | Cát sét, xám-xám nâu, TT rất chặt         | 8              | 187               | 17.54 | 19.70             | 18-29 |

Bảng 4.23. Tổng hợp nội lực tại mặt cắt đáy bệ.

| Tổ hợp tải trọng | N(kN) | Hướng dọc           |                       | Hướng ngang         |                       |
|------------------|-------|---------------------|-----------------------|---------------------|-----------------------|
|                  |       | H <sub>x</sub> (kN) | M <sub>y</sub> (kN.m) | H <sub>y</sub> (kN) | M <sub>x</sub> (kN.m) |
| TTGH CĐI         | 12428 | 3167                | 3038                  | 0                   | 3024                  |



|            |       |      |      |     |      |
|------------|-------|------|------|-----|------|
| TTGH CĐII  | 10314 | 2575 | 2533 | 315 | 1543 |
| TTGH CĐIII | 11945 | 3046 | 3028 | 75  | 2771 |
| TTGH SD    | 8547  | 1941 | 2507 | 118 | 2363 |

#### 4.4.2. Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc.

- Đường kính  $D = 1.0 \text{ m}$
- Chiều dài cọc  $L = 50 \text{ m}$ , trong đó chiều dài tính từ đáy đài cọc đến mũi cọc là  $48.8 \text{ m}$ , chiều dài cọc ngàm trong đất là  $48.3 \text{ m}$ , chiều dài phần bê tông cọc ngàm trong đài cọc là  $200 \text{ mm}$  và chiều dài phần bê tông đầu cọc đập bỏ  $1000 \text{ mm}$ .
- Khoảng cách từ mặt đất tự nhiên đến mặt đất sau xói :  $0.5 \text{ m}$ .
- Chu vi mặt cắt ngang cọc:  $3.142 \text{ m}$
- Diện tích mặt cắt ngang cọc:  $0.785 \text{ m}^2$
- Đường kính cốt thép dọc:  $30 \text{ mm}$
- Khoảng cách tim đến tim giữa các cọc phương dọc cầu :  $d = 4.0 \text{ m}$
- Khoảng cách tim đến tim giữa các cọc phương ngang cầu :  $d = 4.25 \text{ m}$
- Trọng lượng riêng của vật liệu làm cọc:  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .
- Cường độ bê tông:  $f_c' = 30 \text{ MPa}$ .

#### 4.4.3. 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):

$$Q_{\text{coc}} = \varphi \times (0.85 \times f_c' \times A_c + f_y \times A_s)$$

- Trong đó:

- $\varphi = 0.75$  : Hệ số uốn dọc.
- $f_c' = 30 \text{ MPa}$  : Cường độ chịu nén của bê tông.
- $A_c = 0.78 \text{ m}^2$  : Diện tích của phần bê tông.
- $f_y = 400 \text{ MPa}$  : Cường độ chịu nén của cốt thép.
- $A_s = 0.00565 \text{ m}^2$  : Diện tích của thép. (18P20)

$$Q_{\text{coc}} = 0.75 \times (0.85 \times 30 \times 0.78 \times 10^6 + 400 \times 0.00565 \times 10^6)$$

$$= 16612500 \text{ N} = 16612.5 \text{ kN}$$

#### 4.4.4. 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:

$$Q_R = \eta \times (\varphi_{pq} \times Q_p + \varphi_{ps} \times Q_s) - \gamma_n \times W$$

$$\text{Với } Q_p = q_p \times A_p$$

$$Q_s = q_s \times A_s$$

Trong đó:

- $\eta$  : hệ số nhóm cọc, theo 10.7.3.10.2 :  $\eta = 0.75$
- $Q_p$  : 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 ( $m^2$ )
- $\varphi_{pq}$  : hệ số sức kháng mũi trong cát

$$\varphi_{pq} = 0.5 \quad (\text{AASHTO 2017})$$

- $\varphi_{ps}$  : hệ số sức kháng thành bên trong đất cát:

$$\varphi_{ps} = 0.55 \quad (\text{AASHTO 2017})$$

#### 4.4.4.1. Tính sức kháng đơn vị của thân cọc $q_s$ :

- Đất cát : (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.2)

$$q_s = 0.0028 \times N \quad (\text{với } N \leq 53)$$

$$q_s = 0.00021 \times (N - 53) + 0.15 \quad (\text{với } 53 < N \leq 100)$$

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy N theo từng loại đất.

- Đất dính : (Tính theo phương pháp  $\alpha$ ) (điều 10.7.3.3.2)

$$q_s = \alpha \times S_u$$

$S_u$ : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

$$S_u = c + \delta \times \tan \varphi$$

$\alpha$  : 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 1.5 m đầu cọc. (Hình 10.8.3.3.1-1 \_ TCVN 11823:2017).
- Đáy đài cọc nằm dưới mặt đất tự nhiên.

Bảng 4.24. Sức kháng thân cọc.

|  | Cao độ | li | Loại đất | N | $\varphi$ | $\delta$ | $S_{ui}$ | $\alpha$ | $q_s$ | $A_s$ | $\varphi_{qs}$ | $\varphi_{qs}$ |
|--|--------|----|----------|---|-----------|----------|----------|----------|-------|-------|----------------|----------------|
|--|--------|----|----------|---|-----------|----------|----------|----------|-------|-------|----------------|----------------|

| Tên lớp đất | phân lớp | (m)  | ("1"=Sét, "2"=Cát) |     | (búa/30cm) | (độ)   | (kN/m <sup>2</sup> ) | (kPa)  |      | (kPa)  | (m <sup>2</sup> ) |      | (KN)   |
|-------------|----------|------|--------------------|-----|------------|--------|----------------------|--------|------|--------|-------------------|------|--------|
| 1A          | 13.32    |      | 1                  | Sét | 1          | 2.870  |                      |        |      |        |                   |      |        |
|             | 11.82    | 1.5  | 1                  | Sét | 1          | 2.870  | 7.1                  | 5.35   | 0.55 | 2.94   | 4.71              | 0.65 | 9.02   |
|             | 9.82     | 2    | 1                  | Sét | 1          | 2.870  | 9.4                  | 5.47   | 0.55 | 3.01   | 6.28              | 0.65 | 12.29  |
|             | 8.68     | 1.14 | 1                  | Sét | 2          | 2.870  | 5.4                  | 5.27   | 0.55 | 2.90   | 3.58              | 0.65 | 6.75   |
| 1B          | 6.68     | 2    | 1                  | Sét | 2          | 3.830  | 13.0                 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28              | 0.65 | 14.98  |
|             | 4.68     | 2    | 1                  | Sét | 3          | 3.830  | 13.0                 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28              | 0.65 | 14.98  |
|             | 2.68     | 2    | 1                  | Sét | 2          | 3.830  | 13.0                 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28              | 0.65 | 14.98  |
|             | 0.68     | 2    | 1                  | Sét | 3          | 3.830  | 13.0                 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28              | 0.65 | 14.98  |
|             | -1.01    | 1.69 | 1                  | Sét | 9          | 3.830  | 11.0                 | 6.54   | 0.55 | 3.59   | 5.31              | 0.65 | 12.40  |
| 2           | -3.01    | 2    | 1                  | Sét | 20         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -5.01    | 2    | 1                  | Sét | 21         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -7.01    | 2    | 1                  | Sét | 23         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -9.01    | 2    | 1                  | Sét | 24         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -11.01   | 2    | 1                  | Sét | 17         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -13.01   | 2    | 1                  | Sét | 16         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -15.01   | 2    | 1                  | Sét | 19         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -17.01   | 2    | 1                  | Sét | 19         | 17.480 | 18.6                 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28              | 0.65 | 98.51  |
|             | -17.71   | 0.7  | 1                  | Sét | 18         | 17.480 | 6.5                  | 40.05  | 0.55 | 22.03  | 2.20              | 0.65 | 31.49  |
| 3           | -19.71   | 2    | 1                  | Sét | 18         | 16.530 | 18.0                 | 46.84  | 0.55 | 25.76  | 6.28              | 0.65 | 105.22 |
|             | -21.71   | 2    | 1                  | Sét | 20         | 16.530 | 18.0                 | 46.84  | 0.55 | 25.76  | 6.28              | 0.65 | 105.22 |
|             | -23.71   | 2    | 1                  | Sét | 19         | 16.530 | 18.0                 | 46.84  | 0.55 | 25.76  | 6.28              | 0.65 | 105.22 |
|             | -24.21   | 0.5  | 1                  | Sét | 18         | 16.530 | 4.5                  | 42.84  | 0.55 | 23.56  | 1.57              | 0.65 | 24.05  |
| 4           | -26.21   | 2    | 1                  | Sét | 20         | 17.540 | 19.4                 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28              | 0.65 | 433.82 |
|             | -28.21   | 2    | 1                  | Sét | 25         | 17.540 | 19.4                 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28              | 0.65 | 433.82 |
|             | -30.21   | 2    | 1                  | Sét | 27         | 17.540 | 19.4                 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28              | 0.65 | 433.82 |
|             | -32.21   | 2    | 1                  | Sét | 29         | 17.540 | 19.4                 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28              | 0.65 | 433.82 |
|             | -34.21   | 2    | 1                  | Sét | 30         | 17.540 | 19.4                 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28              | 0.65 | 433.82 |
|             | -35.00   | 0.79 | 1                  | Sét | 31         | 17.540 | 7.7                  | 189.42 | 0.55 | 104.18 | 2.48              | 0.65 | 168.07 |

$\Rightarrow$  Tổng sức kháng của thân cọc :  $\sum \varphi_s \times Q_s = 3596.87(\text{kN})$

#### 4.4.4.2. Tính sức kháng đơn vị của mũi cọc $q_p$ :

- Đất cát: (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.3)

$$q_p = 0.064 \times N \quad (\text{với } N \leq 60)$$

$$q_p = 3.8 \quad (\text{với } N > 60)$$

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy N theo từng loại đất.

- Đất dính : (điều 10.8.3.3.2)

$$q_p = 9 \times S_u$$

- Ta có: loại đất tại mũi cọc là dính  $\Rightarrow$  Vậy sức kháng mũi cọc là :

$$q_p = 9 \times S_u = 9 \times 189.42 = 1704.80 \text{ (kPa)}$$

$$\Rightarrow Q_p = q_p \times A_p = 1704.80 \times 0.7854 = 1338.95 \text{ kN.}$$

#### 4.4.4.3. Tổng hợp sức chịu tải của cọc (N)

$$Q_R = 0.55 \times 1338.95 + 3596.87 = 4333.29 \text{ (kN)} = 433.33 \text{ (T)}$$

- Xét đẩy nổi của cọc:

+ Trọng lượng của phần cọc ngập trong nước

$$W = (25 - 10) \times 48.8 \times 0.785 = 574.62 \text{ (kN)}$$

- Vậy sức chịu tải theo đất nền của cọc:

$$Q_R = 0.9 \times 433.33 - 57.46 = 332.51 \text{ (T)}$$

$\Rightarrow$  So sánh với sức kháng của cọc theo vật liệu ta chọn sức chịu tải của cọc theo đất nền để thiết kế cọc.

$$Q = 332.51 \text{ (T)} = 3325.05 \text{ (kN)}$$

#### 4.4.5. Tính toán số lượng cọc.

$$n = \beta \times \frac{V}{Q}$$

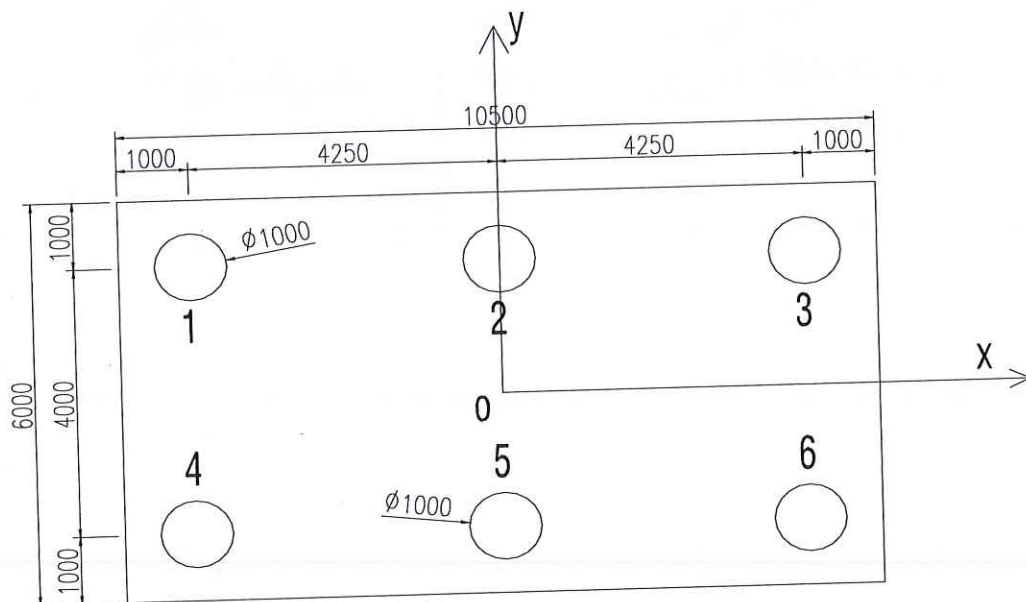
Trong đó:

- n : Số lượng cọc trong móng
- V: Tổng lực đứng tính tại đáy bệ ở TTGH CDI:  $V=12428 \text{ (kN)}$
- Q: Sức chịu tải tính toán của cọc theo đất nền
- $\beta$ : Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng ngang và momen,  $\beta = 1.1 \div 1.5$
- $\rightarrow$  chọn  $\beta = 1.5$

$$n = 1.5 \times \frac{12428}{3325.05} = 5.61$$

$\Rightarrow$  Chọn 6 cọc và được bố trí như sau.





Hình 4.4. Mặt bằng bố trí cọc.

**4.4.6. Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị dài 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  $L_o = 0.5$  m
- $D$  : Đường kính cọc.
- $L$  : Chiều dài cọc .
- $\alpha$  : Góc nghiêng của cọc

$$\Rightarrow \begin{cases} L_M = 0.5 + 7 \times 1 = 7.5 \text{ m} \\ L_N = 48.8 \times \cos(0^\circ) = 48.8 \text{ m} \end{cases}$$

- Mô đun đàn hồi của bê tông : ( $f_c' = 30$  MPa)

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

- Diện tích tiết diện ngang :  $A = 0.785 \times 10^6 \text{ mm}^2$

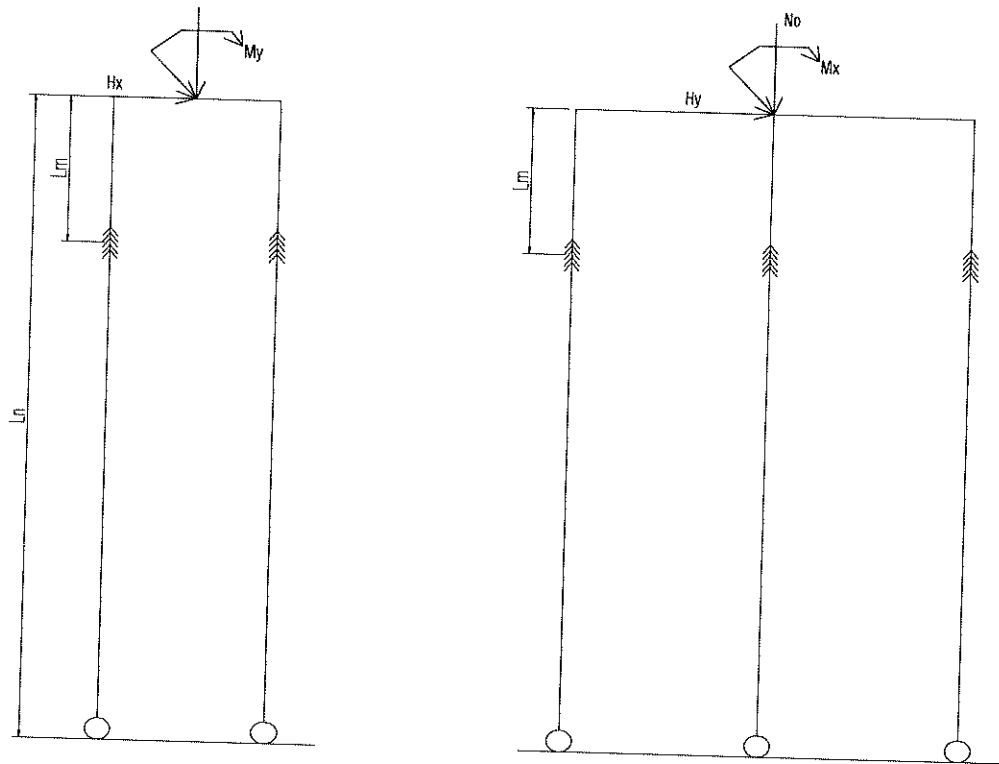
- Momen quán tính :  $J = 0.049 \text{ m}^4$

**4.4.6.1. Kiểm tra cọc ở trạng thái giới hạn cường độ:**

\* *Đài cọc được xem như cứng tuyệt đối.*

- Ta tính toán trong hai mặt phẳng như hình vẽ, và nội lực lớn nhất trong cọc được tính bằng cách cộng hai trường hợp lại với nhau.





Hình 4.5. Sơ đồ tính nội lực cọc.

a) Tính cho trường hợp ngang cầu:

\* Tải trọng tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1 có lực nén lớn nhất:

$$\begin{cases} P_{tt} = 12428(\text{kN}) \\ H_{tt} = 0 \\ M_{tt} = 3024(\text{kN.m}) \end{cases}$$

\* Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bệ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

+  $u, v, w$  : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bộ 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  $r_{ik}$  :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times y_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A}{L_{Ni}} \times \sin \beta \times \cos \beta = 0$$

$$r_{vw} = r_{wv} = 0 \text{ (do cọc bố trí đối xứng nên } \sum y_i = 0 \text{)}$$

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_n} \times y_i \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i - 6 \times E \times \sum \frac{J}{L_m^2} \times \cos \beta_i$$

Trong đó:

- E modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

=> Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 4.25. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương ngang cầu.

| Vị trí cọc    | A (i)       | Ln (m) | $\cos^2 \beta_i$ | $\sin^2 \beta_i$ | $(A_i \cdot \cos^2 \beta_i) / L_{(Ni)}$ |
|---------------|-------------|--------|------------------|------------------|-----------------------------------------|
| P1            | 0.785       | 48.8   | 1                | 0                | 0.0161                                  |
| P2            | 0.785       | 48.8   | 1                | 0                | 0.0161                                  |
| P3            | 0.785       | 48.8   | 1                | 0                | 0.0161                                  |
| P4            | 0.785       | 48.8   | 1                | 0                | 0.0161                                  |
| P5            | 0.785       | 48.8   | 1                | 0                | 0.0161                                  |
| P6            | 0.785       | 48.8   | 1                | 0                | 0.0161                                  |
| $\sum r_{vw}$ | 0.096565348 |        |                  |                  |                                         |

| Vị trí cọc    | $F_i / L_{Ni}$ | $\sin^2 \beta_i$ | $F_i / L_{Ni} \cdot \sin^2 \beta_i$ | $\cos^2 \beta_i$ | $J_i / L_{(Mi)}^3 \cdot \cos^2 \beta$ |
|---------------|----------------|------------------|-------------------------------------|------------------|---------------------------------------|
| P1            | 0.0161         | 0                | 0                                   | 1                | 0.00011636                            |
| P2            | 0.0161         | 0                | 0                                   | 1                | 0.00011636                            |
| P3            | 0.0161         | 0                | 0                                   | 1                | 0.00011636                            |
| P4            | 0.0161         | 0                | 0                                   | 1                | 0.00011636                            |
| P5            | 0.0161         | 0                | 0                                   | 1                | 0.00011636                            |
| P6            | 0.0161         | 0                | 0                                   | 1                | 0.00011636                            |
| $\sum r_{uw}$ | 0.0083776      |                  |                                     |                  |                                       |

| Vị trí cọc | $y_i^2$ | $\cos^2 \beta_i$ | $\sin^2 \beta_i$ | $J_i / L_{(Mi)}$ | $y_i^2 \cdot A_i / L_{Ni} \cdot \cos^2 \beta_i$ |
|------------|---------|------------------|------------------|------------------|-------------------------------------------------|
| P1         | 18.063  | 1                | 0                | 0.006545         | 0.29070                                         |
| P2         | 0.000   | 1                | 0                | 0.006545         | 0.00000                                         |
| P3         | 18.063  | 1                | 0                | 0.006545         | 0.29070                                         |
| P4         | 18.063  | 1                | 0                | 0.006545         | 0.29070                                         |
| P5         | 0.000   | 1                | 0                | 0.006545         | 0.00000                                         |
| P6         | 18.063  | 1                | 0                | 0.006545         | 0.29070                                         |

| $\sum r_{wv}$                | 1.319887364 |          |                               |           |                                                    |
|------------------------------|-------------|----------|-------------------------------|-----------|----------------------------------------------------|
| Vị trí cọc                   | $\cos i$    | $\sin i$ | $\cos i \cdot J_i / L^2_{Mi}$ | $y_i (m)$ | $y_i \cdot \sin i \cdot \cos i \cdot A_i / L_{Ni}$ |
| P1                           | 1           | 0        | 0.0008727                     | -4.25     | 0                                                  |
| P2                           | 1           | 0        | 0.0008727                     | 0.00      | 0                                                  |
| P3                           | 1           | 0        | 0.0008727                     | 4.25      | 0                                                  |
| P4                           | 1           | 0        | 0.0008727                     | -4.25     | 0                                                  |
| P5                           | 1           | 0        | 0.0008727                     | 0.00      | 0                                                  |
| P6                           | 1           | 0        | 0.0008727                     | 4.25      | 0                                                  |
| $\sum r_{wv} = \sum r_{vvi}$ | -0.031416   |          |                               |           |                                                    |

=> Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} 0.0965653 \times v + 0 \times u + 0 \times w = 12428 \\ 0 \times v + 0.00838 \times u + (-0.031416) \times w = 0 \\ 0 \times v + (-0.031416) \times u + 1.3198874 \times w = 3024 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v = 0.0043716(m) \\ u = 0.0003204(m) \\ w = 0.0000854(rad) \end{cases}$$

\* Tính nội lực từng cọc :

- Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i = \frac{E \times A_i}{L_{Ni}} \times (v \times \cos \beta_i + u \times \sin \beta_i + y_i \times \omega \times \cos \beta_i)$$

- Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i = \frac{12 \times E \times J_i}{L_M^3} \times (-v \times \sin \beta_i + u \times \cos \beta_i - y_i \times \omega \times \sin \beta_i) - \frac{6 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \omega$$

- Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i = \frac{6EJ_i}{L_M^2} (-v \sin \beta_i + u \cos \beta_i - y_i \omega \sin \beta_i) - \frac{4EJ_i}{L_M} \omega$$

Bảng 4.26. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc

| STT         | $Y_i$ | $N_i$          | $Q_i$      | $M_{Tn}$     | $M_{Dn}$     | $N_n \times X_n$ |
|-------------|-------|----------------|------------|--------------|--------------|------------------|
| 1           | -4.25 | 1899.3         | 0.0        | -16.5        | -16.5        | -8071.8          |
| 2           | 0     | 2071.3         | 0.0        | -16.5        | -16.5        | 0.0              |
| 3           | 4.25  | 2243.4         | 0.0        | -16.5        | -16.5        | 9534.4           |
| 4           | -4.25 | 1899.3         | 0.0        | -16.5        | -16.5        | -8071.8          |
| 5           | 0     | 2071.3         | 0.0        | -16.5        | -16.5        | 0.0              |
| 6           | 4.25  | 2243.4         | 0.0        | -16.5        | -16.5        | 9534.4           |
| <b>Tổng</b> |       | <b>12428.0</b> | <b>0.0</b> | <b>-98.8</b> | <b>-98.8</b> | <b>2925.2</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_{tt} \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_{tt} \\ \sum N_i \times Y_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_{tt} \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

$$\text{Ta có: } \begin{cases} \sum N_i \times 1 = 12428 \approx N_{tt} = 12428 (\text{kN}) \\ \sum Q_i \times 1 = 0 \approx Q_{tt} = 0 \\ \sum N_i \times Y_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 2925.2 - (-98.8) = 3024.0 = M_{tt} = 3024 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b) Tính cho trường hợp dọc cầu:

\* Tải trọng tính toán:

$$\begin{cases} P_1^{tt} = 0 \\ H_y = 3167 (\text{kN}) \\ M_x = 3038 (\text{kN.m}) \end{cases}$$

\* Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bộ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{ww} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

-  $u, v, w$  : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bộ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bộ)

-  $r_{ik}$  : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

\* Tính các hệ số  $r_{ik}$  :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i = 0$$

$$r_{vw} = r_{wv} = 0 \quad (\text{do cọc bố trí đối xứng nên } \sum x_i = 0)$$

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_n} \times x_i \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i - 6 \times E \times \sum \frac{J}{L_m^2} \times \cos \beta_i$$

Trong đó:

$$+ \beta_i = 0^\circ$$

+ E : modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc.

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

=> Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 4.27. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương dọc cầu.

| Vị trí cọc      | A (i)          | Ln (m)     | $\cos^2 \beta_i$              | $\sin^2 \beta_i$ | $(A_i \cdot \cos^2 \beta_i) / L_{(Ni)}$ |
|-----------------|----------------|------------|-------------------------------|------------------|-----------------------------------------|
| P1              | 0.785          | 48.8       | 1                             | 0                | 0.0161                                  |
| P2              | 0.785          | 48.8       | 1                             | 0                | 0.0161                                  |
| P3              | 0.785          | 48.8       | 1                             | 0                | 0.0161                                  |
| P4              | 0.785          | 48.8       | 1                             | 0                | 0.0161                                  |
| P5              | 0.785          | 48.8       | 1                             | 0                | 0.0161                                  |
| P6              | 0.785          | 48.8       | 1                             | 0                | 0.0161                                  |
| $\sum r_{vv} =$ |                |            |                               |                  | 0.096565348                             |
| Vị trí cọc      | $A_i / L_{Ni}$ | $\sin^2_i$ | $A_i \cdot \sin^2_i / L_{Ni}$ | $\cos^2_i$       | $J_i \cdot \cos^2 \beta_i / L^3_{(Mi)}$ |
| P1              | 0.0161         | 0          | 0                             | 1                | 0.00006664                              |
| P2              | 0.0161         | 0          | 0                             | 1                | 0.00006664                              |
| P3              | 0.0161         | 0          | 0                             | 1                | 0.00006664                              |
| P4              | 0.0161         | 0          | 0                             | 1                | 0.00006664                              |
| P5              | 0.0161         | 0          | 0                             | 1                | 0.00006664                              |
| P6              | 0.0161         | 0          | 0                             | 1                | 0.00006664                              |
| $\sum r_{uu}$   |                |            |                               |                  | 0.00837758                              |

| Vị trí cọc | $x_i^2$ | $\cos^2_i$ | $\sin^2_i$ | $J_i / L_{(Mi)}$ | $x^2 \cdot A_i / L_{Ni} \cdot \cos^2_i$ |
|------------|---------|------------|------------|------------------|-----------------------------------------|
| P1         | 4.000   | 1          | 0          | 0.006545         | 0.06438                                 |
| P2         | 4.000   | 1          | 0          | 0.006545         | 0.06438                                 |
| P3         | 4.000   | 1          | 0          | 0.006545         | 0.06438                                 |
| P4         | 4.000   | 1          | 0          | 0.006545         | 0.06438                                 |
| P5         | 4.000   | 1          | 0          | 0.006545         | 0.06438                                 |



|               |             |   |   |          |         |
|---------------|-------------|---|---|----------|---------|
| P6            | 4.000       | 1 | 0 | 0.006545 | 0.06438 |
| $\sum r_{ww}$ | 0.543341025 |   |   |          |         |

| Vị trí cọc             | $\cos i$  | $\sin i$ | $\cos i \cdot J_i / L^2 M_i$ | $x_i$ (m) | $x^* \sin i \cdot \cos i \cdot A_i / L N_i$ |
|------------------------|-----------|----------|------------------------------|-----------|---------------------------------------------|
| P1                     | 1         | 0        | 0.0008727                    | 2.00      | 0                                           |
| P2                     | 1         | 0        | 0.0008727                    | 2.00      | 0                                           |
| P3                     | 1         | 0        | 0.0008727                    | 2.00      | 0                                           |
| P4                     | 1         | 0        | 0.0008727                    | 2.00      | 0                                           |
| P5                     | 1         | 0        | 0.0008727                    | 2.00      | 0                                           |
| P6                     | 1         | 0        | 0.0008727                    | -2.00     | 0                                           |
| $\sum r_{uw} = r_{wu}$ | -0.031416 |          |                              |           |                                             |

=> Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} 0.09657 \times v + 0 \times u + 0 \times w = 0 \\ 0 \times v + 0.00838 \times u + (-0.031416) \times w = 3167 \\ 0 \times v + (-0.031416) \times u + 0.543341 \times w = 3038 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v = 0 \text{ (m)} \\ u = 0.017305139 \text{ (m)} \\ w = 0.001190504 \text{ (rad)} \end{cases}$$

\* 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 4.28. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc

| STT | $X_i$ | $N_i$   | $Q_i$ | $M_{Tn}$ | $M_{Dn}$ | $N_n \times X_n$ |
|-----|-------|---------|-------|----------|----------|------------------|
| 1   | 2     | 1128.2  | 527.8 | 1750.0   | -2208.8  | 2256.3           |
| 2   | 2     | 1128.2  | 527.8 | 1750.0   | -2208.8  | 2256.3           |
| 3   | 2     | 1128.2  | 527.8 | 1750.0   | -2208.8  | 2256.3           |
| 4   | -2    | -1128.2 | 527.8 | 1750.0   | -2208.8  | 2256.3           |
| 5   | -2    | -1128.2 | 527.8 | 1750.0   | -2208.8  | 2256.3           |

|             |    |            |               |                |                 |                |
|-------------|----|------------|---------------|----------------|-----------------|----------------|
| 6           | -2 | -1128.2    | 527.8         | 1750.0         | -2208.8         | 2256.3         |
| <b>Tổng</b> |    | <b>0.0</b> | <b>3167.0</b> | <b>10499.9</b> | <b>-13252.6</b> | <b>13537.9</b> |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times X_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 0 = N_u = 0 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 3167 \text{ kN} = Q_u = 3167 \text{ kN} \\ \sum N_i \times X_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 13537.9 - 10499.9 = 3038 = M_u = 3038 \text{ kN.m} \end{cases}$$

4.4.6.2. Tương tự ta tính toán cho TTGH SD. Ta có :

a) Theo phương ngang cầu:

\* Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương ngang

$$\begin{cases} P_1^u = 8547 (\text{kN}) \\ H_y = 118 (\text{kN}) \\ M_x = 2363 (\text{kN.m}) \end{cases}$$

Bảng 4.29. Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu.

| STT         | $Y_i$ | $N_i$         | $Q_i$        | $M_{Tn}$     | $M_{Dn}$      | $N_n \times X_n$ |
|-------------|-------|---------------|--------------|--------------|---------------|------------------|
| 1           | -4.25 | 1264.9        | 19.7         | 58.5         | -89.0         | -5375.6          |
| 2           | 0     | 1424.5        | 19.7         | 58.5         | -89.0         | 0.0              |
| 3           | 4.25  | 1584.1        | 19.7         | 58.5         | -89.0         | 6732.6           |
| 4           | -4.25 | 1264.9        | 19.7         | 58.5         | -89.0         | -5375.6          |
| 5           | 0     | 1424.5        | 19.7         | 58.5         | -89.0         | 0.0              |
| 6           | 4.25  | 1584.1        | 19.7         | 58.5         | -89.0         | 6732.6           |
| <b>Tổng</b> |       | <b>8547.0</b> | <b>118.0</b> | <b>350.8</b> | <b>-534.1</b> | <b>2713.8</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times Y_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 8547 \text{ kN} = N_u = 8547 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 118 \text{ kN} \approx Q_u = 118 \text{ kN} \\ \sum N_i \times Y_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 2713.8 - 350.8 = 2363 = M_u = 2363 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b). Theo phương dọc cầu :

\* Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương dọc

$$\begin{cases} P_1^u = 0 (\text{kN}) \\ H_y = 1941 (\text{kN}) \\ M_x = 2507 (\text{kN.m}) \end{cases}$$

Bảng 4.30. Bảng nội lực cọc theo phương dọc cầu.

| STT         | $X_i$ | $N_i$      | $Q_i$         | $M_{Tn}$      | $M_{Dn}$       | $N_n \times X_n$ |
|-------------|-------|------------|---------------|---------------|----------------|------------------|
| 1           | 2     | 740.2      | 323.5         | 1062.6        | -1363.6        | 1480.4           |
| 2           | 2     | 740.2      | 323.5         | 1062.6        | -1363.6        | 1480.4           |
| 3           | 2     | 740.2      | 323.5         | 1062.6        | -1363.6        | 1480.4           |
| 4           | -2    | -740.2     | 323.5         | 1062.6        | -1363.6        | 1480.4           |
| 5           | -2    | -740.2     | 323.5         | 1062.6        | -1363.6        | 1480.4           |
| 6           | -2    | -740.2     | 323.5         | 1062.6        | -1363.6        | 1480.4           |
| <b>Tổng</b> |       | <b>0.0</b> | <b>1941.0</b> | <b>6375.7</b> | <b>-8181.8</b> | <b>8882.7</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times X_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

$$\text{Ta có : } \begin{cases} \sum N_i \times 1 = 0 \text{ kN} = N_u = 0 \\ \sum Q_i \times 1 = 1941 \text{ kN} = Q_u = 1941 \text{ kN} \\ \sum N_i \times X_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 8882.7 - 6375.7 = 2507.0 = M_u = 2507 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Bảng 4.31. Tổng hợp nội lực cọc theo 2 phương ở ttgh sd.

| STT  | $N_i$  | $Q_{xi}$ | $Q_{yi}$ | $M_{yi}$ | $M_{xi}$ |
|------|--------|----------|----------|----------|----------|
| 1    | 2005.1 | 323.5    | 19.7     | 1062.6   | 58.5     |
| 2    | 2164.7 | 323.5    | 19.7     | 1062.6   | 58.5     |
| 3    | 2324.4 | 323.5    | 19.7     | 1062.6   | 58.5     |
| 4    | 524.6  | 323.5    | 19.7     | 1062.6   | 58.5     |
| 5    | 684.3  | 323.5    | 19.7     | 1062.6   | 58.5     |
| 6    | 843.9  | 323.5    | 19.7     | 1062.6   | 58.5     |
| TỔNG | 8547.0 | 1941.0   | 118.0    | 6375.7   | 350.8    |

#### 4.4.7. Kiểm toán cọc.

##### 4.4.7.1. Kiểm tra sức chịu tải của cọc.

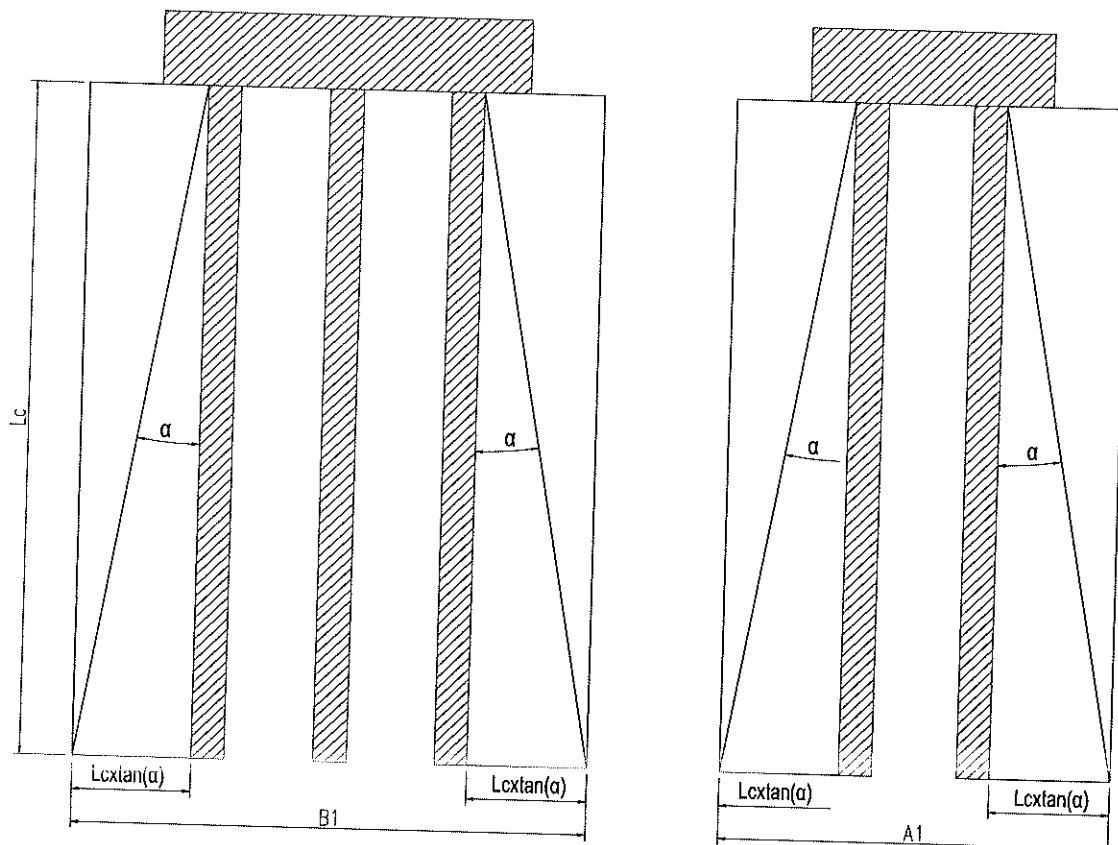
- So sánh ta thấy ở trạng thái giới hạn cường độ

$$\text{Max}(N_i) = 2243.40(\text{kN}) < Q = 3325.05(\text{kN})$$

$\Rightarrow$  Do đó cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

##### 4.4.7.2. Kiểm toán cường độ nền đất tại vị trí mũi cọc.

a) Xác định kích thước khối móng qui ước:



Hình 4.6. Sơ đồ tính khối móng qui ước.

- Góc mở được tính theo công thức:



$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Trong đó

+  $\varphi_{tb}$  là góc ma sát trong của đất nền được tính trung bình cho các lớp đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \times l_i}{L_{tb}}$$

-  $\varphi_i$  là góc ma sát trong của các lớp đất

-  $l_i$  chiều dày của các lớp đất tương ứng

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = \frac{\sum (\varphi_i \times l_i)}{\sum l_i} = \frac{535.98}{49.966} = 10.73^\circ \Rightarrow \alpha = \frac{10.73^\circ}{4} = 2.68^\circ$$

- Theo phương dọc cầu:

$$A_1 = a \times (n-1) + d + 2 \times L_c \times \tan \alpha$$

- Theo phương ngang cầu:

$$B_1 = b \times (m-1) + d + 2 \times L_c \times \tan \alpha$$

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,  $d = 1.0$  m

$L_c$  chiều sâu cọc tính từ dưới đáy bệ,  $L_c = 48.8$  m

b: khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu  $b = 4.25$  m

m: số hàng cọc theo phương ngang cầu  $m = 5$

$\Rightarrow$  Thay số vào tính ta được:

$$A_1 = 4 \times (2-1) + 1 + 2 \times 48.8 \times \tan(2.68^\circ) = 9.57 \text{ m}$$

$$B_1 = 4.25 \times (3-1) + 1 + 2 \times 48.8 \times \tan(2.68^\circ) = 14.07 \text{ m}$$

- Diện tích móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$F_{qu} = A_1 \times B_1 = 14.07 \times 9.57 = 134.69 \text{ m}^2$$

- Momen kháng uốn theo phương ngang cầu:

$$W_n = \frac{A_1 \times B_1^2}{6} = \frac{9.57 \times 14.07^2}{6} = 315.87 \text{ m}^3$$

- Momen kháng uốn theo phương dọc cầu:

$$W_d = \frac{A_1^2 \times B_1}{6} = \frac{9.57^2 \times 14.07}{6} = 214.86 \text{ m}^3$$



b) 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:

$$R_{II} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{lc}} \times (A \times b \times \gamma_{II} + B \times D_f \times \gamma'_{II} + D \times c_{II})$$

Trong đó:

+  $m_1, m_2$  : lần lượt 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 - Trần Văn Đức):  $m_1 = 1.1$  ;  $m_2 = 1$ .

+  $k_{lc}$  : 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  $17.54^\circ$  :  $A = 0.414$  ;  $B = 2.655$  ;  $D = 5.234$ .

+  $D_f$  : chiều sâu đáy móng (tính từ MĐSX) :  $D_f = 48.8 - 0.5 = 48.30$  m.

+  $\gamma_{II}$  : trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống,

$$\gamma_{II} = 19.70 (\text{kN/m}^3)$$

+  $\gamma'_{II}$  : trọng lượng đơn vị thể tích của đất móng trở lên mặt đất:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum (\gamma_i \times h_i)}{\sum h_i} = \frac{910.56}{49.966} = 18.22 (\text{kN/m}^3)$$

+  $b$  : bề rộng khối móng qui ước  $b = 9.57$  m

+  $c$  : lực dính đơn vị của đất dưới đáy móng,  $c = 187 \text{ kN/m}^2$

=> Vậy sức chịu tải của đất nền dưới mũi cọc là:

$$R_{II} = \frac{1.1 \times 1}{1} (0.414 \times 9.75 \times 19.7 + 2.655 \times 48.3 \times 18.22 + 5.234 \times 187) \\ = 3733.48 (\text{kN/m}^2)$$

c) 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:

+  $\gamma_{tb}$  : trọng lượng đơn vị trung bình của đất từ mũi cọc trở lên :

$$\gamma_{tb} = \frac{\sum (\gamma_i \times h_i)}{\sum h_i} = 18.22 (\text{kN/m}^3)$$

+  $\gamma_{bt}$  : trọng lượng riêng của bê tông :  $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN/m}^3$

+  $n_c$  : số lượng cọc,  $n_c = 6$  cọc

+  $F_c$  : diện tích tiết diện ngang của cọc  $F_c = \pi \times \frac{1.0^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$

+  $L_c$  : chiều dài cọc :  $L_c = 48.8 \text{ m}$

+  $V_{qu}$  : thể tích khối móng qui ước :

$$V_{qu} = F_{qu} \times L_c = 134.69 \times 48.8 = 6572.68 (\text{m}^3)$$

$$\Rightarrow \gamma_{qu} = 18.22 + \frac{6 \times 0.785 \times 48.8 \times 25}{6572.68} = 19.10 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

4.4.7.3. Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước và kiểm toán:

a) 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:

$$N_0^{tt} = P_{tt} + 1.25 \times \gamma_{qu} \times V_{qu} = 12428 + 1.25 \times 19.10 \times 6573 = 169337 (\text{kN})$$

- Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu,

$$H_{0y}^{tt} = H_y = 0$$

- Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu:

$$H_{0x}^{tt} = H_x = 3167 (\text{kN})$$

- Momen tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{0y}^{tt} = M_y + H_{0x}^{tt} \times L_n = 3038 + 3167 \times 48.8 = 157588 \text{ kN.m}$$

- Momen tính toán theo phương ngang cầu

$$M_{0x}^{tt} = M_x + H_{0y}^{tt} \times L_m = 3024 + 0 \times 48.8 = 3024 \text{ kN.m}$$

- Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_0^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M_{0y}^{tt}}{W_d} + \frac{M_{0x}^{tt}}{W_n} = \frac{169337}{134.69} + \frac{157588}{214.86} + \frac{3024}{315.87} = 1770.24 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_0^{tt}}{F_{qu}} - \frac{M_{0y}^{tt}}{W_d} - \frac{M_{0x}^{tt}}{W_n} = \frac{169337}{134.69} - \frac{157588}{214.86} - \frac{3024}{315.87} = 744.30 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{1770.24 + 744.30}{2} = 1257.27 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

\* 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: 
$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 1770.24 < 1.2 \times 3733.48 = 4480.18 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma_{tb} = 1257.27 < 3733.48 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma_{\min} = 744.30 (\text{kN} / \text{m}^2) > 0 \end{cases}$$

=> Vậy thỏa điều kiện kiểm toán.

#### 4.4.8. Kiểm tra độ lún.

\* Tính lún bằng phương pháp lớp tương đương.

- Tải trọng thẳng đứng tính toán:  $N_{tc} = P_{tt} = 8547 (\text{kN})$

-  $P_{tt}$  lực thẳng đứng tại đáy đài cọc được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng.

- Trọng lượng cọc:  $Q_{coc} = n \times L_c \times F_{coc} \times \gamma_{bt} = 6 \times 48.8 \times 0.785 \times 25 = 5746.2 (\text{kN})$ .

- Ứng suất do tải trọng thẳng đứng gây ra dưới đế móng:

$$\sigma = \frac{N_{tc} + Q_{coc}}{F_{qu}} = \frac{8547 + 5746.20}{134.69} = 106.12 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

-> Ứng suất gây lún dưới đáy móng:

$$\sigma_{gl} = \sigma = 106.12 (\text{kN} / \text{m}^2) = 10.61 (\text{T} / \text{m}^2)$$

- Ta chia đất dưới mũi cọc thành các lớp có chiều dày 2 m để tính lún. Điểm tính lún bắt đầu từ đáy móng.

- 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.

+  $\sigma'_{zi} (\text{T} / \text{m}^2)$ : 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.

+  $\beta_i$ : Hệ số tính từ hệ số poisson của đất theo công thức sau:

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \mu^2}{1 - \mu} \quad (\mu \text{ là hệ số Poisson})$$

-> Ta có: + Đất cát:  $\beta = 0.76$

+ Đất sét  $\beta = 0.57$

+ Đất sét pha  $\beta = 0.43$

+  $E_i$  : Modun biến dạng của đất :

$$E_i = 766 \times \frac{N_i}{10} \text{ (T/m}^2\text{)}$$

=> 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:

$$[S] = 1.5 \sqrt{L} = 1.5 \sqrt{35.2} = 8.90 \text{ (cm)}$$

- Chiều sâu lớp đất tính lún được 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.

$\sigma_\gamma$  : ứng suất do tải trọng bản thân đất nền gây ra (T/m<sup>2</sup>)

$\sigma_p$  : ứng suất do tải trọng gây lún :

$$\sigma_p = \sigma = 106.12 \text{ (kN / m}^2\text{)} = 10.61 \text{ (T / m}^2\text{)}$$

$Z_i$  : độ sâu điểm tính ứng suất tính từ đáy móng (m).

$B$  : bề rộng đáy móng khối quy ước. (m)

$K$  : hệ số phụ thuộc tỷ số  $Z_i/B$ .

$\gamma_I$  : Trọng lượng riêng đầy nổi của các lớp phân tổ. (T/m<sup>3</sup>)

Bảng 4.32. Tổng hợp phân bố ứng suất trong đất.

| Lớp đất | $\gamma$ | $h_i$ | Điểm | $h \times \gamma$ | $\sigma_\gamma$ | $Z_i$ | $Z_i/B$ | $K_i$ | $\sigma_p$ | $\sigma_\gamma / \sigma_p$ |
|---------|----------|-------|------|-------------------|-----------------|-------|---------|-------|------------|----------------------------|
| 4       | 0.97     | 2     | 2    | 1.940             | 1.940           | 2     | 0.209   | 0.919 | 9.755      | 0.199                      |
|         | 0.97     | 2     | 4    | 1.940             | 3.880           | 4     | 0.418   | 0.777 | 8.242      | 0.471                      |
|         | 0.97     | 2     | 6    | 1.940             | 5.820           | 6     | 0.627   | 0.641 | 6.805      | 0.855                      |
|         | 0.97     | 2     | 8    | 1.940             | 7.760           | 8     | 0.836   | 0.520 | 5.522      | 1.405                      |
|         | 0.97     | 2     | 10   | 1.940             | 9.700           | 10    | 1.045   | 0.410 | 4.351      | 2.229                      |
|         | 0.97     | 2     | 12   | 1.940             | 11.640          | 12    | 1.254   | 0.338 | 3.587      | 3.245                      |
|         | 0.97     | 2     | 14   | 1.940             | 13.580          | 14    | 1.463   | 0.266 | 2.823      | 4.810                      |
|         | 0.97     | 2     | 16   | 1.940             | 15.520          | 16    | 1.672   | 0.219 | 2.327      | 6.669                      |
|         | 0.97     | 2     | 18   | 1.940             | 17.460          | 18    | 1.881   | 0.178 | 1.889      | 9.243                      |
|         | 0.97     | 2     | 20   | 1.940             | 19.400          | 20    | 2.090   | 0.147 | 1.563      | 12.412                     |
|         | 0.97     | 2     | 22   | 1.940             | 21.340          | 22    | 2.298   | 0.131 | 1.387      | 15.389                     |

|      |   |    |       |        |    |       |       |       |        |
|------|---|----|-------|--------|----|-------|-------|-------|--------|
| 0.97 | 2 | 24 | 1.940 | 23.280 | 24 | 2.507 | 0.114 | 1.210 | 19.232 |
| 0.97 | 2 | 26 | 1.940 | 25.220 | 26 | 2.716 | 0.097 | 1.034 | 24.386 |
| 0.97 | 2 | 28 | 1.940 | 27.160 | 28 | 2.925 | 0.081 | 0.858 | 31.657 |
| 0.97 | 2 | 30 | 1.940 | 29.100 | 30 | 3.134 | 0.072 | 0.759 | 38.357 |
| 0.97 | 2 | 32 | 1.940 | 31.040 | 32 | 3.343 | 0.066 | 0.702 | 44.204 |
| 0.97 | 2 | 34 | 1.940 | 32.980 | 34 | 3.552 | 0.061 | 0.646 | 51.074 |
| 0.97 | 2 | 36 | 1.940 | 34.920 | 8  | 0.836 | 0.520 | 5.522 | 6.323  |
| 0.97 | 2 | 38 | 1.940 | 36.860 | 9  | 0.940 | 0.460 | 4.881 | 7.552  |
| 0.97 | 2 | 40 | 1.940 | 38.800 | 10 | 1.045 | 0.410 | 4.351 | 8.918  |
| 0.97 | 2 | 42 | 1.940 | 40.740 | 11 | 1.149 | 0.374 | 3.969 | 10.265 |

Bảng 4.33. Bảng tính lún

| $Z_i(m)$ | $H_i(m)$ | $\sigma_p(T/m^2)$ | $\sigma_{tb}(T/m^2)$ | $N_i$ | $\beta_i$ | $E_i(T/m^2)$ | $S_i(m)$ |
|----------|----------|-------------------|----------------------|-------|-----------|--------------|----------|
| 0        | 2        | 9.755             | 8.999                | 23    | 0.57      | 1762         | 0.00582  |
| 2        |          | 8.242             |                      |       |           |              |          |
| 4        | 2        | 8.242             | 7.524                | 23    | 0.57      | 1762         | 0.00487  |
| 6        |          | 6.805             |                      |       |           |              |          |
| 8        | 2        | 6.805             | 6.164                | 22    | 0.57      | 1685         | 0.00417  |
| 10       |          | 5.522             |                      |       |           |              |          |
| 12       | 2        | 5.522             | 4.937                | 25    | 0.57      | 1915         | 0.00294  |
| 14       |          | 4.351             |                      |       |           |              |          |
| 16       | 2        | 4.351             | 3.969                | 21    | 0.43      | 1609         | 0.00212  |
| 18       |          | 3.587             |                      |       |           |              |          |
| 20       | 2        | 3.587             | 3.205                | 23    | 0.43      | 1762         | 0.00156  |
| 22       |          | 2.823             |                      |       |           |              |          |
| 24       | 2        | 2.823             | 2.575                | 30    | 0.43      | 2298         | 0.00096  |
| 26       |          | 2.327             |                      |       |           |              |          |
| 28       | 2        | 2.327             | 2.108                | 31    | 0.43      | 2375         | 0.00076  |
| 30       |          | 1.889             |                      |       |           |              |          |
| 32       | 2        | 1.889             | 1.726                | 14    | 0.76      | 1072         | 0.00245  |
| 34       |          | 1.563             |                      |       |           |              |          |
| 36       | 2        | 1.563             | 1.475                | 16    | 0.76      | 1226         | 0.00183  |
| 38       |          | 1.387             |                      |       |           |              |          |
| 40       | 2        | 1.387             | 2.678                | 50    | 0.56      | 3830         | 0.00078  |
| 42       |          | 3.969             |                      |       |           |              |          |

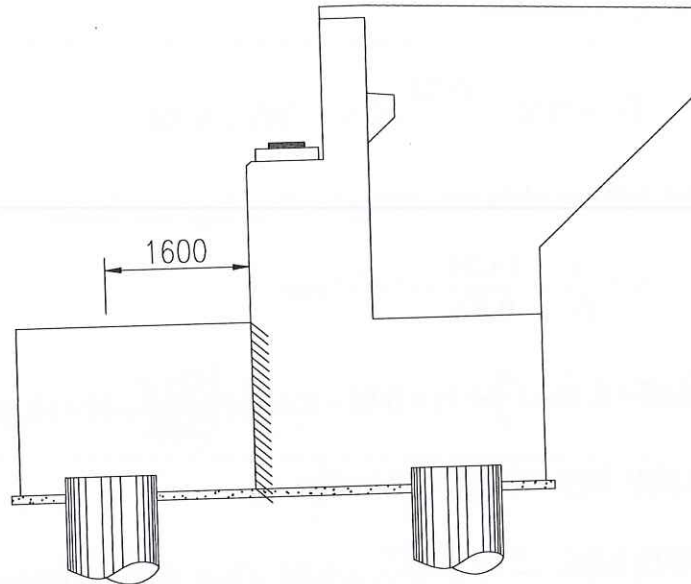


-> Độ lún tổng cộng của công trình là:  $1.05 \text{ cm} < [S] = 1.5\sqrt{L} = 8.90 \text{ (cm)}$

=> Vậy điều kiện về chuyển vị thỏa mãn.

#### 4.4.9. Thiết kế cốt thép cho đài cọc.

\* Xem đài cọc như một dầm công xôn bị ngàm vào móng, tiết diện tính toán đi qua mép tường thân và bị uốn bởi các phản lực đầu cọc không nằm dưới chân tường thân.



Hình 4.7. Cánh tay đòn dùng để tính mômen lên bộ.

##### 4.4.9.1. Thép đặt theo phương dọc cầu:

###### a) Thiết kế cốt thép:

\* Tiết diện tính toán:  $F = b \times h = 10.5 \times 1.8 = 18.9 (\text{m}^2)$

- Phản lực đầu cọc ở TTGH cường độ đối với nhóm cọc ngoài cùng :

$$N_n = 3 \times 1128.2 = 3385 (\text{kN})$$

- Ta có khoảng cách từ trọng tâm nhóm cọc đến mặt cắt xét là 1300 mm:

$$M = 3385 \times 1.6 = 5415.36 (\text{kN.m})$$

- Sử dụng thép:  $53\phi 25 \text{a} 200, f_y = 280 \text{MPa} \Rightarrow A_s = 53 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 26003 \text{mm}^2$ .

- Cấp bê tông:  $f'_c = 30 \text{MPa}$

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu

kéo gần nhất là:  $d_c = a_{bv} + \frac{\phi}{2} = 250 + \frac{25}{2} = 262.5 \text{mm}$

- Chiều cao làm việc của tiết diện:  $d_s = h - d_c = 1800 - 262.5 = 1537.5 \text{mm}$

- Giả sử hệ số sức kháng  $\phi = 0.9$
- Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

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

$$= 1537.5 - \sqrt{1537.5^2 - \frac{2 \times 5415360000}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 10500}} = 14.69 \text{ mm}$$

- Xác định  $\beta_1$ : vì  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.69}{0.84} = 17.57 \text{ mm}$$

- Tính lại  $\phi$ :  $\phi = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1\right) = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{1537.5}{17.57} - 1\right) = 13.62 > 0.9$

- Chọn  $\phi = 0.9$  và phù hợp với giá trị ban đầu

$$\text{Kiểm tra điều kiện: } \frac{c}{d_s} = \frac{17.57}{1537.5} = 0.01 < 0.6 \text{ (thỏa điều kiện cốt thép tối đa)}$$

- Tiết diện không chế nên diện tích thép được xác định:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 14.69 \times 1537.5}{280} = 14044 \text{ mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)}$$

$$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \gamma_3 \left(\frac{bh^2}{6}\right) \times 0.63 \sqrt{f'_c} = 1.6 \times 0.67 \times \left(\frac{10500 \times 1800^2}{6}\right) \times 0.63 \sqrt{30} = 20973891695 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left(d_s - \frac{a}{2}\right)} = \frac{\min[1.2 \times 20973891695; 1.33 \times 5415360000]}{0.9 \times 280 \times \left(1537.5 - \frac{14.69}{2}\right)} = 18678.52 \text{ mm}^2 > 14044.00 \text{ mm}^2$$

- Chọn 53Ø25a200 để bố trí:

$$A_s = 53 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 26003 \text{ mm}^2 > A_s = 18679 \text{ mm}^2 \text{ (Thỏa).}$$

b) Kiểm tra khả năng chịu nứt của tiết diện:

$$M_s = 3553000000 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=10500 \text{ mm}$ ,  $h_f=1800 \text{ mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 262.5 \text{ mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{262.5}{0.7 \times (1800 - 262.5)} = 1.24$$

Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}_c \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

$$\begin{aligned} x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\ &= 6.79 \times \frac{26003}{10500} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1537.5 \times 10500}{6.79 \times 26003}} - 1 \right) = 211.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\ &= \frac{10500 \times 211.25^3}{3} + 6.79 \times 26003 \times (1537.5 - 211.25)^2 \\ &= 343714354465 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{3553000000}{343714354465} \times (1537.5 - 211.25) \times 6.79$$

$$= 93.14 \text{ N/mm}^2$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

$$s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.24 \times 93.14} - 2 \times 262.5 = 536.71 \text{ mm}$$

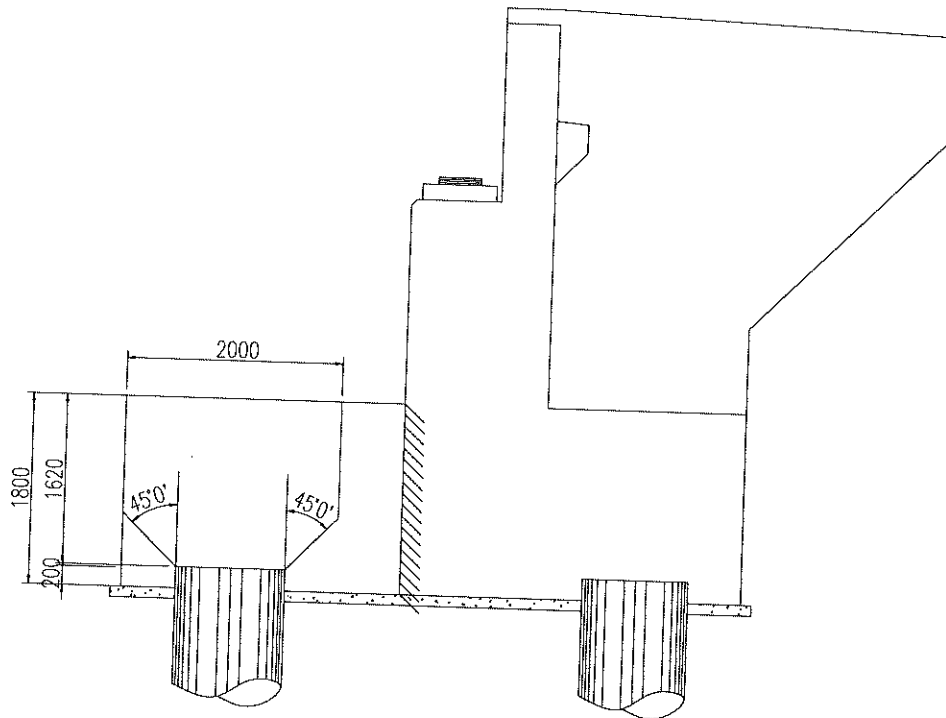
$$s = 200 \text{ mm} < s_{\min} = 536.71 \text{ mm}$$

**=> Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

4.4.9.2. Thép đặt theo phương ngang cầu:

\* Được đặt giống thép bộ dọc cầu để tiện thi công và gia công cốt thép.

4.4.9.3. Kiểm tra chọc thủng đài cọc.



Hình 4.8. Tháp xuyên thủng bộ cọc.

\* Lực chống xuyên thủng được xác định như sau:

$$P_{CX} = 0.75 R_K \times S_{xq} \text{ (tháp xuyên thủng)}$$

Trong đó

+  $R_K$ : cường độ chịu kéo của bê tông bộ,  $R_K = 750 \text{ kN/m}^2$

+  $S_{xq}$  (tháp xuyên thủng): Diện tích xung quanh tháp xuyên thủng,  $S_{xq} = 3.35 \text{ m}^2$

-> Thay số ta có:

$$+ P_{cx} = 0.75 \times 750 \times 3.35 = 1884.38 \text{ kN}$$

- Lực xuyên thủng lớn nhất của cọc:

$$+ P_{xt} = P_1 = 1128.20 \text{ kN}$$

=> Điều kiện kiểm tra chọc thủng bê cọc :

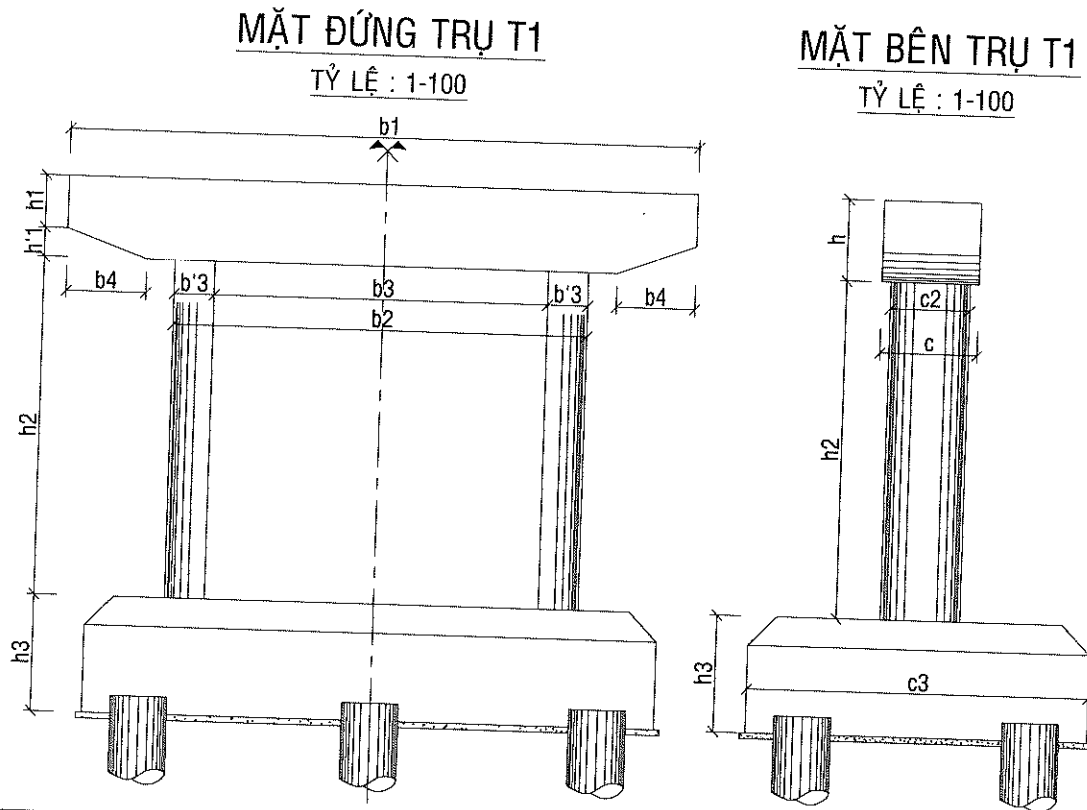
$P_{xt} < P_{cx}$ . Vậy bê cọc đảm bảo khả năng chọc thủng.



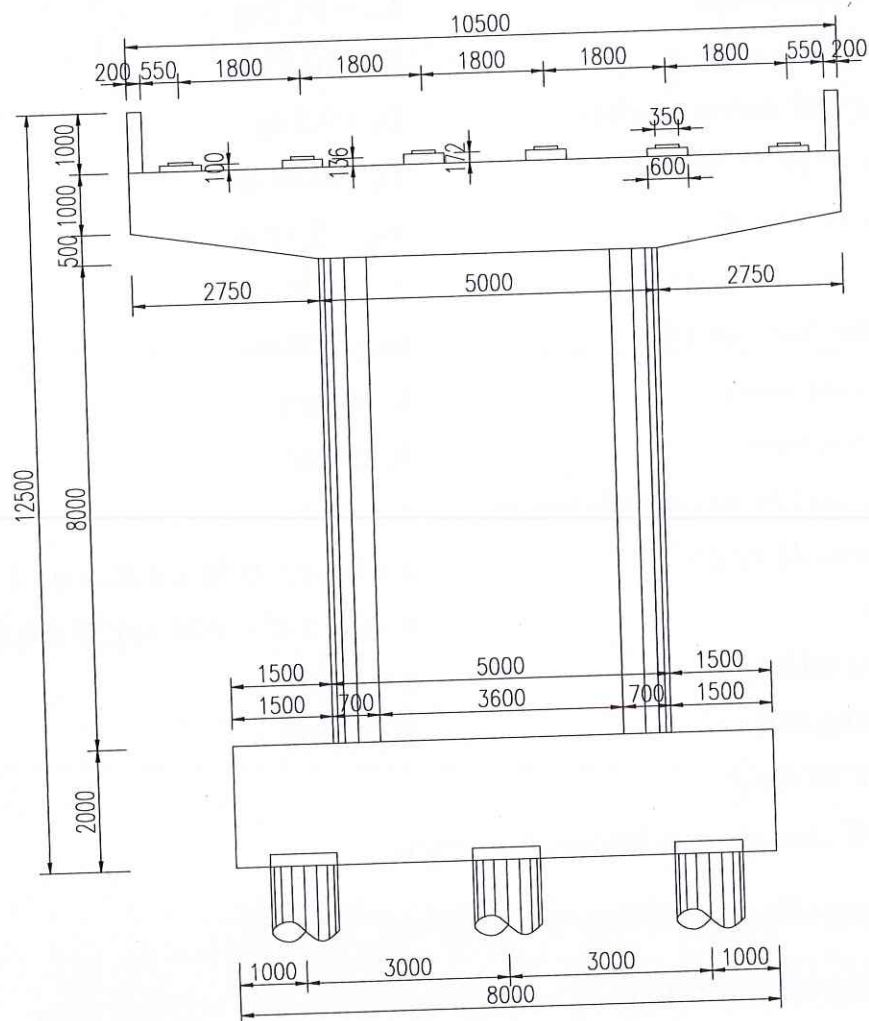
## CHƯƠNG 5 : THIẾT KẾ TRỤ CẦU

## 5.1. Các kích thước cơ bản

Hình 5.1. Kích thước cơ bản của trụ



| KÍ HIỆU | ĐƠN VỊ | GIÁ TRỊ |
|---------|--------|---------|
| $h$     | mm     | 1500    |
| $h_1$   | mm     | 1000    |
| $h'_1$  | mm     | 500     |
| $h_2$   | mm     | 8000    |
| $h_3$   | mm     | 2000    |
| $c$     | mm     | 1700    |
| $c_2$   | mm     | 1400    |
| $c_3$   | mm     | 5000    |
| $b_1$   | mm     | 10500   |
| $b_2$   | mm     | 5000    |
| $b_3$   | mm     | 3600    |
| $b'_3$  | mm     | 700     |
| $b_4$   | mm     | 2750    |



Hình 5.2. Kích thước mặt đứng của trụ

**5.1.1. Các thông số thiết kế.**

- Mức nước tính toán  $H_{tt} = +21.01 \text{ m}$
- Mức nước thấp nhất  $H_{tn} = +17.95 \text{ m}$
- Mức nước cao nhất  $H_{cn} = +22.64 \text{ m}$
- Cao độ mặt đường thiết kế  $+27.00 \text{ m}$
- Cao độ đỉnh trụ  $+25.30 \text{ m}$
- Cao độ đỉnh bệ trụ  $+15.80 \text{ m}$
- Cao độ đáy bệ trụ  $+13.80 \text{ m}$
- Góc chéo giữa trụ so với tim cầu  $90^\circ$
- Loại trụ: trụ đặc thân hẹp

**a) Số liệu kết cấu phần trên:**

- Số lượng dầm  $N = 6 \text{ dầm}$
- Khoảng cách giữa 2 dầm  $S = 1.8 \text{ m}$

|                                     |                                                         |
|-------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| - Chiều dài thực tế                 | $L = 36 \text{ m}$                                      |
| - Chiều dài tính toán               | $L_{tt} = 35.2 \text{ m}$                               |
| - Tổng bề rộng cầu                  | $B = 10.5 \text{ m}$                                    |
| - Bề rộng mặt đường xe chạy         | $B_s = 9.5 \text{ m}$                                   |
| - Chiều cao gờ đỡ lan can           | $H_g = 0.80 \text{ m}$                                  |
| - Chiều cao lan can                 | $H_{lc} = 0.34 \text{ m}$                               |
| - Chiều cao dầm thép I              | $h = 1.20 \text{ m}$                                    |
| - Chiều dày bản mặt cầu             | $h_f = 0.20 \text{ m}$                                  |
| - Lớp bê tông nhựa                  | $h_1 = 60 \text{ mm}$                                   |
| - Lớp phòng nước                    | $h_2 = 2 \text{ mm}$                                    |
| - Khoảng cách từ tim gờ đến tim trụ | $L_c = 0.4 \text{ m}$                                   |
| - Kích thước đá kê gối              | $a \times b \times c = 0.50 \times 0.50 \times 0.14$    |
| - Gối cầu:                          | $a' \times b' \times c' = 0.35 \times 0.35 \times 0.05$ |
| - Số làn xe thiết kế                | $n = 2 \text{ làn}$                                     |
| - Hệ số xung kích                   | $IM = 0.33$                                             |

b) *Vật liệu sử dụng:*

- Cường độ chịu nén của bê tông  $f'_c = 30 \text{ MPa}$
- Khối lượng riêng của bê tông  $\gamma_c = 0.25 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^3$ ,
- Mô đun đàn hồi của bê tông  $E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$
- Cường độ chảy dẻo của cốt thép  $f_y = 280 \text{ MPa}$
- Giới hạn ứng suất ở trạng thi sử dụng :
 

|                        |                                                                    |
|------------------------|--------------------------------------------------------------------|
| Giới hạn ứng suất nén: | $0.45 \times 30 = 13.50 \text{ MPa}$                               |
| Giới hạn ứng suất kéo: | $0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{30} = 2.74 \text{ MPa}$ |

## 5.2. Tải trọng tác dụng lên kết cấu

\*Tại mỗi vị trí gối có các lực tồn tại theo 3 phương vuông góc tác dụng

Lực theo phương dọc cầu:  $L_d$

Lực theo phương ngang cầu:  $L_n$

Lực theo phương đứng:  $V$

### 5.2.1. Tính tải tác dụng lên kết cấu.

#### 5.2.1.1. Kết cấu phần trên:

a) *Tính tải tác dụng:*

\* Tính tải kết cấu phần trên tác dụng xuống trụ bao gồm: (kết cấu nhịp), các tải trọng này được tính toán chương IV.

- Dầm biên:

+ Tải trọng bản thân dầm:  $DC_1 = 5.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng bản mặt cầu:  $DC_2 = 9.25 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lớp phủ:  $DW = 2.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lan can, lề bộ hành, bó vỉa:  $DC_3 = 7.68 \text{ N/mm}$

- Dầm giữa:

+ Tải trọng bản thân dầm:  $DC_1 = 5.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng bản mặt cầu:  $DC_2 = 9.25 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lớp phủ:  $DW = 2.24 \text{ N/mm}$

+ Tải trọng lan can, lề bộ hành, bó vỉa:  $DC_3 = 0.00 \text{ N/mm}$

b) Phản lực gối không có hệ số do một dầm chủ tác dụng lên gối:

- Dầm biên:

$$+ V_{DC}^b = \left[ (DC_1 + DC_2 + DC_3) \times \frac{L}{2} \right] = \left[ (5.24 + 9.25 + 7.68) \times \frac{36000}{2} \right]$$

$$= 399060 \text{ N}$$

$$+ V_{DW}^b = DW \times \frac{L}{2} = 2.24 \times \frac{36000}{2} = 40320 \text{ N}$$

- Dầm giữa:

$$+ V_{DC}^g = \left[ (DC_1 + DC_2 + DC_3) \times \frac{L}{2} \right] = \left[ (5.24 + 9.25 + 0.00) \times \frac{36000}{2} \right]$$

$$= 260820 \text{ N}$$

$$+ V_{DW}^g = DW \times \frac{L}{2} = 2.24 \times \frac{36000}{2} = 40320 \text{ N}$$

#### 5.2.1.2. Kết cấu phần dưới:

\* Phần tính tải do trọng lượng bản thân xà mũ:

$$DC_{xm} = \left[ (b_1 \times h_1) + \frac{h_1'}{2} \times (b_1 + b_2) \right] \times c_1 \times \gamma_c$$

$$= \left[ (10500 \times 1000) + \frac{500}{2} \times (10500 + 5000) \right] \times 1700 \times 2.5 \times 10^{-5} = 610938 \text{ N}$$

\* Phần tính tải do đá kê gối:  $DC_{kg} = 6 \times (136 \times 600 \times 500 \times 2.5 \times 10^{-5}) = 6120 \text{ N}$

\* Phần tĩnh tải do gối kê:  $DC_g = 6 \times (50 \times 350 \times 350 \times 0.785 \times 10^{-4}) = 2885N$

\* Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân trụ được xem là lực thẳng:

$$DC_t = \left[ \left( \pi \times (b_3')^2 \right) + (c_2 \times b_3) \right] \times h_2 \times \gamma_c$$

$$= \left[ \left( \pi \times 700^2 \right) + (1400 \times 3600) \right] \times 8000 \times 2.5 \times 10^{-5} = 1315876N$$

\* Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân bê trụ được xem là lực thẳng:

$$DC_{bt} = \left[ (8000 \times 2000) \times 5000 \right] \times 2.5 \times 10^{-5} = 2000000N$$

### 5.2.2. Hoạt tải tác dụng lên kết cấu.

- Xe 3 trục:

+ Khoảng cách giữa các trục: 4300 mm

+ Trọng lượng các trục:

- Trục trước:  $P_1 = 22750 N$

- Trục giữa:  $P_2 = 94250 N$

- Trục sau:  $P_3 = 94250 N$

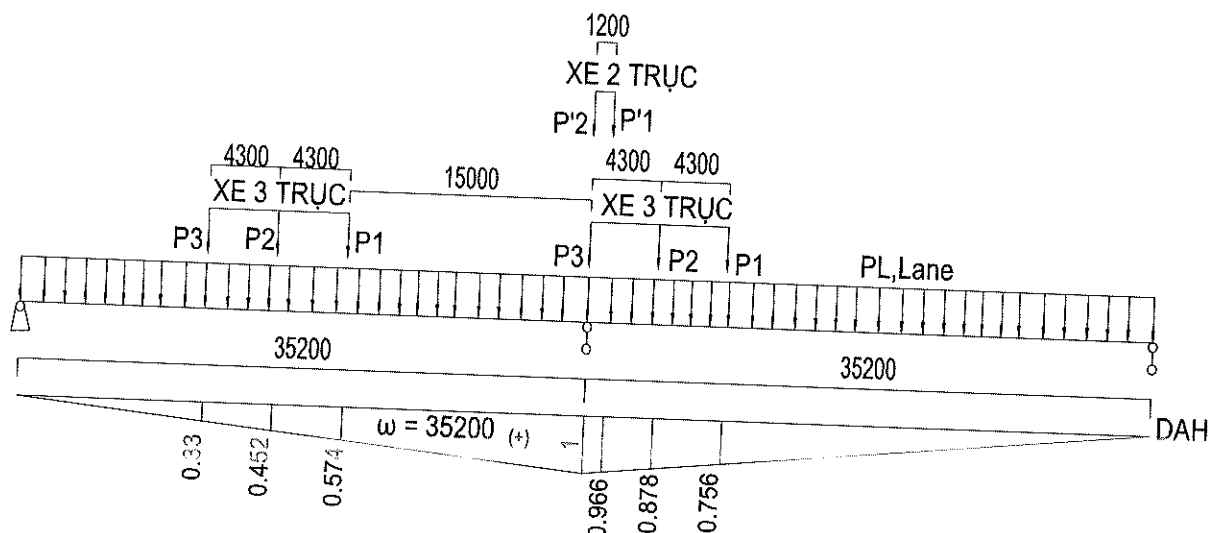
- Với xe 2 trục:

+ Khoảng cách giữa 2 trục 1200 mm

+ Trọng lượng các trục:  $P'_1 = P'_2 = 71500 N$

- Tải trọng làn là tải trọng phân bố dọc dầm với độ lớn:  $q = 9.3 N/mm$

#### 5.2.2.1. Xếp tải theo phương dọc cầu.



Hình 5.3. Sơ đồ xếp hoạt tải theo phương dọc cầu.

- Phản lực gối do 2 xe tải 3 trục:



+ Bên phải trụ:

$$R_P^{3TR} = P_1 \times y_1 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_3 = 22750 \times 0.756 + 94250 \times (1 + 0.878) = 194178 \text{ N}$$

+ Bên trái trụ:

$$R_{TR}^{3TR} = P_1 \times y_1 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_3 = 22750 \times 0.574 + 94250 \times (0.452 + 0.33) = 86688 \text{ N}$$

$$\Rightarrow \sum R^{3TR} = R_{TR}^{3TR} + R_P^{3TR} = 194178 + 86688 = 280866 \text{ N}$$

- Phản lực tại gối do 1 xe 2 trục:

$$R^{2TR} = P'_1 \times y'_1 + P'_2 \times y'_2 = 71500 \times (1 + 0.966) = 140563 \text{ N}$$

- Phản lực tại gối do tải trọng làn gây ra trên 2 nhịp :

$$R_P^{\text{lane}} = R_{TR}^{\text{lane}} = q_{\text{lane}} \times \Omega_{\text{lane}} = 9.3 \times 0.5 \times (35200 \times 1) = 163680 \text{ N}$$

$$\Rightarrow R^{\text{lane}} = R_P^{\text{lane}} + R_{TR}^{\text{lane}} = 2 \times 163680 = 327360 \text{ N}$$

Bảng 5.1. Tổng hợp phản lực tại gối do hoạt tải

|           |      |                                          |       |       |          |           |
|-----------|------|------------------------------------------|-------|-------|----------|-----------|
| Xe 3 trục | Phải | y <sub>1</sub>                           | 0.756 | 22750 | 17191.76 | 280866.48 |
|           |      | y <sub>2</sub>                           | 0.878 | 94250 | 82736.51 |           |
|           |      | y <sub>3</sub>                           | 1.000 | 94250 | 94250    |           |
|           | Trái | y <sub>4</sub>                           | 0.574 | 22750 | 13055.4  |           |
|           |      | y <sub>5</sub>                           | 0.452 | 94250 | 42573.15 |           |
|           |      | y <sub>6</sub>                           | 0.330 | 94250 | 31059.66 |           |
| Lane      | Phải | $\Omega_{\text{lan}}$ (mm <sup>2</sup> ) | 17600 | 9.3   | 163680   | 327360    |
|           | Trái | $\Omega_{\text{lan}}$ (mm <sup>2</sup> ) | 17600 | 9.3   | 163680   |           |
| Xe 2 trục |      | y <sub>3</sub>                           | 1.000 | 71500 | 71500    | 140563    |
|           |      | y <sub>7</sub>                           | 0.966 | 71500 | 69063    |           |

\* So sánh các tổ hợp do hoạt tải gây ra:

- Tổ hợp 1:

$$\sum R = R^{\text{lane}} + R^{3TR} = 327360 + 280866 = 608226 \text{ N}$$

- Tổ hợp 2:

$$\sum R = R^{\text{lane}} + R^{2TR} = 327360 + 140563 = 467923 \text{ N}$$

- Tổ hợp 3:

$$\sum R = R_p^{\text{lane}} + R_p^{3\text{TR}} = 163680 + 194178 = 357858\text{N}$$

=> Ta thấy: + Tổ hợp 1: cho phản lực tại gối lớn nhất.

+ Tổ hợp 3: có thể tạo momen uốn với trụ lớn nhất.

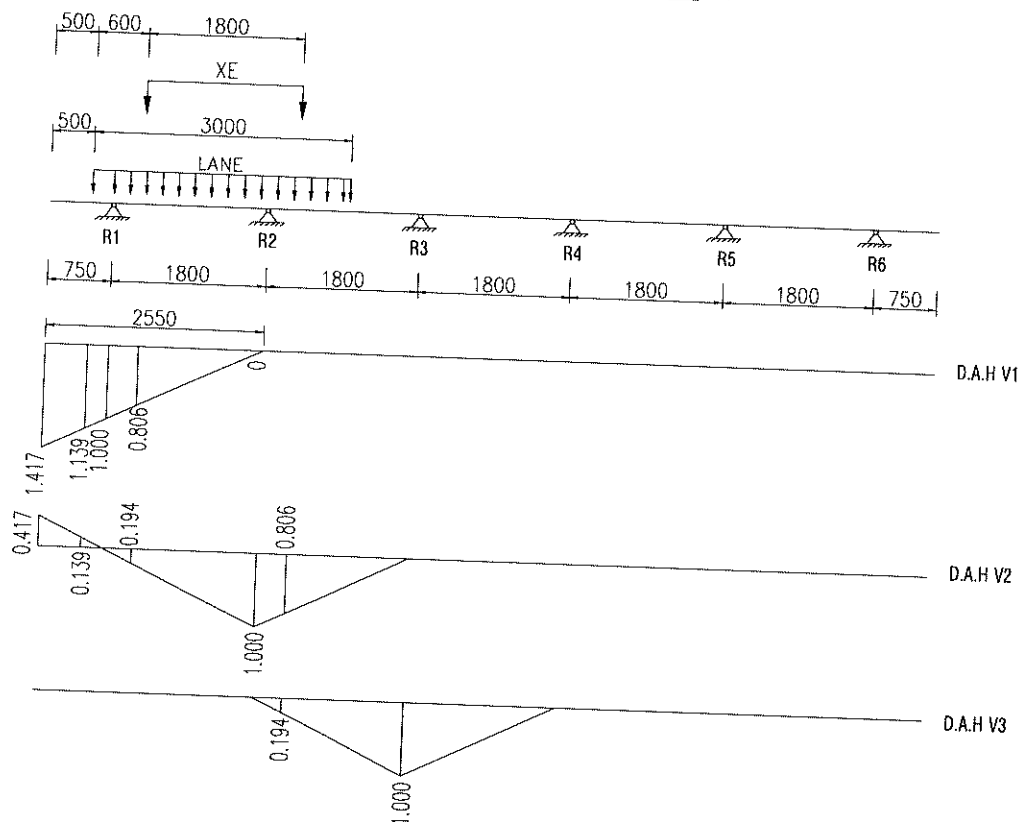
#### 5.2.2.2. Xếp tải theo phương ngang cầu.

\* 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:

$$+ n=1 \rightarrow m=1.2$$

$$+ V_i^{\text{lane}} = \frac{m \times R_i^{\text{lane}} \times \Omega_{\text{lane}}}{3000} ; V_p^{\text{lane}} = \frac{m \times R_p^{\text{lane}} \times \Omega_{\text{lane}}}{3000}$$

$$+ V_i^{\text{TR}} = m \times R_i^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i ; V_p^{\text{TR}} = m \times R_p^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$



Hình 5.4. Sơ đồ tính hoạt tải theo phương ngang cầu.

\* Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

- Tính đại diện cho gối 1: (1 làn chất tải)

$$+ \text{Ta có :} + \Omega_{\text{lane}} = 0.5 \times 2050 \times 1.139 = 1167.48\text{mm}^2$$

$$+ \sum y_i = (0.806 + 0) = 0.806$$

$$\Rightarrow \text{Vậy :} + V_{PI}^{\text{lane}} = V_{TR1}^{\text{lane}} = \frac{1.2 \times 163680 \times 1167.48}{3000} = 76437.25\text{N}$$

$$+ V_{PI}^{3\text{tr}} = 1.2 \times 194178 \times 0.5 \times 0.806 = 93904.61\text{N}$$

$$+ V_{TR1}^{3tr} = 1.2 \times 86688.21 \times 0.5 \times 0.806 = 41922.42N$$

=> Tổng phản lực tại gối 1:

$$V = [V_1^{lane} + V_1^{3tr}]$$

$$= [2 \times 76437.25 + (93904.61 + 41922.42)] = 288701.53N$$

Bảng 5.2. Phản lực tại gối do hoạt tải xếp ngang cầu

| Gối                               |      | 1             | 2             | 3           |
|-----------------------------------|------|---------------|---------------|-------------|
| $\Omega_{lan}$ (mm <sup>2</sup> ) |      | 1167.48       | 1582          | 250.69      |
| $\Omega_{PL}$ (mm <sup>2</sup> )  |      | 0             | 0             | 0           |
| $\sum y_i$                        |      | 0.806         | 1             | 0.194       |
| Lane                              | Phải | 76437.25      | 103576.7      | 16413.18    |
|                                   | Trái | 76437.25      | 103576.7      | 16413.18    |
| 3TR                               | Phải | 93904.61      | 116506.96     | 22602.35    |
|                                   | Trái | 41922.42      | 52012.93      | 10090.51    |
| Tổng                              |      | 288701.53     | 375673.29     | 65519.22    |
| e                                 |      | 4500          | 2700          | 900         |
| $M_{xi}$                          |      | 1299156885.00 | 1014317883.00 | 58967298.00 |
| $M_x$                             |      | 2372442066    |               |             |

### 5.2.3. 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.

$$BR = 25\% \times P_{3TR} \times m \times n = 0.25 \times (22500 + 94500 + 942500) \times 1 \times 2 = 105625N$$

- Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đỉnh bộ cọc :  $11148 + 1800 = 12948$  mm

- Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đáy bộ :  $13148 + 1800 = 14948$  mm

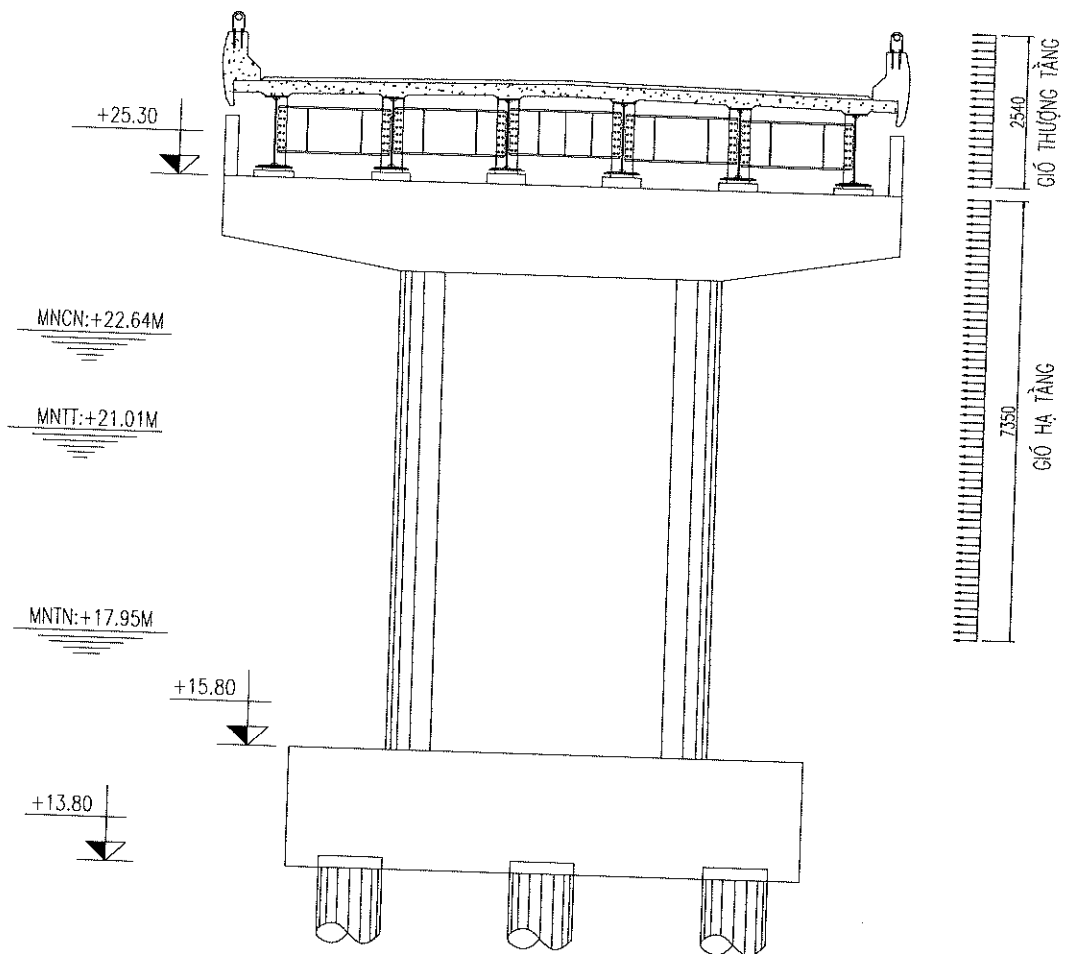
-> Mômen tại mặt cắt đỉnh bộ:

$$+ M_y^{đỉnh} = 105625 \times 12948 = 1367632500N.mm$$

-> Mômen tại mặt cắt đáy bộ:

$$+ M_y^{\text{day}} = 105625 \times 14948 = 1578882500 \text{ N.mm}$$

#### 5.2.4. Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu:



Hình 5.5. Sơ đồ tính tải trọng gió tại trụ T1.

##### 5.2.4.1. Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu thượng tầng ( $W_{S_{\text{sup}}}$ ):

- Diện tích hứng gió của kết cấu thượng tầng bxx được tính trên 2 nhịp như sau:

$$+ b = 36000 \text{ mm}$$

$$+ h = h_{LC} + h_{DC} = 1340 + 1200 = 2540 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_t = (b \times h) = (36000 \times 2540) = 91440000 \text{ mm}^2$$

\* 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:

$$WS = P_D = 0.0006 \times V^2 \times A_t \times C_d \geq 1.8 A_t \text{ (kN)}$$

- Trong đó :

+ Tốc độ gió  $V_B$  giả sử được lấy trong vùng 4, ta có:



-  $V_B = 59 \text{ m/s}$  : Là 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.

-  $S = 1.09$  : Là 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

$$\Rightarrow V = V_B \times S = 59 \times 1.09 = 64.3 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow \text{Đối với sức gió tiêu chuẩn: } \Rightarrow V = V_B \times S = 25 \times 1.09 = 27.25 \text{ m/s}$$

+  $C_d$  : Hệ số cản được quy định trong A3.8.1.2.1.1, phụ thuộc vào tỉ số  $b/d$ .

$b = 10500$  Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)

$d = 2540$  Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc, nếu có (mm).

-> Tra bảng A3.8.1.2.1-1, ta lấy hệ số cản gió :  $C_d = 1.35$

$$\Rightarrow P_B = 0.0006 \times (64.3)^2 \times 1.35 = 3.35 \text{ kN/m}^2$$

- Tương tự với sức gió tiêu chuẩn là  $25 \text{ m/s}$  thì ta có

$$\Rightarrow P_{B25} = 0.0006 \times (27.25)^2 \times 1.35 = 0.6 \text{ kN/m}^2 \text{ vậy giá trị thiết kế là } 1.8$$

\* Giả sử mặt hứng gió vuông góc phương gió, khi đó gió ngang là:

$$\Rightarrow \text{Lực gió: } WS = P_B \times A_t$$

- Mômen tại mặt cắt đỉnh bộ:

+ Gọi  $Z_1$  : là khoảng cách từ điểm đặt lực đến mặt cắt đỉnh bộ:  $Z_1 = 10956 \text{ mm}$

+ Gọi  $Z_2$  : là khoảng cách từ điểm đặt lực đến mặt cắt đỉnh bộ:  $Z_2 = 12956 \text{ mm}$

Bảng 5.3. Tải trọng gió ngang thượng tầng

| Ký hiệu | $P_B$           | $A_{SUP}$     | WS     | $Z_1$ | $Z_2$ | $M_1$      | $M_2$      |
|---------|-----------------|---------------|--------|-------|-------|------------|------------|
| Đơn vị  | $\text{kN/m}^2$ | $\text{mm}^2$ | N      | mm    | mm    | Nmm        | Nmm        |
| 59 m/s  | 3.35            | 91440000      | 306322 | 10956 | 12956 | 3356064346 | 3968708440 |
| 25m/s   | 1.80            | 91440000      | 164592 | 10956 | 12956 | 1803269952 | 2132453952 |

5.2.4.2. 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  $59 \text{ m/s}$ :

$$+ WS_{xamu} = P_B \times A_{xamu}^N = 3.35 \times h \times c = 3.35 \times (1.0 + 0.5) \times 1.8 = 8.542 \text{ kN} = 8542 \text{ N}$$

$$+ WS_{th.tru} = P_B \times A_{th.tru}^N = 3.35 \times h_2 \times c_2 = 3.35 \times 5.85 \times 1.5 = 27.436 \text{ kN} = 27436 \text{ N}$$

$$+ WS_{sub} = WS_{xamu} + WS_{th.tru} = 8542 + 27436 = 35979 \text{ N}$$



Bảng 5.4. Giá trị nội lực do gió ngang tác động lên xà mũ

| Ký hiệu | $P_B$             | $A_{SUB}$       | WS   | $Z_1$ | $Z_2$ | $M_1$    | $M_2$    |
|---------|-------------------|-----------------|------|-------|-------|----------|----------|
| Đơn vị  | kN/m <sup>2</sup> | mm <sup>2</sup> | N    | mm    | mm    | Nmm      | Nmm      |
| 59 m/s  | 3.35              | 2550000         | 8542 | 8750  | 10750 | 74746398 | 91831289 |
| 25m/s   | 1.80              | 2550000         | 4590 | 8750  | 10750 | 40162500 | 49342500 |

Bảng 5.5. Giá trị nội lực do gió ngang tác động lên thân trụ

| Ký hiệu | $P_B$             | $A_{SUB}$       | WS    | $Z_1$ | $Z_2$ | $M_1$     | $M_2$     |
|---------|-------------------|-----------------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Đơn vị  | kN/m <sup>2</sup> | mm <sup>2</sup> | N     | mm    | mm    | Nmm       | Nmm       |
| 59 m/s  | 3.35              | 8190000         | 27436 | 5075  | 7075  | 139239350 | 194112000 |
| 25m/s   | 1.80              | 8190000         | 14742 | 5075  | 7075  | 74815650  | 104299650 |

## 5.2.4.3. Tải trọng gió dọc tác dụng lên kết cấu hạ tầng:

- Ta có:  $+ A_{xamu}^D = (10500 \times 1000) + 0.5 \times 500 \times (10500 + 5000) = 14375000 \text{ mm}^2$

$+ A_{th.tru}^D = 5850 \times 5000 = 29250000 \text{ mm}^2$

Bảng 5.6. Giá trị nội lực do gió dọc tác động lên xà mũ

| Ký hiệu | $P_B$             | $A_{SUB}$       | WS    | $Z_1$ | $Z_2$ | $M_1$     | $M_2$     |
|---------|-------------------|-----------------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Đơn vị  | kN/m <sup>2</sup> | mm <sup>2</sup> | N     | mm    | mm    | Nmm       | Nmm       |
| 59 m/s  | 3.35              | 14375000        | 48156 | 8750  | 10750 | 421364501 | 517676387 |
| 25m/s   | 1.80              | 14375000        | 25875 | 8750  | 10750 | 226406250 | 278156250 |

Bảng 5.7. Giá trị nội lực do gió dọc tác động lên thân trụ

| Ký hiệu | $P_B$             | $A_{SUB}$       | WS    | $Z_1$ | $Z_2$ | $M_1$     | $M_2$     |
|---------|-------------------|-----------------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| Đơn vị  | kN/m <sup>2</sup> | mm <sup>2</sup> | N     | mm    | mm    | Nmm       | Nmm       |
| 59 m/s  | 3.35              | 29250000        | 97987 | 5075  | 7075  | 497283392 | 693257142 |
| 25m/s   | 1.80              | 29250000        | 52650 | 5075  | 7075  | 267198750 | 372498750 |

**5.2.5. Tải trọng gió tác dụng lên hoạt tải (WL):****5.2.5.1. 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 1800 mm so với mặt đường.
- Chiều dài tham gia tải trọng gió tác dụng lên xe được lấy bằng chiều dài dầm tác dụng lên lên mố :  $L = 36000\text{mm}$

$$\Rightarrow WL_n = 1.5 \times 36000 = 54000\text{N}$$

- Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đỉnh bộ cọc  $Z = Z_1 + h_{WL} = 11148 + 1800 = 12948\text{ mm}$
- Khoảng cách từ điểm đặt lực đến đáy bộ :  $Z = Z_2 + h_{WL} = 13148 + 1800 = 14948\text{ mm}$

$$\Rightarrow \text{Mô men do gió ngang cầu: } M_x = WL_n \times Z$$

**5.2.5.2. 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.

$$WL_D = 0.75 \times 36000 = 27000\text{N}$$

- Mô men do gió dọc cầu:  $M_y = WL_y \times Z$

Bảng 5.8. Tải trọng gió tác dụng lên xe

| Ký hiệu   | p    | WL    | h <sub>WL</sub> | Z <sub>1</sub> | Z <sub>2</sub> | M <sub>1</sub> | M <sub>2</sub> |
|-----------|------|-------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Đơn vị    | N/mm | N     | mm              | mm             | mm             | Nmm            | Nmm            |
| Gió ngang | 1.50 | 54000 | 1800            | 12948          | 14948          | 796392000      | 904392000      |
| Gió dọc   | 0.75 | 27000 | 1800            | 12948          | 14948          | 398196000      | 452196000      |

**5.2.6. Tải trọng nước tác dụng lên trụ:****5.2.6.1. Lực đẩy nổi:**

- Theo như bố trí cấu tạo thì bộ 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.

- Áp lực đẩy nổi được xác định theo công thức :

$$B = \gamma_w \times V_0$$

Trong đó:  $V_0$ : Thể tích phần ngập nước.

$\gamma_w$ : Trọng lượng riêng của nước.

+ Thể tích trụ chiếm chỗ tính đến mặt cắt đỉnh bệ:

$$V = (0.70^2 \times \pi + 1.4 \times 5.0) \times 5.21 = 34.28 \text{ m}^3$$

+ Áp lực đẩy nổi tại mặt cắt đỉnh bệ:

$$P = V \times \gamma_n = 34.21 \times 10 = 342.79 \text{ kN} = 342790 \text{ N}$$

+ Thể tích trụ chiếm chỗ tính đến mặt cắt đáy bệ:

$$V = 34.28 + [(8 \times 5 \times 2)] = 114.28 \text{ m}^3$$

+ Áp lực đẩy nổi tại mặt cắt đáy bệ:

$$P = V \times \gamma_n = 114.28 \times 10 = 1142.8 \text{ kN} = 1142800 \text{ N}$$

#### 5.2.6.2. Áp lực nước tĩnh:

\* Áp lực tĩnh của nước được giả thiết là tác động thẳng góc với mặt cản nước. Áp 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: 6.84m

-> Áp lực nước tĩnh:

$$P = \frac{1}{2} \times h \times \gamma_n \times A = \frac{1}{2} \times 6.84 \times 10 \times (6.84 \times 1.4) = 327.50 \text{ kN} = 327500 \text{ N}$$

+ Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đỉnh bệ:  $Z_1 = \frac{1 \times 6.84}{3} = 2.28 \text{ m}$

- Tại mặt cắt đáy bệ:

+ Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đáy bệ là 8.84 m

-> Áp lực nước tĩnh:

$$P = \frac{1}{2} \times h \times \gamma_n \times A = \frac{1}{2} \times 8.84 \times 10 \times [(8.84 \times 1.4) + 5 \times 2] \\ = 442.42 \text{ kN} = 442420 \text{ N}$$

+ Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đang xét:  $Z_2 = \frac{8.84}{3} = 2.95 \text{ m}$

#### 5.2.6.3. Áp lực dòng chảy p: (A3.7.3.1)

\* Áp Lực dòng chảy theo phương dọc trụ:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times C_D \times V^2$$

Trong đó :

$p$  : áp lực dòng chảy (MPa)

$C_D$ : Hệ số cản của trụ theo chiều dọc . Với trụ đầu tròn  $C_D = 0.7$

$V$  : Vận tốc nước thiết kế ,  $V = 2.5$  m/s

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times 0.7 \times 2.5^2 = 0.00225 \text{ N / mm}^2$$

- Diện tích chắn của trụ (tính đến đỉnh bộ):

$$A_1 = 6.84 \times 1400 = 9576000 \text{ mm}^2$$

-> Vậy áp lực dòng chảy theo phương dọc trụ :

$$P = A_1 \times p = 9576000 \times 0.00225 = 21534.03 \text{ N}$$

+ Điểm đặt của lực :  $e = \frac{6.84}{2} \times 1000 = 3420 \text{ mm}$

=> Mômen tại mặt cắt đỉnh bộ:

$$M_y = P \times e = 21534 \times 3420 = 73646383 \text{ N.mm}$$

- Diện tích chắn của trụ (tính đến mặt cắt đáy bộ):

$$A_2 = A_1 + 6000 \times 2000 = 19576000 \text{ mm}^2$$

-> Vậy áp lực dòng chảy theo phương dọc :

$$P = A_2 \times p = 19576000 \times 0.00225 = 44022 \text{ N}$$

+ Điểm đặt của lực :

$$e = \frac{8.84}{2} \times 1000 = 4420 \text{ mm}$$

=> Mômen tại mặt cắt đáy bộ:

$$M_y = P \times e = 44022 \times 4420 = 194575163 \text{ N.mm}$$

-Áp Lực dòng chảy theo phương ngang trụ do dòng nước chảy lệch với trụ một góc  $\phi$  :

+ Ở đây ta xét dòng chảy không lệch nên  $C_L = 0$

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times C_L \times V^2 = 0$$

$C_L = 0$  - hệ số cản của trụ theo chiều ngang.

### 5.2.7. Tính va tàu (CV):

- Cầu được thiết kế với cấp đường sông cấp V, nên theo điều 3.14.2 ta có :

- Tải trọng va tàu đối với tàu tự hành : là 100 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 liên kế bộ phận được xem xét

$V_s = 1.3 \text{ m/s}$  (lấy ở phần số liệu thủy văn)

-> Lực va tàu vào trụ :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 \times V \times \sqrt{DWT} = 1.2 \times 10^5 \times 3.8 \times \sqrt{100} = 4560000 \text{ N}$$

- Cao độ mực nước thông thuyền MNTT +21.01m

- Cao độ đỉnh bệ : +15.80 m

- Cao độ đáy bệ : +13.80 m

-> Điểm đặt của lực : Cách mặt cắt đỉnh bệ :  $h = 5210 \text{ mm}$

- Ta có 100% lực va thiết kế trong phương song song với đường tim luồng vận tải

$$P_s = 4560000 \text{ N}$$

- 50% của lực va thiết kế trong phương thẳng góc với đường tim luồng vận tải

$$P_s = 4560000/2 = 2280000 \text{ N}$$

=> Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ :

$$M_x = P_s \times h = 4560000 \times 5210 = 23757600000 \text{ N.mm}$$

=> Momen tại mặt cắt đáy bệ :

$$M_x = P_s \times h = 4560000 \times 7210 = 32877600000 \text{ N.mm}$$

### 5.3. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên xà mũ:

#### 5.3.1. Tĩnh tải:

- Kết cấu phần trên: (tính cho gờ biên trên phần hẫng của xà mũ)

Bảng 5.9. Tĩnh tải phần trên tác dụng lên xà mũ

| Thành phần | Phản lực (N)   |                | Tổng phản lực<br>xà mũ | Moment<br>$M_y$ |
|------------|----------------|----------------|------------------------|-----------------|
|            | Gối trái $R_l$ | Gối phải $R_r$ |                        |                 |
| DC         | 399060         | 399060         | 798120                 | 0               |
| DW         | 40320          | 40320          | 80640                  | 0               |

- Kết cấu phần dưới (Trọng lượng phần hẫng của xà mũ) :  $P = 146094 \text{ N}$

#### 5.3.2. Hoạt tải:

Bảng 5.10. Hoạt tải tác dụng lên xà mũ

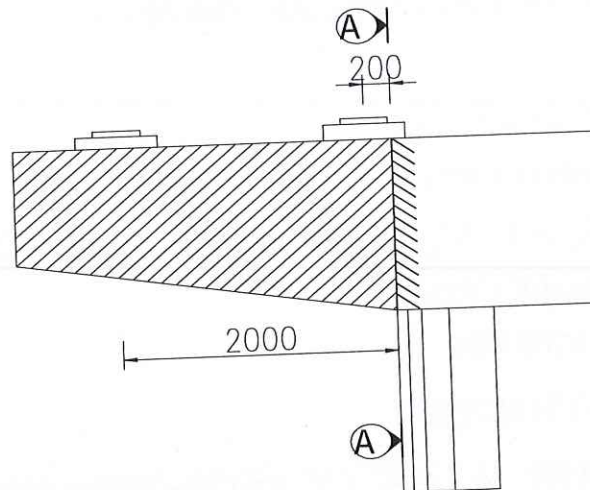
| Tải trọng    | $R_l(N)$ | $R_p(N)$ | $R_{LL}(N)$ |
|--------------|----------|----------|-------------|
| $V_1^{TR}$   | 41922.42 | 93904.61 | 135827.03   |
| $V_1^{lane}$ | 76437.25 | 76437.25 | 152874.50   |



## 5.3.3. Tổ hợp nội lực tại các mặt cắt:

| Trạng thái giới hạn | 1+IM | $\gamma_{DC}$ | $\gamma_{DW}$ | $\gamma_{LL}$ | $\eta$ |
|---------------------|------|---------------|---------------|---------------|--------|
| TTGHCĐ I            | 1.33 | 1.25          | 1.5           | 1.75          | 1.05   |
| TTGHSD              | 1.33 | 1             | 1             | 1             | 1      |

\* Mặt cắt A-A:



Hình 5.6. Phần hẫng xà mũ

- Lực cắt:

$$V = \eta \left\{ \gamma_{DC} \times (P + V_{DC}) + \gamma_{DW} \times V_{DW} + \gamma_{LL} \left[ (1 + IM) \times V^{3TR} + V^{Lane} + V^{PL} \right] \right\}$$

- Mô men:

$$M = V \times y$$

+ y: là khoảng cách cánh tay đòn của xà mũ

$$y = 1500\text{mm}$$

Bảng 5.11. Bảng tổ hợp nội lực tính toán phần hẫng xà mũ

| Trạng thái giới hạn<br>(gối 1) | V(N)    | y(mm) | M(N.mm)    |
|--------------------------------|---------|-------|------------|
| TTGHCĐ I                       | 1979140 | 2000  | 3958280000 |
| TTGHSD                         | 1358378 | 2000  | 2716756000 |
| Trạng thái giới hạn<br>(gối 2) | V(N)    | y(mm) | M(N.mm)    |
| TTGHCĐ I                       | 2158774 | 200   | 431754800  |
| TTGHSD                         | 1456139 | 200   | 291227800  |

| Trạng thái giới hạn | V(N) | M(N.mm) |
|---------------------|------|---------|
|---------------------|------|---------|

|         |         |            |
|---------|---------|------------|
| TTGHCĐI | 4137914 | 4390034800 |
| TTGHSD  | 2814517 | 3007983800 |

#### 5.4. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:

\* Ta sẽ đưa tất cả tải trọng về trọng tâm đỉnh bộ trụ.

##### 5.4.1. Tính tải:

##### 5.4.1.1. Tính tải của kết cấu:

- Kết cấu phần trên (KCPT) :

$$V = 2 \times V_{DC}^b + 4 \times V_{DC}^g = 2 \times 399060 + 4 \times 260820 = 1841400N$$

- Kết cấu phần dưới (KCPD):

+ Xà mũ:  $V_{XM} = 610938N$

+ Thân trụ:  $V_T = 1315876N$

+ Đá kê gối + gối kê:  $V_{dkg} = V_{kg} + V_g = 6120 + 2885 = 9005N$

##### 5.4.1.2. Tính tải của lớp phủ:

$$+ V_{DW} = 2 \times V_{DW}^b + 4 \times V_{DW}^g = 2 \times 40320 + 4 \times 40320 = 241920N$$

Bảng 5.12. Bảng tổ hợp tính tải

| Tính tải của kết cấu       |                          | V(N)    |
|----------------------------|--------------------------|---------|
| DC (KCPT)                  | Nhịp trái                | 1841400 |
|                            | Nhịp phải                | 1841400 |
| DC (KCPD)                  | Xà mũ                    | 610938  |
|                            | Thân trụ                 | 1315876 |
|                            | Đá kê gối+gối            | 9005    |
|                            | Bộ trụ                   | 2000000 |
|                            | Xét đến mặt cắt đỉnh trụ | 5618618 |
| Xét đến mặt cắt đáy bộ trụ |                          | 7618618 |
| Tính tải của lớp phủ       |                          | V(N)    |
| DW (KCPT)                  | Nhịp trái                | 241920  |
|                            | Nhịp phải                | 241920  |

|      |        |
|------|--------|
| Tổng | 483840 |
|------|--------|

**5.4.2. Hoạt tải:****5.4.2.1. Theo phương dọc cầu:**

$$- V_{\text{lane}} = m \times n \times (R_t + R_p)$$

$$- V_{\text{TR}} = m \times n \times (R_t + R_p) \times (1 + IM)$$

$$- V_{\text{PL}} = 2 \times (R_t + R_p)$$

$$- M_y = V \times X$$

-  $X=425\text{mm}$ : là khoảng cách tim trụ tới tim gối theo phương dọc cầu

-  $m = 1.00$  : 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.

Bảng 5.13. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp dọc trên toàn cầu.

| Tải trọng        | $R_t$<br>(N) | $R_p$<br>(N) | $V$<br>(N)        | $x$<br>(mm) | $H_x$<br>(N) | $M_y$<br>(N.mm) |
|------------------|--------------|--------------|-------------------|-------------|--------------|-----------------|
| 2 nhịp (TR)      | 86688.21     | 194178.27    | 747104.84         | 425         | 0            | 91366551        |
| 1 nhịp (TR)      | 0            | 194178.27    | 516514.2          | 425         | 0            | 0               |
| 2 nhịp (Lane)    | 163680       | 163680       | 654720            | 425         | 0            | 0               |
| 1 nhịp (Lane)    | 0            | 163680       | 327360            | 425         | 0            | 0               |
| Giá trị thiết kế |              |              | <b>1401824.84</b> |             |              | <b>91366551</b> |

Bảng 5.14. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp dọc trên 1/2 cầu

| Tải trọng        | $R_t$<br>(N) | $R_p$<br>(N) | $V$<br>(N)       | $x$<br>(mm) | $H_x$<br>(N) | $M_y$<br>(N.mm)  |
|------------------|--------------|--------------|------------------|-------------|--------------|------------------|
| 2 nhịp (TR)      | 86688        | 194178       | 448263           | 425         | 0            | 0                |
| 1 nhịp (TR)      | 0            | 194178       | 309909           | 425         | 0            | 99030918         |
| 2 nhịp (Lane)    | 163680       | 163680       | 392832           | 425         | 0            | 0                |
| 1 nhịp (Lane)    | 0            | 163680       | 196416           | 425         | 0            | 83476800         |
| Giá trị thiết kế |              |              | <b>506324.52</b> |             |              | <b>182507718</b> |

## 5.4.2.2. 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 theo phương ngang cầu.

Bảng 5.15. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp ngang trên toàn cầu.

| Tải trọng        | V(N)              | y(mm) | $M_x$ (N.mm)      |
|------------------|-------------------|-------|-------------------|
| Gối 1            | 240584.61         | 4500  | 1082630745        |
| Gối 2            | 344018.49         | 2700  | 928849923         |
| Gối 3            | 308202.29         | 900   | 277382061         |
| Gối 4            | 309493.95         | -900  | -278544555        |
| Giá trị thiết kế | <b>1202299.34</b> |       | <b>2010318174</b> |

Bảng 5.16. Bảng tổ hợp hoạt tải xếp ngang trên 1/2 cầu

| Tải trọng        | V(N)             | y(mm) | $M_x$ (N.mm)      |
|------------------|------------------|-------|-------------------|
| Gối 1            | 288701.53        | 4500  | 1299156885        |
| Gối 2            | 375673.29        | 2700  | 1014317883        |
| Gối 3            | 65519.22         | 900   | 58967298          |
| Giá trị thiết kế | <b>729894.04</b> |       | <b>2372442066</b> |

## 5.4.3. Tổng hợp nội lực tác dụng lên trụ

\* Biểu thức tính toán nội lực:

- Trạng thái giới hạn cường độ I

$$U_I = \eta \times [1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 1.75 \times (LL + IM) + 1.75 \times BR]$$

- Trạng thái giới hạn cường độ II

$$U_{II} = \eta \times [1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 0 \times (LL + IM) + 0 \times BR + 1.4 \times WS + 1 \times WA]$$

- Trạng thái giới hạn cường độ III

$$U_{III} = \eta \times [1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 1.35 \times [LL + IM] + 1.35 \times BR + 0.4 \times WS + 1 \times WL + 1 \times V]$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng (dùng để kiểm tra nứt):

$$S = \eta \times [1 \times DC + 1 \times DW + 1 \times (LL + IM) + 1 \times BR + 1 \times WL + 1 \times WA]$$

- Trạng thái giới hạn đặc biệt:



$$U_{DB} = \eta \times [0.9 \times DC + 0.65 \times DW + 0.5 \times (LL + IM) + 0.5 \times BR + 1 \times WA + 1 \times CV]$$

Bảng 5.17 Tổng hợp nội lực tác dụng lên đỉnh bộ trụ

| Tên tải trọng              | Ký hiệu    | V(N)    | H <sub>x</sub> (N) | M <sub>y</sub> (N.mm) | H <sub>y</sub> (N) | M <sub>x</sub> (N.mm) |
|----------------------------|------------|---------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| Tĩnh tải                   | DC         | 5618618 | 0                  | 0                     | 0                  | 0                     |
| Tĩnh tải chất thêm         | DW         | 483840  | 0                  | 0                     | 0                  | 0                     |
| Hoạt tải (xếp nửa cầu)     | LL+IM      | 506325  | 0                  | 182507717.7           | 0                  | 2372442066            |
| Hoạt tải (xếp toàn cầu)    | LL+IM      | 1401825 | 0                  | 91366551              | 0                  | 2010318174            |
| Lực hãm xe                 | BR         | 0       | 105625             | 1367632500            | 0                  | 0                     |
| Tải trọng gió lên hoạt tải | WL         | 0       | 27000              | 398196000             | 54000              | 796392000             |
| Tải trọng gió lên KC       | WS (59m/s) | 0       | 146143             | 918647893             | 342301             | 3570050094            |
| Tải trọng gió lên KC       | WS (25m/s) | 0       | 78525              | 493605000             | 183924             | 1918248102            |
| Tải trọng nước             | WA         | -342786 | 0                  | 0                     | 349033             | 820344558.6           |
| Tải trọng va tàu           | CV         | 0       | 0                  | 0                     | 4560000            | 23757600000           |

Bảng 5.18 Tổng hợp nội lực tác dụng lên đáy bộ trụ

| Tên tải trọng              | Ký hiệu    | V(N)     | H <sub>x</sub> (N) | M <sub>y</sub> (N.mm) | H <sub>y</sub> (N) | M <sub>x</sub> (N.mm) |
|----------------------------|------------|----------|--------------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|
| Tĩnh tải                   | DC         | 7618618  | 0                  | 0                     | 0                  | 0                     |
| Tĩnh tải chất thêm         | DW         | 483840   | 0                  | 0                     | 0                  | 0                     |
| Hoạt tải (xếp nửa cầu)     | LL+IM      | 506325   | 0                  | 182507718             | 0                  | 2372442066            |
| Hoạt tải (xếp toàn cầu)    | LL+IM      | 1401825  | 0                  | 91366551              | 0                  | 2010318174            |
| Lực hãm xe                 | BR         | 0        | 105625             | 1578882500            | 0                  | 0                     |
| Tải trọng gió lên hoạt tải | WL         | 0        | 27000              | 452196000             | 54000              | 904392000             |
| Tải trọng gió lên KC       | WS (59m/s) | 0        | 146143             | 1210933529            | 342301             | 4254651729            |
| Tải trọng gió lên KC       | WS (25m/s) | 0        | 78525              | 650655000             | 183924             | 2286096102            |
| Tải trọng nước             | WA         | -1142786 | 0                  | 0                     | 486444.7892        | 1498249033            |
| Tải trọng va tàu           | CV         | 0        | 0                  | 0                     | 4560000            | 32877600000           |

Bảng 5.19 Bảng 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 | φ    |
|---------|------|-----|-------|-------|------|----|----|------------|------------|----|----|------|
| 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 |
|----|------|-----|-----|-----|-----|---|---|---|---|---|---|------|

Bảng 5.20 Bảng tổng hợp nội lực ở các ttgh

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ - Trường hợp xếp xe tất cả các làn**

| Tổ hợp tải trọng | N(N)     | Hướng dọc |             | Hướng ngang |             |
|------------------|----------|-----------|-------------|-------------|-------------|
|                  |          | $H_x(N)$  | $M_y(N.mm)$ | $H_y(N)$    | $M_x(N.mm)$ |
| TTGH CĐI         | 10712338 | 194086    | 2680910756  | 0           | 3693959645  |
| TTGH CĐII        | 7776560  | 214830    | 1350412402  | 869667      | 6109335425  |
| TTGH CĐIII       | 9763646  | 211054    | 2693551055  | 500433      | 5352863601  |
| TTGH SD          | 7161498  | 156183    | 2005276551  | 458210      | 4202529163  |
| TTGH ĐB          | 8512518  | 55453     | 765974502   | 5154485     | 26862258828 |

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ - Trường hợp xếp xe trên 1/2 số làn**

| Tổ hợp tải trọng | N(N)    | Hướng dọc |             | Hướng ngang |             |
|------------------|---------|-----------|-------------|-------------|-------------|
|                  |         | $H_x(N)$  | $M_y(N.mm)$ | $H_y(N)$    | $M_x(N.mm)$ |
| TTGH CĐI         | 9066856 | 194086    | 2848382650  | 0           | 4359362296  |
| TTGH CĐII        | 7776560 | 214830    | 1350412402  | 869667      | 6109335425  |
| TTGH CĐIII       | 8494275 | 211054    | 2822743659  | 500433      | 5866174218  |
| TTGH SD          | 6265997 | 156183    | 2096417718  | 458210      | 4564653055  |
| TTGH ĐB          | 8042380 | 55453     | 813823614   | 5154485     | 27052373871 |

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ - Trường hợp xếp xe tất cả các làn**

| Tổ hợp tải trọng | N(N)     | Hướng dọc |             | Hướng ngang |             |
|------------------|----------|-----------|-------------|-------------|-------------|
|                  |          | $H_x(N)$  | $M_y(N.mm)$ | $H_y(N)$    | $M_x(N.mm)$ |
| TTGH CĐI         | 13337338 | 194086    | 3069082631  | 0           | 3693959645  |
| TTGH CĐII        | 9561560  | 214830    | 1780072288  | 1013949     | 7827499527  |
| TTGH CĐIII       | 11548646 | 211054    | 3115658930  | 644715      | 6332559459  |
| TTGH SD          | 8361498  | 156183    | 2317641551  | 595622      | 5098788038  |
| TTGH ĐB          | 10297518 | 55453     | 876880752   | 5298767     | 37150058526 |

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ - Trường hợp xếp xe trên 1/2 số làn**

| Tổ hợp tải trọng | N(N)     | Hướng dọc |             | Hướng ngang |             |
|------------------|----------|-----------|-------------|-------------|-------------|
|                  |          | $H_x(N)$  | $M_y(N.mm)$ | $H_y(N)$    | $M_x(N.mm)$ |
| TTGH CĐI         | 11691856 | 194086    | 3236554525  | 0           | 4359362296  |

|            |          |        |            |         |             |
|------------|----------|--------|------------|---------|-------------|
| TTGH CĐII  | 9561560  | 214830 | 1780072288 | 1013949 | 7827499527  |
| TTGH CĐIII | 10279275 | 211054 | 3244851534 | 644715  | 6845870076  |
| TTGH SD    | 7465997  | 156183 | 2408782718 | 595622  | 5460911930  |
| TTGH ĐB    | 9827380  | 55453  | 924729864  | 5298767 | 37340173569 |

### 5.5. Thiết kế cốt thép :

#### 5.5.1. Thiết kế cốt thép cho xà mũ:

\* Tiết diện:  $h = 1500 \text{ mm}$ ,  $b = 1700 \text{ mm}$

##### 5.5.1.1. Kiểm tra theo TTGH CĐ:

- Ta có:  $M_u = 4390034800 \text{ N.mm}$

Chiều rộng tiết diện tính toán:  $b = 1700 \text{ mm}$

Chiều cao tiết diện tính toán:  $h = 1500 \text{ mm}$

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

Cấp bê tông:  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Giả thiết dùng cốt thép Ø28

Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu

kéo gần nhất là:  $d_c = a_{bv} + \frac{\phi}{2} = 100 + \frac{28}{2} + 50 = 164 \text{ mm}$

Chiều cao làm việc của tiết diện:  $d_s = h - d_c = 1500 - 164 = 1336 \text{ mm}$

Giả sử hệ số sức kháng  $\phi = 0.9$

Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

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

$$= 1336 - \sqrt{1336^2 - \frac{2 \times 4390034800}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 1700}} = 87.06 \text{ mm}$$

Xác định  $\beta_1$ : vì  $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{87.06}{0.84} = 104.17 \text{ mm}$$

Tính lại  $\phi: \phi = 0.65 + 0.15 \times \left( \frac{d_s}{c} - 1 \right) = 0.65 + 0.15 \times \left( \frac{1336}{104.17} - 1 \right) = 2.42 > 0.9$

Chọn  $\phi=0.9$  và phù hợp với giá trị ban đầu

Kiểm tra điều kiện:  $\frac{c}{d_s} = \frac{104.17}{1336} = 0.08 < 0.6$  (thỏa điều kiện cốt thép tối đa)

Tiết diện không chế nên diện tích thép được xác định:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 74.81 \times 1700}{280} = 13478.66 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

$$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \gamma_3 \left( \frac{bh^2}{6} \right) \times 0.63 \sqrt{f'_c} = 1.6 \times 0.67 \times \left( \frac{1700 \times 1500^2}{6} \right) \times 0.63 \sqrt{30} = 2358175654 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)} = \frac{\min[1.2 \times 2358175654; 1.33 \times 4390034800]}{0.9 \times 280 \times \left( 1336 - \frac{87.06}{2} \right)} = 8688.33 \text{ mm}^2 < 13478.66$$

**Vậy thỏa mãn hàm lượng cốt thép tối thiểu**

Chọn 22Ø28a150 để bố trí:

$$A_s = 22 \times 615 = 13540 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 13478.66 \text{ mm}^2 \text{ (Thỏa).}$$

5.5.1.2. Kiểm tra nứt theo TTGH SD:

$$M_s = 3007983800 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=1700\text{mm}$  ,  $h_f=1500\text{mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 164\text{mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)} = 1 + \frac{164}{0.7 \times (1500 - 164)} = 1.18$$

Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông:  $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

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

$$= 6.79 \times \frac{13540}{1700} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1336 \times 1700}{6.79 \times 13540}} - 1 \right) = 329.95 \text{ mm}$$

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

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

$$= \frac{1700 \times 329.95^3}{3} + 6.79 \times 13540 \times (1336 - 329.95)^2$$

$$= 113452633215 \text{ mm}^4$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{3007983800}{113452633215} \times (1336 - 329.95) \times 6.79$$

$$= 181.21 \text{ N/mm}^2$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

$$s \leq \frac{123000 \times \gamma_c}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.18 \times 181.21} - 2 \times 164 = 249.51 \text{ mm}$$

$$s = 150 \text{ mm} < s_{\min} = 249.51 \text{ mm}$$

**=> Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

### 5.5.1.3. Thiết kế cốt đai chịu cắt:

- Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt  $\theta = 45^\circ$  và  $\beta = 2$ , do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

$$- M_u = 4390034800 \text{ mm} \Rightarrow M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{4390034800}{0.9} = 4877816444 \text{ N.mm}$$

- Chiều cao vùng nén đã được xác định trong bài toán thiết kế thép dọc

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2M_n}{0.85 \times f'_c \times b}} = 1336 - \sqrt{1336^2 - \frac{2 \times 4877816444}{0.85 \times 30 \times 1700}} = 87.06 \text{ mm}$$

- Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9d_s \\ 0.72h \end{cases} = \begin{cases} 1336 - \frac{87.06}{2} \\ 0.9 \times 1336 \\ 0.72 \times 1336 \end{cases} = \begin{cases} 1292.47 \\ 1202.40 \\ 1080.00 \end{cases} = 1202.40 = 1292.47 \text{ mm}$$

- 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:

+  $\beta$  hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo

+  $f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông

+  $b_w$  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.

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{30} \times 1700 \times 1292.47 = 1997737 \text{ N}$$

- Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2814517}{0.9} - 1997737 = 1129505 \text{ N}$$

- Dùng đai có đường kính  $\phi 16$  và 4 nhánh, diện tích thép đai

$$A_v = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 804.2 \text{ mm}^2$$

- Khoảng cách yêu cầu của thép đai theo tính toán:

$$s \leq \frac{A_v \times f_y \times d_v \times \cot g\theta}{V_s} = \frac{804.2 \times 280 \times 1292.47 \times 1}{1129505} = 257.68 \text{ mm}$$

- Chọn khoảng cách cốt đai theo cấu tạo.

+ Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:



$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600\text{mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0,1 \\ \min(0.4 \times d_v; 300\text{mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} \geq 0,1 \end{cases}$$

Trong đó ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{804.2 \times 280}{0.083 \times \sqrt{30} \times 1700} = 291 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{2814517}{30 \times 1700 \times 1297.60} = 0.04 < 0.1$$

Vậy:

$$S \leq \min \begin{cases} 291\text{mm} \\ \min(0.8 \times 1297.6; 600\text{mm}) \end{cases} = 291\text{mm}$$

$\Rightarrow$  Ta chọn bước cốt đai  $S = 200\text{mm}$ .

### 5.5.2. Thiết kế cốt thép cho thân trụ:

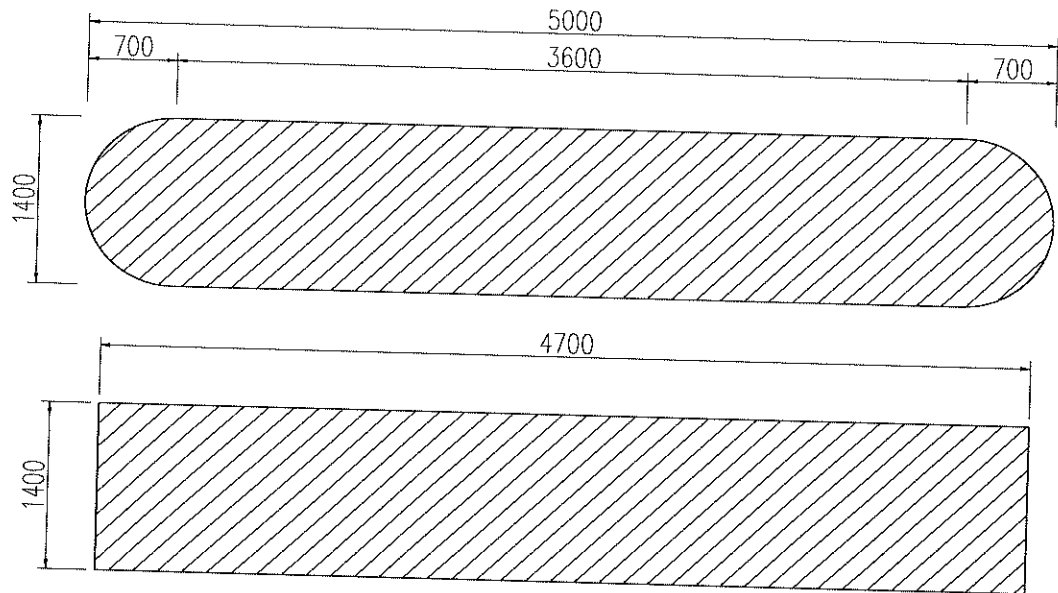
- Ta sẽ đưa tất cả tải trọng về trọng tâm đỉnh bộ trụ.
- Tiết diện trụ chọn được bo tròn cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.
- Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng của trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho có mômen quán tính tương đương.
- $\rightarrow$  Ta có: diện tích trụ :

$$A_1 = (0.70^2 \times \pi + 1.4 \times 3.6) \times 1000^2 = 6579380\text{mm}^2$$

+ Ta quy đổi theo chiều rộng trụ:

$$b = \frac{A_1}{1400} = \frac{6579380}{1400} = 4700\text{mm}$$

$\Rightarrow$  Tiết diện quy đổi như hình vẽ:



Hình 5.7. Tiết diện quy đổi mặt cắt thân trụ.

#### 5.5.2.1. Thiết kế cốt thép theo trạng thái giới hạn cường độ I:

- Dùng thép CIII có  $f_y = 280$  MPa để thiết kế thép chịu lực
- Dùng thép AII có  $f_y = 280$  MPa để thiết kế thép đai

a) Theo phương dọc cầu:

\* Kiểm tra độ mảnh của cột.

- Diện tích tiết diện:  $F = 6580000 \text{ mm}^2$

- Mômen quán tính theo phương y:

$$J_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{4700 \times 1400^3}{12} = 107473333333 \text{ mm}^4$$

-> Bán kính quán tính:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{107473333333}{6580000}} = 404.15 \text{ mm}$$

- Ta xét tỷ số:  $\frac{K \times L}{r} = \frac{2 \times 8000}{404.15} = 39.59 > 22$

Trong đó:

$K$  : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột :  $K = 2$

$L = 8000$  mm: chiều dài thân trụ

=> Thiết kế như bài toán cột ngắn có:

+  $M_u = 2680910756 \text{ N.mm}$ .

+  $P_u = 10712338 \text{ N}$

- Bề dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép:  $d' = 50$  mm.

- Chiều cao có hiệu của tiết diện:  $d = 1400 - 50 = 1350 \text{ mm}$ .
- Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$a_b = \frac{0.003 \times E_s}{f_y + 0.003 \times E_s} \times \beta_1 \times d = \frac{0.003 \times 200000}{420 + 0.003 \times 200000} \times 0.84 \times 1350 = 769.24 \text{ mm}$$

Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0.003 \times \frac{a_b - \beta_1 \times d'}{a_b} \times E_s = 0.003 \times \frac{769.24 - 0.84 \times 50}{769.24} \times 200000 = 567.41 \text{ MPa} > 280 \text{ MPa}$$

-> Do đó :  $f'_s = f_y = 280 \text{ MPa}$

- Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$P_b = \phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times f'_c \times a_b \times b) = 0.75 \times (0.85 \times 30 \times 769.24 \times 4700) = 69144792 \text{ N} > P_u = 10712338 \text{ N}$$

=> Cầu kiện phá hoại dẻo, xác định lượng cốt thép thông qua phương trình của Whitney:

$$P_u = \phi \times \left[ \frac{A'_s \times f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0.5} + \frac{b \times h \times f'_c}{\frac{3 \times h \times e}{d^2} + 1.18} \right]$$

Trong đó:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{2680910756}{10712338} = 250.26 \text{ mm}$$

=> Thay vào , ta được:

$$10712338 = 0.75 \times \left[ \frac{A'_s \times 280}{\frac{250.26}{1350 - 50} + 0.5} + \frac{4700 \times 1400 \times 30}{\frac{3 \times 1400 \times 250.26}{1350^2} + 1.18} \right]$$

$$\Rightarrow A'_s = -242587 \text{ mm}^2 < 0.$$

=> Vậy chỉ cần sức kháng của bê tông đã đủ chịu được tải trọng nên ta bố trí cốt thép theo điều kiện cốt thép tối thiểu.

$$A_{s \min} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 6721 \times 1300 \times \frac{30}{280} = 21150 \text{ mm}^2$$

=> Vậy ta sẽ bố trí thép theo cấu tạo:  $36\phi 32 \text{ a } 110 \Rightarrow A_s = 28938 \text{ mm}^2 > 21150 \text{ mm}^2$

b) Theo phương ngang cầu:

- Kiểm tra độ mảnh của cột.
- Diện tích tiết diện:  $F = b \times h = 4700 \times 1400 = 6580000 \text{ mm}^2$
- Mômen quán tính theo phương y:

$$J_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1400 \times 4700^3}{12} = 1211268333333 \text{ mm}^4$$

-> Bán kính quán tính:

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{1211268333333}{6580000}} = 1356.77 \text{ mm}$$

- Ta xét tỷ số:  $\frac{K \times L}{r} = \frac{2 \times 8000}{1356.77} = 11.79 < 22$

Trong đó:

K : là hệ số phụ thuộc vào điều kiện liên kết 2 đầu cột :  $K = 2$

L = 8000 mm: chiều dài thân trụ

=> Thiết kế cột không xét đến ảnh hưởng độ mảnh:

\* Thiết kế như bài toán cột ngắn có trong 2 trường hợp :

-  $P_{u1} = 10712338 \text{ N}; M_{u1} = 3693959645 \text{ N.mm}$

-  $P_{u2} = 8512518 \text{ N}; M_{u2} = 26862258828 \text{ N.mm}$

- Bề dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép:  $d' = 50 \text{ mm}$ .

- Chiều cao có hiệu của tiết diện:  $d = 4700 - 50 = 4650 \text{ mm}$ .

- Chiều cao vùng nén ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$a_b = \frac{0.003 \times E_s}{f_y + 0.003 \times E_s} \times \beta_1 \times d = a_b = \frac{0.003 \times 200000}{280 + 0.003 \times 200000} \times 0.84 \times 4650 = 2649.59 \text{ mm}$$

- Cường độ nén thép ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$f'_s = 0.003 \times E_s \times \frac{a_b - \beta_1 \times d'}{a_b} = 0.003 \times 200000 \times \frac{2649.59 - 0.8 \times 50}{2649.59} = 590.54 \text{ Mpa} > 280 \text{ Mpa}$$

-> Do đó :  $f'_s = f_y = 280 \text{ MPa}$

- Sức kháng thiết kế ở trạng thái phá hoại cân bằng :

$$\begin{aligned} P_b &= \phi \times P_n = \phi \times (0.85 \times f'_c \times a_b \times b) \\ &= 0.75 \times (0.85 \times 30 \times 2649.59 \times 1400) = 70942884 \text{ N} \end{aligned}$$

- Ta có:  $\begin{cases} P_b = 70942884 \text{ N} > P_{u1} = 10712338 \text{ N} \\ P_b = 70942884 \text{ N} > P_{u2} = 8512518 \text{ N} \end{cases}$

=> Cấu kiện phá hoại dẻo, xác định lượng cốt thép thông qua phương trình của Whitney:

$$P_u = \phi \times \left[ \frac{A'_s \times f_y}{\frac{e}{d - d'} + 0.5} + \frac{b \times h \times f'_c}{\frac{3 \times h \times e}{d^2} + 1.18} \right]$$

Trong đó:

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_{u1}}{P_{u1}} = \frac{3693959645}{10712338} = 344.83 \text{ mm} \\ e_2 = \frac{M_{u2}}{P_{u2}} = \frac{26862258828}{8512518} = 3155.62 \text{ mm} \end{cases}$$

=> Thay vào, ta được:

$$10712338 = 0.75 \times \left[ \frac{A'_{s1} \times 280}{\frac{344.83}{4700 - 50} + 0.5} + \frac{1400 \times 4700 \times 30}{\frac{3 \times 4700 \times 344.83}{4700^2} + 1.18} \right]$$

$$\rightarrow A'_{s1} = -259203 \text{ mm}^2 < 0.$$

=> Thay vào, ta được:

$$8512518 = 0.75 \times \left[ \frac{A'_{s2} \times 280}{\frac{3155.62}{4700 - 50} + 0.5} + \frac{1400 \times 4700 \times 30}{\frac{3 \times 4700 \times 3155.62}{4700^2} + 1.18} \right]$$

$$\rightarrow A'_{s2} = -210167 \text{ mm}^2 < 0.$$

=> Vậy chỉ cần sức kháng của bê tông đã đủ chịu được tải trọng nên ta bố trí cốt thép theo điều kiện cốt thép tối thiểu như đã bố trí với phương dọc cầu:

- Ta chọn thép:  $\phi 32 \text{ a} 10$ .

#### 5.5.2.2. 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  $\theta = 45^\circ$  và  $\beta = 2$ , do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

- Lực ngang:  $H_{y(\max)} = 5154485 \text{ N}$

$$- M_x = 26862258828 \text{ mm} \Rightarrow M_n = \frac{M_x}{0.9} = \frac{26862258828}{0.9} = 4877816444 \text{ N.mm}$$



- Lớp bê tông bảo vệ dày: 50 mm  $\Rightarrow d_s = h - 50 = 6721 - 50 = 6671$  mm.

- Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2M_n}{0.85 \times f'_c \times b}} = 4536 - \sqrt{4536^2 - \frac{2 \times 4877816444}{0.85 \times 30 \times 1400}} = 30.22 \text{ mm}$$

- Kiểm tra điều kiện:

$$a_{\max} = 0.75a_b = 0.75 \times 2649.59 = 2459.58 \text{ mm} > a = 30.22 \text{ mm. (Thỏa điều kiện)}$$

- Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu  $d_v$ :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9d_s \\ 0.72h \end{cases} = \begin{cases} 4536 - \frac{30.22}{2} \\ 0.9 \times 4536 \\ 0.72 \times 4536 \end{cases} = \begin{cases} 4520.89 \\ 4082.40 \\ 3384.00 \end{cases} = 4520.89 \text{ mm}$$

- 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:

+  $\beta$  hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo

+  $f'_c$  cường độ chịu nén của bê tông

+  $b_w$  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.

$$V_c = 0.083 \times 2 \times \sqrt{30} \times 1400 \times 4520.89 = 5754672 \text{ N}$$

- Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{5154485}{0.9} - 5754672 = -27466 \text{ N} < 0$$

- Vậy bố trí cốt thép đai theo cấu tạo, ta chọn: 2 nhánh  $\phi 16$  a200:

$$A_v = 2 \times \frac{16^2 \times \pi}{4} = 402 \text{ mm}^2$$

- Chọn khoảng cách cốt đai theo cấu tạo:

+ Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min(0.8 \times d_v; 600\text{mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0,1 \\ \min(0.4 \times d_v; 300\text{mm}) \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} \geq 0,1 \end{cases}$$

Trong đó ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{402 \times 280}{0.083 \times \sqrt{30} \times 1400} = 232.12\text{mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{5154485}{30 \times 1400 \times 4520.89} = 0.03\text{mm} < 1$$

$$\Rightarrow \text{Vậy: } S \leq \min \begin{cases} 232.12\text{mm} \\ \min(0.8 \times 4520.89; 600\text{mm}) \end{cases} = 232.12\text{mm}$$

$\Rightarrow$  Ta chọn bước cốt đai :  $S = 200\text{ mm}$ .

## 5.6. Thiết kế móng trụ

### 5.6.1. Số liệu địa chất – thủy văn :

Bảng 5.21. Tóm tắt chỉ tiêu cơ lý của các lớp địa chất

| Lớp đất | Loại đất                                  | h <sub>i</sub> | C                 | φ     | γ <sub>w</sub>    | SPT   |
|---------|-------------------------------------------|----------------|-------------------|-------|-------------------|-------|
|         |                                           | (m)            | KN/m <sup>2</sup> | (độ)  | kN/m <sup>3</sup> |       |
| Lớp 1A  | Sét lẫn hữu cơ, xám xanh-xám đen, rất mềm | 6.3            | 5                 | 2.87  | 14.70             | 1-2   |
| Lớp 1B  | Sét lẫn hữu cơ, xám xanh, rất mềm         | 9.7            | 5.8               | 3.83  | 16.50             | 2-12  |
| Lớp 2   | Sét gầy, nâu vàng-nâu hồng, rất cứng      | 16.7           | 38                | 17.48 | 19.30             | 12-29 |
| Lớp 3   | Sét gầy, xám đen-xám xanh, rất cứng-rắn   | 6.5            | 41.5              | 16.53 | 19.00             | 17-20 |
| Lớp 4   | Cát sét, xám-xám nâu, TT rất chặt         | ∞              | 187               | 17.54 | 19.70             | 18-29 |

Bảng 5.22. Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bộ

| Tổ hợp tải trọng | Hướng dọc |                     |                       | Hướng ngang |                     |                       |
|------------------|-----------|---------------------|-----------------------|-------------|---------------------|-----------------------|
|                  | N(kN)     | H <sub>x</sub> (kN) | M <sub>y</sub> (kN.m) | N(kN)       | H <sub>y</sub> (kN) | M <sub>x</sub> (kN.m) |
| TTGH CĐI         | 13337     | 194                 | 3069                  | 11692       | 0                   | 4359                  |
| TTGH CĐII        | 9562      | 215                 | 1780                  | 9562        | 1014                | 7827                  |
| TTGH CĐIII       | 11549     | 211                 | 3116                  | 10279       | 645                 | 6846                  |
| TTGH SD          | 8361      | 156                 | 2318                  | 7466        | 596                 | 5461                  |

|                |       |    |     |      |      |       |
|----------------|-------|----|-----|------|------|-------|
| <b>TTGH ĐB</b> | 10298 | 55 | 877 | 9827 | 5299 | 37340 |
|----------------|-------|----|-----|------|------|-------|

**5.6.2. Lựa chọn các thông số cơ bản của cọc:**

- Đường kính  $D = 1.0 \text{ m}$
- Chiều dài cọc  $L = 52 \text{ m}$ , trong đó chiều dài tính từ đáy đài cọc đến mũi cọc là  $50.80 \text{ m}$ , chiều dài đáy đài cọc đến mặt lớp đất sau xói là  $0.5 \text{ m}$ , chiều dài cọc ngàm trong đất là  $50.30 \text{ m}$ , chiều dài phần bê tông cọc ngàm trong đài cọc là  $200 \text{ mm}$  và chiều dài phần bê tông đầu cọc đập bỏ  $1000 \text{ mm}$ .
- Chu vi mặt cắt ngang cọc:  $3.142 \text{ m}$
- Diện tích mặt cắt ngang cọc:  $0.785 \text{ m}^2$
- Đường kính cốt thép dọc:  $30 \text{ mm}$
- Khoảng cách tim đến tim giữa các cọc phương dọc cầu :  $d = 3.0 \text{ m}$
- Khoảng cách tim đến tim giữa các cọc phương ngang cầu :  $d = 3.0 \text{ m}$
- Trọng lượng riêng của vật liệu làm cọc:  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .
- Cường độ bê tông:  $f_c' = 30 \text{ MPa}$ .

**5.6.3. 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):

$$Q_{\text{coc}} = \varphi \times (0.85 \times f_c' \times A_c + f_y \times A_s)$$

- Trong đó:

- $\varphi = 0.75$  : Hệ số uốn dọc.
- $f_c' = 30 \text{ MPa}$  : Cường độ chịu nén của bê tông.
- $A_c = 0.78 \text{ m}^2$  : Diện tích của phần bê tông.
- $f_y = 400 \text{ MPa}$  : Cường độ chịu nén của cốt thép.
- $A_s = 0.00565 \text{ m}^2$  : Diện tích của thép. ( $24\phi 30$ )

$$Q_{\text{coc}} = 0.75 \times (0.85 \times 30 \times 0.78 \times 10^6 + 400 \times 0.017 \times 10^6) \\ = 20110.12 \text{ kN}$$

**5.6.4. Tính toán sức chịu tải của cọc theo đất nền:**

- \* Sức chịu tải của cọc theo đất nền được cho bởi công thức sau :

$$Q_R = \eta \times (\varphi_{pq} \times Q_p + \varphi_{ps} \times Q_s) - \gamma_n \times W$$

$$\text{Với } Q_p = q_p \times A_p$$

$$Q_s = q_s \times A_s$$

- Trong đó:

- $\eta$  : hệ số nhóm cọc, theo 10.7.3.10.2 :  $\eta = 0.75$

- $Q_p$ : 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 ( $m^2$ )
- $\varphi_{pq}$ : hệ số sức kháng mũi:

$$\varphi_{pq} = 0.5 \text{ (trong cát)}, \varphi_{pq} = 0.55 \text{ (trong sét)}, \text{ (AASHTO 2017)}$$

- $\varphi_{ps}$ : hệ số sức kháng thành bên:

$$\varphi_{ps} = 0.55 \text{ (trong cát)}, \varphi_{ps} = 0.65 \text{ (trong sét)} \text{ (AASHTO 2017)}$$

#### 5.6.4.1. Tính sức kháng đơn vị của thân cọc $q_s$ :

- Đất cát: (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.2)

$$q_s = 0.0028 \times N$$

(với  $N \leq 53$ )

$$q_s = 0.00021 \times (N - 53) + 0.15$$

(với  $53 < N \leq 100$ )

+  $N$ : Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy  $N$  theo từng loại đất.

- Đất dính: (Tính theo phương pháp  $\alpha$ ) (điều 10.7.3.3.2)

$$q_s = \alpha \times S_u$$

+  $S_u$ : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

$$S_u = c + \delta \times \tan \varphi$$

+  $\alpha$ : 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 1.5 m đầu cọc (Hình 10.8.3.3.1-1 \_ TCVNN 11823:2017).

- Đáy đài cọc nằm trên mặt đất tự nhiên

Bảng 5.23. Sức kháng thân cọc.

| Tên lớp đất | Cao độ   | $l_i$<br>(m) | Loại đất            |     | $N$<br>(búa/30cm) | $\varphi$<br>(độ) | $\delta$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $S_{ui}$<br>(kPa) | $\alpha$ | $q_s$ | $A_s$<br>(m <sup>2</sup> ) | $\varphi_{qs}$ | $\varphi_{qs} \times Q_s$<br>(KN) |
|-------------|----------|--------------|---------------------|-----|-------------------|-------------------|----------------------------------|-------------------|----------|-------|----------------------------|----------------|-----------------------------------|
|             | phân lớp |              | "1"=Sét,<br>"2"=Cát |     |                   |                   |                                  |                   |          | (kPa) |                            |                |                                   |
| 1A          | 15.3     |              | 1                   | Sét | 0                 | 2.870             |                                  |                   |          |       |                            |                |                                   |
|             | 13.80    | 1.5          | 1                   | Sét | 1                 | 2.870             | 7.1                              | 5.35              | 0.55     | 2.94  | 4.71                       | 0.65           | 9.02                              |
|             | 11.80    | 2            | 1                   | Sét | 1                 | 2.870             | 9.4                              | 5.47              | 0.55     | 3.01  | 6.28                       | 0.65           | 12.29                             |
|             | 9.80     | 2            | 1                   | Sét | 1                 | 2.870             | 9.4                              | 5.47              | 0.55     | 3.01  | 6.28                       | 0.65           | 12.29                             |
|             | 8.68     | 1.12         | 1                   | Sét | 2                 | 2.870             | 5.3                              | 5.26              | 0.55     | 2.90  | 3.52                       | 0.65           | 6.62                              |
| 1B          | 6.68     | 2            | 1                   | Sét | 2                 | 3.830             | 13.0                             | 6.67              | 0.55     | 3.67  | 6.28                       | 0.65           | 14.98                             |

|   |        |      |   |     |    |        |      |        |      |        |      |      |
|---|--------|------|---|-----|----|--------|------|--------|------|--------|------|------|
|   | 4.68   | 2    | 1 | Sét | 3  | 3.830  | 13.0 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28 | 0.65 |
|   | 2.68   | 2    | 1 | Sét | 2  | 3.830  | 13.0 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28 | 0.65 |
|   | 0.68   | 2    | 1 | Sét | 3  | 3.830  | 13.0 | 6.67   | 0.55 | 3.67   | 6.28 | 0.65 |
|   | -1.01  | 1.69 | 1 | Sét | 9  | 3.830  | 11.0 | 6.54   | 0.55 | 3.59   | 5.31 | 0.65 |
| 2 | -3.01  | 2    | 1 | Sét | 20 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -5.01  | 2    | 1 | Sét | 21 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -7.01  | 2    | 1 | Sét | 23 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -9.01  | 2    | 1 | Sét | 24 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -11.01 | 2    | 1 | Sét | 17 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -13.01 | 2    | 1 | Sét | 16 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -15.01 | 2    | 1 | Sét | 19 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -17.01 | 2    | 1 | Sét | 19 | 17.480 | 18.6 | 43.86  | 0.55 | 24.12  | 6.28 | 0.65 |
|   | -17.71 | 0.7  | 1 | Sét | 18 | 17.480 | 6.5  | 40.05  | 0.55 | 22.03  | 2.20 | 0.65 |
|   | -19.71 | 2    | 1 | Sét | 18 | 16.530 | 18.0 | 46.84  | 0.55 | 25.76  | 6.28 | 0.65 |
| 3 | -21.71 | 2    | 1 | Sét | 20 | 16.530 | 18.0 | 46.84  | 0.55 | 25.76  | 6.28 | 0.65 |
|   | -23.71 | 2    | 1 | Sét | 19 | 16.530 | 18.0 | 46.84  | 0.55 | 25.76  | 6.28 | 0.65 |
|   | -24.21 | 0.5  | 1 | Sét | 18 | 16.530 | 4.5  | 42.84  | 0.55 | 23.56  | 1.57 | 0.65 |
|   | -26.21 | 2    | 1 | Sét | 20 | 17.540 | 19.4 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28 | 0.65 |
| 4 | -28.21 | 2    | 1 | Sét | 25 | 17.540 | 19.4 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28 | 0.65 |
|   | -30.21 | 2    | 1 | Sét | 27 | 17.540 | 19.4 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28 | 0.65 |
|   | -32.21 | 2    | 1 | Sét | 29 | 17.540 | 19.4 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28 | 0.65 |
|   | -34.21 | 2    | 1 | Sét | 30 | 17.540 | 19.4 | 193.13 | 0.55 | 106.22 | 6.28 | 0.65 |
|   | -35.00 | 0.79 | 1 | Sét | 32 | 17.540 | 7.7  | 189.42 | 0.55 | 104.18 | 2.48 | 0.65 |
|   |        |      |   |     |    |        |      |        |      |        |      |      |

5.6.4.2. Tính sức kháng đơn vị của mũi cọc q<sub>p</sub> :

- Đất cát: (Tính theo Reese và Wright) (điều 10.8.3.4.3)

$$q_p = 0.064 \times N \quad (\text{với } N \leq 60)$$

$$q_p = 3.8 \quad (\text{với } N > 60)$$

N: Số búa SPT chưa hiệu chỉnh, lấy N theo từng loại đất.

- Đất dính : (điều 10.8.3.3.2)

$$q_p = 9 \times S_u$$

- Ta có: loại đất tại mũi cọc là dính  $\Rightarrow$  Vậy sức kháng mũi cọc là :

$$q_p = 9 \times S_u = 9 \times 189.42 = 1704.80 \text{ (kPa)}$$

$$\Rightarrow Q_p = q_p \times A_p = 1704.80 \times 0.7854 = 1338.95 \text{ kN.}$$

5.6.4.3. Tổng hợp sức chịu tải của cọc (N):

$$Q_R = 0.55 \times 1338.95 + 3609.03 = 4345.45 \text{ (kN)} = 434.55 \text{ (T)}$$

- Xét đẩy nổi của cọc:



+ Trọng lượng của phần cọc ngập trong nước

$$W = (25 - 10) \times 50.8 \times 0.785 = 598.47(\text{kN})$$

=> Vậy sức chịu tải theo đất nền của cọc:

$$Q_R = 0.9 \times 434.55 - 59.85 = 331.24(\text{T})$$

=> So sánh với sức kháng của cọc theo vật liệu ta chọn sức chịu tải của cọc theo đất nền để thiết kế cọc.

$$Q = 331.24(\text{T}) = 3312.44(\text{kN})$$

### 5.6.5. Tính toán số lượng cọc.

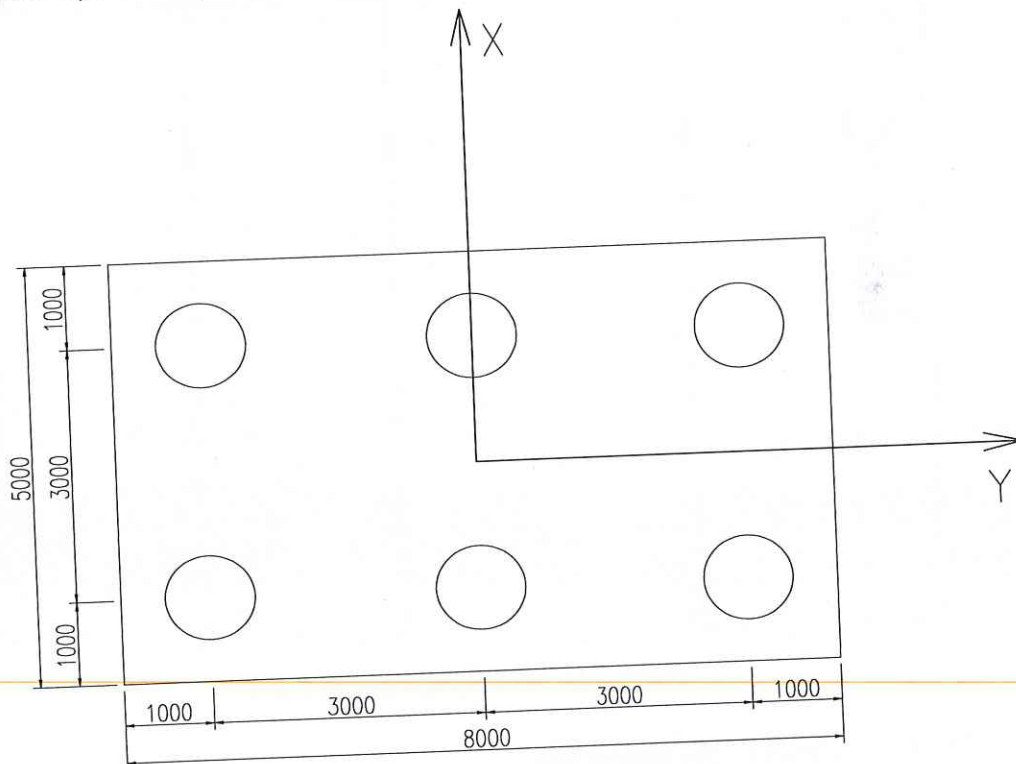
$$n = \beta \times \frac{V}{Q}$$

Trong đó:

- $n$ : Số lượng cọc trong móng
- $V$ : Tổng lực đứng tính tại đáy bệ ở TTGH CDI:  $V = 13337(\text{kN})$
- $Q$ : Sức chịu tải tính toán của cọc theo đất nền
- $\beta$ : Hệ số kể đến ảnh hưởng của tải trọng ngang và momen,  $\beta = 1.1 \div 1.5$  chọn  $\beta = 1.3$

$$n = 1.2 \times \frac{13337}{3312.44} = 5.23$$

- Chọn 6 cọc và được bố trí như sau.



Hình 5.8. Mặt bằng bố trí cọc.

**5.6.6. Xác định nội lực đầu cọc và chuyển vị dài 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  $L_o = 0.50 \text{ m}$ .

+  $D = 1\text{m}$ : Đường kính cọc.

+  $L = 50.8\text{m}$  : Chiều dài cọc tính từ đáy bệ.

+  $\alpha = 0^\circ$  : Góc nghiêng của cọc.

$$\Rightarrow \begin{cases} L_M = 0.5 + 7 \times 1 = 7.5\text{m} \\ L_N = 50.8 \times \cos(0^\circ) = 50.8\text{m} \end{cases}$$

- Mô đun đàn hồi của bê tông : ( $f_c' = 30 \text{ MPa}$ )

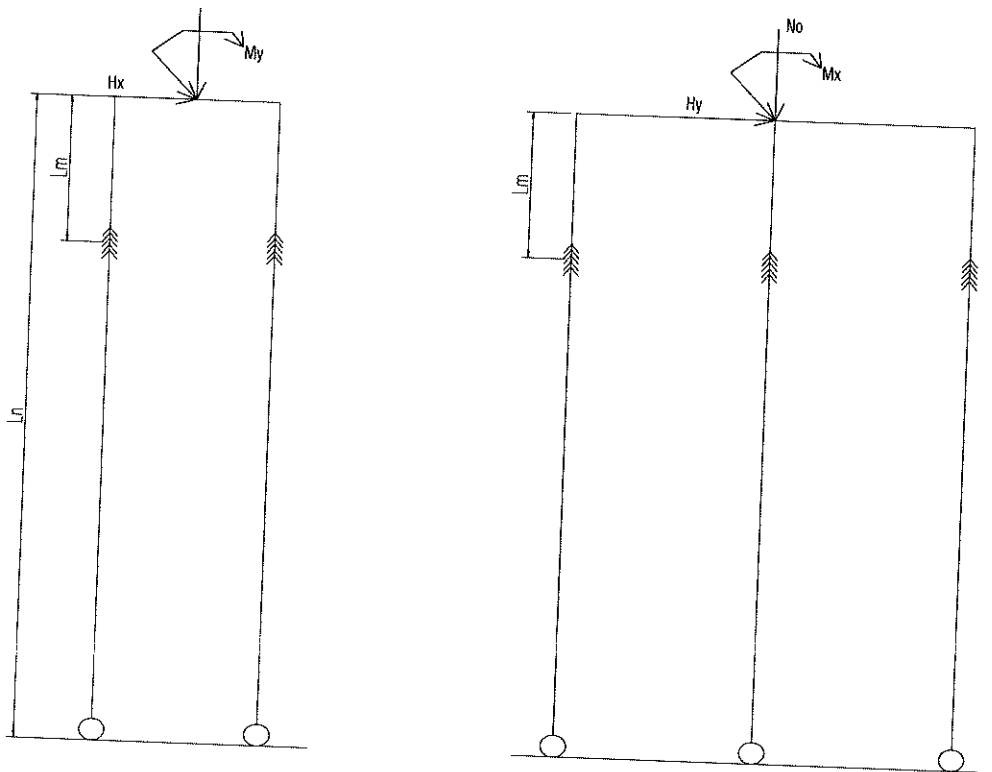
$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

- Diện tích tiết diện ngang :  $A = 0.785 \times 10^6 \text{ mm}^2$

- Momen quán tính :  $J = 0.049 \text{ m}^4$

**5.6.6.1. Kiểm tra cọc ở trạng thái giới hạn cường độ:**

- Đài cọc được xem như cứng tuyệt đối.
- Ta tính toán trong hai mặt phẳng như hình vẽ.



Hình 5.9. Sơ đồ tính nội lực cọc.

a) Tính cho trường hợp ngang cầu:

\* Tải trọng tính toán ở trạng thái giới hạn cường độ 1 có lực nén max

$$\begin{cases} P_1^t = 11692(\text{kN}) \\ H_y = 0 \\ M_x = 4359(\text{kN.m}) \end{cases}$$

\* Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bộ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{ww} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

-  $u, v, w$  : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bộ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bộ)

-  $r_{ik}$  : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

+ Tính các hệ số  $r_{ik}$  :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times y_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i = 0$$

$$r_{vw} = r_{wv} = 0 \quad (\text{do cọc bố trí đối xứng nên } \sum y_i = 0)$$

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_n} \times y_i \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i - 6 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_m^2} \times \cos \beta_i$$

Trong đó:

$$+ \beta_i = 0^\circ$$

+  $E$  : modun đàn hồi của cọc lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cọc.

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

=> Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 5.24. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương ngang cầu.

| Vị trí cọc | A (i) | Ln (m) | $\cos^2 \beta_i$ | $\sin^2 \beta_i$ | $r_{vv}(i)$ |
|------------|-------|--------|------------------|------------------|-------------|
| P1         | 0.785 | 50.8   | 1                | 0                | 0.0155      |

|       |       |      |   |   |        |
|-------|-------|------|---|---|--------|
| P2    | 0.785 | 50.8 | 1 | 0 | 0.0155 |
| P3    | 0.785 | 50.8 | 1 | 0 | 0.0155 |
| P4    | 0.785 | 50.8 | 1 | 0 | 0.0155 |
| P5    | 0.785 | 50.8 | 1 | 0 | 0.0155 |
| P6    | 0.785 | 50.8 | 1 | 0 | 0.0155 |
| Tổng: |       |      |   |   | 0.0928 |

| Vị trí cọc      | $A_i/L_{Ni}$ | $\sin^2_i$ | $A_i * \sin^2_i / L_{Ni}$ | $\cos^2_i$ | $J_i * \cos^2 \beta_i / L^3_{(Mi)}$ |
|-----------------|--------------|------------|---------------------------|------------|-------------------------------------|
| P1              | 0.0155       | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                          |
| P2              | 0.0155       | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                          |
| P3              | 0.0155       | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                          |
| P4              | 0.0155       | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                          |
| P5              | 0.0155       | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                          |
| P6              | 0.0155       | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                          |
| $\Sigma r_{uu}$ | 0.00837758   |            |                           |            |                                     |

| Vị trí cọc      | $y^2_i$     | $\cos^2_i$ | $\sin^2_i$ | $J_i / L_{(Mi)}$ | $y^2 * A_i / L_{Ni} * \cos^2_i$ |
|-----------------|-------------|------------|------------|------------------|---------------------------------|
| P1              | 9.000       | 1          | 0          | 0.006545         | 0.13915                         |
| P2              | 0.000       | 1          | 0          | 0.006545         | 0.00000                         |
| P3              | 9.000       | 1          | 0          | 0.006545         | 0.13915                         |
| P4              | 9.000       | 1          | 0          | 0.006545         | 0.13915                         |
| P5              | 0.000       | 1          | 0          | 0.006545         | 0.00000                         |
| P6              | 9.000       | 1          | 0          | 0.006545         | 0.13915                         |
| $\Sigma r_{ww}$ | 0.713661008 |            |            |                  |                                 |

| Vị trí cọc               | $\cos_i$  | $\sin_i$ | $\cos_i * J_i / L^2_{Mi}$ | $y_i (m)$ | $y * \sin_i * \cos_i * A_i / L_{Ni}$ |
|--------------------------|-----------|----------|---------------------------|-----------|--------------------------------------|
| P1                       | 1         | 0        | 0.0008727                 | -3.00     | 0                                    |
| P2                       | 1         | 0        | 0.0008727                 | 0.00      | 0                                    |
| P3                       | 1         | 0        | 0.0008727                 | 3.00      | 0                                    |
| P4                       | 1         | 0        | 0.0008727                 | -3.00     | 0                                    |
| P5                       | 1         | 0        | 0.0008727                 | 0.00      | 0                                    |
| P6                       | 1         | 0        | 0.0008727                 | 3.00      | 0                                    |
| $\Sigma r_{uw} = r_{wu}$ | -0.031416 |          |                           |           |                                      |

=> Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} 0.09276 \times v + 0 \times u + 0 \times w = 11692 \\ 0 \times v + 0.00838 \times u + (-0.031416) \times w = 0 \\ 0 \times v + (-0.031416) \times u + 0.713661 \times w = 4359 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v = 0.0042812(\text{m}) \\ u = 0.0009319(\text{m}) \\ w = 0.0002485(\text{rad}) \end{cases}$$

\* Tính nội lực từng cọc :

- Lực dọc trục hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$N_i = \frac{E \times A_i}{L_{Ni}} \times (v \times \cos \beta_i + u \times \sin \beta_i + y_i \times \omega \times \cos \beta_i)$$

- Lực cắt của hàng thứ (i) tính theo công thức :

$$Q_i = \frac{12 \times E \times J_i}{L_M^3} \times (-v \times \sin \beta_i + u \times \cos \beta_i - y_i \times \omega \times \sin \beta_i) - \frac{6 \times E \times J_i}{L_M^3} \times \omega$$

- Momen uốn lớn nhất ở đầu cọc thứ (i) tính theo công thức :

$$M_i = \frac{6EJ_i}{L_M^2} (-v \sin \beta_i + u \cos \beta_i - y_i \omega \sin \beta_i) - \frac{4EJ_i}{L_M} \omega$$

Bảng 5.25. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc

| STT         | $Y_i$ | $N_i$          | $Q_i$        | $M_{Ti}$      | $M_{Di}$      | $N_n \times Y_n$ |
|-------------|-------|----------------|--------------|---------------|---------------|------------------|
| 1           | -3    | 1609.30        | 33.20        | -47.88        | -47.88        | -4827.9          |
| 2           | 0     | 1948.64        | 33.20        | -47.88        | -47.88        | 0.0              |
| 3           | 3     | 2287.97        | 33.20        | -47.88        | -47.88        | 6863.9           |
| 4           | -3    | 1609.30        | 33.20        | -47.88        | -47.88        | -4827.9          |
| 5           | 0     | 1948.64        | 33.20        | -47.88        | -47.88        | 0.0              |
| 6           | 3     | 2287.97        | 33.20        | -47.88        | -47.88        | 6863.9           |
| <b>Tổng</b> |       | <b>11691.8</b> | <b>199.2</b> | <b>-287.3</b> | <b>-287.3</b> | <b>4072.0</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times Y_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :



$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 11691.8 \approx N_{tt} = 11692 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 199.2 \approx Q_{tt} \\ \sum N_i \times Y_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 4072.0 - (-287.30) = 4359.3 \approx M_{tt} = 4359 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b) Tính cho trường hợp dọc cầu:

\* Tải trọng tính toán:

$$\begin{cases} P_l^{tt} = 13337 (\text{kN}) \\ H_y = 194 (\text{kN}) \\ M_x = 3069 (\text{kN.m}) \end{cases}$$

\* Hệ phương trình chính tắc để xác định chuyển vị tại đáy bộ là:

$$\begin{cases} r_{vv} \times v + r_{vu} \times u + r_{vw} \times w = N_{tt} \\ r_{uv} \times v + r_{uu} \times u + r_{uw} \times w = H_{tt} \\ r_{wv} \times v + r_{wu} \times u + r_{ww} \times w = M_{tt} \end{cases}$$

-  $u, v, w$  : chuyển vị ngang, chuyển vị thẳng đứng, góc quay của bộ quang điểm O (trọng tâm hệ toạ độ tính toán tại đáy bộ)

-  $r_{ik}$  : phản lực trong liên kết i do chuyển vị đơn vị tại liên kết k gây ra

\* Tính các hệ số  $r_{ik}$  :

$$r_{vv} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{uu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin^2 \beta_i + 12 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^3} \times \cos^2 \beta_i$$

$$r_{ww} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i^2 \times \cos^2 \beta_i + 4 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}}$$

$$r_{uv} = r_{vu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i = 0$$

$$r_{vw} = r_{wv} = 0 \quad (\text{do cục bố trí đối xứng nên } \sum x_i = 0)$$

$$r_{uw} = r_{wu} = E \times \sum \frac{A_i}{L_{Ni}} \times x_i \times \sin \beta_i \times \cos \beta_i - 6 \times E \times \sum \frac{J_i}{L_{Mi}^2} \times \cos \beta_i$$

Trong đó:

$$+ \beta_i = 0^\circ$$

+  $E$  : modun đàn hồi của cục lấy gần đúng bằng modun đàn hồi của bê tông làm cục.

$$E_c = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

=> Sau khi giải hệ phương trình trên ta được kết quả sau:

Bảng 5.26. Bảng tổng hợp các hệ số ( $r_{ik}$ ) phương dọc cầu.

| Vị trí cọc      | $F(i)$      | $L_n (m)$ | $\cos^2 \beta_i$ | $\sin^2 \beta_i$ | $F_i / L_{(M_i)} * \cos^2 \beta$ |
|-----------------|-------------|-----------|------------------|------------------|----------------------------------|
| P1              | 0.785       | 50.8      | 1                | 0                | 0.0155                           |
| P2              | 0.785       | 50.8      | 1                | 0                | 0.0155                           |
| P3              | 0.785       | 50.8      | 1                | 0                | 0.0155                           |
| P4              | 0.785       | 50.8      | 1                | 0                | 0.0155                           |
| P5              | 0.785       | 50.8      | 1                | 0                | 0.0155                           |
| P6              | 0.785       | 50.8      | 1                | 0                | 0.0155                           |
| $\Sigma r_{vv}$ | 0.092763563 |           |                  |                  |                                  |

| Vị trí cọc      | $A_i / L_{Ni}$ | $\sin^2 i$ | $A_i * \sin^2 i / L_{Ni}$ | $\cos^2 i$ | $J_i * \cos^2 \beta_i / L^3 (M_i)$ |
|-----------------|----------------|------------|---------------------------|------------|------------------------------------|
| P1              | 0.0155         | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                         |
| P2              | 0.0155         | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                         |
| P3              | 0.0155         | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                         |
| P4              | 0.0155         | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                         |
| P5              | 0.0155         | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                         |
| P6              | 0.0155         | 0          | 0                         | 1          | 0.00011636                         |
| $\Sigma r_{uu}$ | 0.00837758     |            |                           |            |                                    |

| Vị trí cọc      | $x_2 (i)$   | $\cos 2\beta_i$ | $\sin 2\beta_i$ | $J_i / L (M_i)$ | $x_2^2 * F_i / L_{Ni} * \cos 2\beta$ |
|-----------------|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|
| P1              | 2.250       | 1               | 0               | 0.006545        | 0.03479                              |
| P2              | 2.250       | 1               | 0               | 0.006545        | 0.03479                              |
| P3              | 2.250       | 1               | 0               | 0.006545        | 0.03479                              |
| P4              | 2.250       | 1               | 0               | 0.006545        | 0.03479                              |
| P5              | 2.250       | 1               | 0               | 0.006545        | 0.03479                              |
| P6              | 2.250       | 1               | 0               | 0.006545        | 0.03479                              |
| $\Sigma r_{ww}$ | 0.365797649 |                 |                 |                 |                                      |

| Vị trí cọc | $\cos i$ | $\sin i$ | $\cos i * J_i / L^2 M_i$ | $x_i (m)$ | $x * \sin i * \cos i * A_i / L_{Ni}$ |
|------------|----------|----------|--------------------------|-----------|--------------------------------------|
| P1         | 1        | 0        | 0.0008727                | 1.50      | 0                                    |
| P2         | 1        | 0        | 0.0008727                | 1.50      | 0                                    |
| P3         | 1        | 0        | 0.0008727                | 1.50      | 0                                    |
| P4         | 1        | 0        | 0.0008727                | -1.50     | 0                                    |
| P5         | 1        | 0        | 0.0008727                | -1.50     | 0                                    |

|                        |           |   |           |       |   |
|------------------------|-----------|---|-----------|-------|---|
| P6                     | 1         | 0 | 0.0008727 | -1.50 | 0 |
| $\Sigma r_{uw}=r_{wu}$ | -0.031416 |   |           |       |   |

=> Thay vào hệ phương trình và giải hệ ta có :

$$\begin{cases} 0.00838 \times v + 0 \times u + 0 \times w = 13337 \\ 0 \times v + 0.00838 \times u + (-0.031416) \times w = 194 \\ 0 \times v + (-0.031416) \times u + 0.365798 \times w = 3069 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} v = 0.0048837(\text{m}) \\ u = 0.002737185(\text{m}) \\ w = 0.000520068(\text{rad}) \end{cases}$$

\* *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 5.27. Bảng tổng hợp lực dọc trục trong cọc

| STT         | $X_i$ | $N_i$          | $Q_i$        | $M_{Ti}$     | $M_{Di}$       | $N_n \times X_n$ |
|-------------|-------|----------------|--------------|--------------|----------------|------------------|
| 1           | 1.5   | 2577.95        | 32.35        | 21.09        | -221.51        | 3866.9           |
| 2           | 1.5   | 2577.95        | 32.35        | 21.09        | -221.51        | 3866.9           |
| 3           | 1.5   | 2577.95        | 32.35        | 21.09        | -221.51        | 3866.9           |
| 4           | -1.5  | 1867.81        | 32.35        | 21.09        | -221.51        | -2801.7          |
| 5           | -1.5  | 1867.81        | 32.35        | 21.09        | -221.51        | -2801.7          |
| 6           | -1.5  | 1867.81        | 32.35        | 21.09        | -221.51        | -2801.7          |
| <b>Tổng</b> |       | <b>13337.3</b> | <b>194.1</b> | <b>126.6</b> | <b>-1329.1</b> | <b>3195.6</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times X_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 13337.3 \approx N_{tt} = 13337 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 194.10 \text{ kN} \approx Q_{tt} = 194 \text{ kN} \\ \sum N_i \times X_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 3195.60 - 126.60 = 3069.10 \approx M_{tt} = 3069 \text{ kN.m} \end{cases}$$

5.6.6.2. Tương tự ta tính toán cho TTGH SD. Ta có :

a) Phương ngang cầu:

- Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương ngang

$$\begin{cases} P_1^{tt} = 7466 \text{ (kN)} \\ H_y = 596 \text{ (kN)} \\ M_x = 5461 \text{ (kN.m)} \end{cases}$$

Bảng 5.28. Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu.

| STT         | $Y_i$ | $N_i$         | $Q_i$        | $M_{Tn}$      | $M_{Dn}$       | $N_n \times Y_n$ |
|-------------|-------|---------------|--------------|---------------|----------------|------------------|
| 1           | -3    | 645.38        | 99.27        | 287.74        | -456.78        | -1936.1          |
| 2           | 0     | 1244.33       | 99.27        | 287.74        | -456.78        | 0.0              |
| 3           | 3     | 1843.28       | 99.27        | 287.74        | -456.78        | 5529.8           |
| 4           | -3    | 645.38        | 99.27        | 287.74        | -456.78        | -1936.1          |
| 5           | 0     | 1244.33       | 99.27        | 287.74        | -456.78        | 0.0              |
| 6           | 3     | 1843.28       | 99.27        | 287.74        | -456.78        | 5529.8           |
| <b>Tổng</b> |       | <b>7466.0</b> | <b>595.6</b> | <b>1726.5</b> | <b>-2740.7</b> | <b>7187.4</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_{tt} \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_{tt} \\ \sum N_i \times Y_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_{tt} \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 7466 \text{ kN} \approx N_{tt} = 7466 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 595.6 \text{ kN} \approx Q_{tt} = 596 \text{ kN} \\ \sum N_i \times Y_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 7187.4 - 1726.5 = 5460.9 \approx M_{tt} = 5461 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b) Phương dọc cầu:

\* Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương dọc

$$\begin{cases} P_1'' = 8361(\text{kN}) \\ H_y = 156(\text{kN}) \\ M_x = 2318(\text{kN.m}) \end{cases}$$

Bảng 5.29. Bảng nội lực cọc theo phương dọc cầu.

| STT         | $X_i$ | $N_i$         | $Q_i$        | $M_{Ti}$     | $M_{Dn}$       | $N_n \times X_n$ |
|-------------|-------|---------------|--------------|--------------|----------------|------------------|
| 1           | 1.5   | 1665.09       | 26.03        | 20.99        | -174.24        | 2497.6           |
| 2           | 1.5   | 1665.09       | 26.03        | 20.99        | -174.24        | 2497.6           |
| 3           | 1.5   | 1665.09       | 26.03        | 20.99        | -174.24        | 2497.6           |
| 4           | -1.5  | 1122.07       | 26.03        | 20.99        | -174.24        | -1683.1          |
| 5           | -1.5  | 1122.07       | 26.03        | 20.99        | -174.24        | -1683.1          |
| 6           | -1.5  | 1122.07       | 26.03        | 20.99        | -174.24        | -1683.1          |
| <b>Tổng</b> |       | <b>8361.5</b> | <b>156.2</b> | <b>125.9</b> | <b>-1045.4</b> | <b>2443.6</b>    |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times X_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 8361.5 \text{ kN} \approx N_u = 8362 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 156.2 \text{ kN} = Q_u = 156 \text{ kN} \\ \sum N_i \times X_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 2443.6 - 125.9 = 2317.6 \approx M_u = 2318 \text{ kN.m} \end{cases}$$

5.6.6.3. Tương tự ta tính toán cho TTGH ĐB. Ta có :

a) Phương ngang cầu:

- Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương ngang

$$\begin{cases} P_1'' = 9827(\text{kN}) \\ H_y = 5299(\text{kN}) \\ M_x = 37340(\text{kN.m}) \end{cases}$$

Bảng 5.30. Bảng nội lực cọc theo phương ngang cầu.

| STT | $Y_i$ | $N_i$ | $Q_i$ | $M_{Ti}$ | $M_{Dn}$ | $N_n \times Y_n$ |
|-----|-------|-------|-------|----------|----------|------------------|
|-----|-------|-------|-------|----------|----------|------------------|



|             |    |               |               |                |                 |                |
|-------------|----|---------------|---------------|----------------|-----------------|----------------|
| 1           | -3 | -2815.43      | 883.13        | 2683.31        | -3940.13        | 8446.3         |
| 2           | 0  | 1637.89       | 883.13        | 2683.31        | -3940.13        | 0.0            |
| 3           | 3  | 6091.22       | 883.13        | 2683.31        | -3940.13        | 18273.7        |
| 4           | -3 | -2815.43      | 883.13        | 2683.31        | -3940.13        | 8446.3         |
| 5           | 0  | 1637.89       | 883.13        | 2683.31        | -3940.13        | 0.0            |
| 6           | 3  | 6091.22       | 883.13        | 2683.31        | -3940.13        | 18273.7        |
| <b>Tổng</b> |    | <b>9827.4</b> | <b>5298.8</b> | <b>16099.8</b> | <b>-23640.8</b> | <b>53439.9</b> |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times Y_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 9827.4 \text{ kN} \approx N_u = 9827 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 5298.8 \text{ kN} \approx Q_u = 5299 \text{ kN} \\ \sum N_i \times Y_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 53439.9 - 16099.8 = 37340.1 \approx M_u = 37340 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b) Phương dọc cầu:

\* Tải trọng tác dụng lên hệ cọc theo phương dọc

$$\begin{cases} P_1^u = 10298 \text{ (kN)} \\ H_y = 55 \text{ (kN)} \\ M_x = 877 \text{ (k N.m)} \end{cases}$$

Bảng 5.31. Bảng nội lực cọc theo phương dọc cầu.

| STT         | $X_i$ | $N_i$          | $Q_i$       | $M_{Ti}$    | $M_{Dn}$      | $N_n \times X_n$ |
|-------------|-------|----------------|-------------|-------------|---------------|------------------|
| 1           | 1.5   | 1817.70        | 9.24        | 6.03        | -63.29        | 2726.5           |
| 2           | 1.5   | 1817.70        | 9.24        | 6.03        | -63.29        | 2726.5           |
| 3           | 1.5   | 1817.70        | 9.24        | 6.03        | -63.29        | 2726.5           |
| 4           | -1.5  | 1614.80        | 9.24        | 6.03        | -63.29        | -2422.2          |
| 5           | -1.5  | 1614.80        | 9.24        | 6.03        | -63.29        | -2422.2          |
| 6           | -1.5  | 1614.80        | 9.24        | 6.03        | -63.29        | -2422.2          |
| <b>Tổng</b> |       | <b>10297.5</b> | <b>55.5</b> | <b>36.2</b> | <b>-379.7</b> | <b>913.0</b>     |

\* Kiểm tra lại theo điều kiện cân bằng lực theo các phương và cân bằng momen :

$$\begin{cases} \sum Y = 0 \\ \sum X = 0 \\ \sum M = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \sum N_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times \sin \beta_i = N_u \\ \sum N_i \times \sin \beta_i + \sum Q_{Ti} \times \cos \beta_i = H_u \\ \sum N_i \times X_i \times \cos \beta_i - \sum Q_{Ti} \times X_i \times \sin \beta_i - \sum M_{Ti} = M_u \end{cases}$$

+ Với:  $\cos \beta_i = 1; \sin \beta_i = 0$ .

Ta có :

$$\begin{cases} \sum N_i \times 1 = 10297.5 \text{ kN} \approx N_u = 10298 \text{ kN} \\ \sum Q_i \times 1 = 55.5 \text{ kN} \approx Q_u = 55 \text{ kN} \\ \sum N_i \times X_i \times 1 - \sum M_{Ti} = 913.0 - 36.2 = 876.9 = M_u = 877 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### 5.6.7. Kiểm toán cọc:

#### 5.6.7.1. Kiểm tra sức chịu tải của cọc.

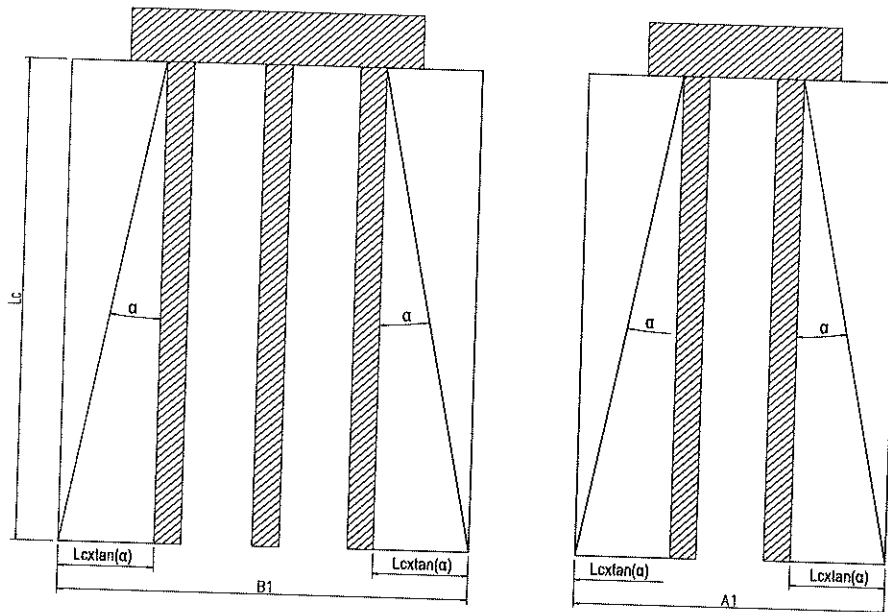
- So sánh ta thấy ở trạng thái giới hạn cường độ:

$$\text{Max}(N_i) = 2577.95 (\text{kN}) < Q = 3312.44 (\text{kN})$$

=> Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

#### 5.6.7.2. Kiểm toán cường độ nền đất tại vị trí mũi cọc:

a) Xác định kích thước khối móng qui ước:



Hình 5.10. Sơ đồ tính khối móng qui ước.

- Góc mở được tính theo công thức:

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

Trong đó

+  $\varphi_{tb}$  là góc ma sát trong của đất nền được tính trung bình cho các lớp đất:

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum (\varphi_i \times l_i)}{\sum l_i}$$

+  $\varphi_i$  là góc ma sát trong của các lớp đất

+  $l_i$  chiều dày của các lớp đất tương ứng

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = \frac{\sum (\varphi_i \times l_i)}{\sum l_i} = \frac{571.06}{51.966} = 10.99^\circ \Rightarrow \alpha = \frac{10.99^\circ}{4} = 2.75^\circ$$

- Theo phương dọc cầu:

$$A_1 = a \times (n - 1) + d + 2 \times L_c \times \tan \alpha$$

- Theo phương ngang cầu:

$$B_1 = b \times (m - 1) + d + 2 \times L_c \times \tan \alpha$$

Trong đó:

a: khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương dọc cầu  $a = 3.0 \text{ m}$

n: số hàng cọc theo phương dọc cầu,  $n = 2$

d đường kính cọc,  $d = 1.0 \text{ m}$

$L_c$  chiều sâu cọc ngầm trong đất,  $L_c = 50.8 \text{ m}$

b: khoảng cách tim giữa hai hàng cọc theo phương ngang cầu  $b = 3.0 \text{ m}$

m: số hàng cọc theo phương ngang cầu  $m = 3$

$\Rightarrow$  Thay số vào tính ta được:

$$A_1 = 3 \times (2 - 1) + 1 + 2 \times 50.8 \times \tan(2.75^\circ) = 9.88 \text{ m}$$

$$B_1 = 3.0 \times (3 - 1) + 1 + 2 \times 50.8 \times \tan(2.75^\circ) = 13.88 \text{ m}$$

- Diện tích móng khối quy ước được tính theo công thức:

$$F_{qu} = A_1 \times B_1 = 9.188 \times 13.88 = 137.02 \text{ m}^2$$

- Momen kháng uốn theo phương ngang cầu:

$$W_n = \frac{A_1 \times B_1^2}{6} = \frac{9.88 \times 13.88^2}{6} = 316.88 \text{ m}^3$$

- Momen kháng uốn theo phương dọc cầu:

$$W_d = \frac{A_1^2 \times B_1}{6} = \frac{9.88^2 \times 13.88}{6} = 225.53 \text{ m}^3$$

b) 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:

$$R_{II} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{lc}} \times (A \times b \times \gamma_{II} + B \times D_f \times \gamma'_{II} + D \times c_{II})$$

Trong đó:

+  $m_1, m_2$  : lần lượt 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, Trần Văn Đức)  
 $m_1 = 1.1$  ;  $m_2 = 1$ .

+  $k_{lc}$  : 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  $11.97^\circ$  :  $A = 0.414$ ;  $B = 2.655$  ;  $D = 5.234$ .

+  $D_f$  : chiều sâu chôn móng  $D_f = 50.3$  m.

+  $\gamma_{II}$  : trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống,

$$\gamma_{II} = 19.70 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

+  $\gamma'_{II}$  : trọng lượng đơn vị thể tích của đất móng trở lên mặt đất:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum (\gamma_i \times h_i)}{\sum h_i} = \frac{949.96}{51.966} = 18.28 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

+  $b$  : bề rộng khối móng qui ước  $b = 9.88$  m

+  $c$  : lực dính đơn vị của đất dưới đáy móng,  $c = 187 \text{ kN/m}^2$

=> Vậy sức chịu tải của đất nền dưới mũi cọc là:

$$R_{II} = \frac{1.1 \times 1}{1} (0.414 \times 9.88 \times 19.76 + 2.655 \times 50.3 \times 18.28 + 5.234 \times 187)$$

$$= 3851.01 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

c) 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:

+  $\gamma_{tb}$  : trọng lượng đơn vị trung bình của đất từ mũi cọc trở lên :

$$\gamma_{tb} = \frac{\sum (\gamma_i \times h_i)}{\sum h_i} = 18.28 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

+  $\gamma_{bt}$  : trọng lượng riêng của bê tông :  $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN} / \text{m}^3$

+  $n_c$  : số lượng cọc,  $n_c = 6$  cọc



$$+ F_c : \text{diện tích tiết diện ngang của cọc } F_c = \pi \times \frac{1.0^2}{4} = 0.785 \text{ m}^2$$

$$+ L_c : \text{chiều dài cọc : } L_c = 50.8 \text{ m}$$

+  $V_{qu}$  : thể tích khối móng qui ước :

$$V_{qu} = F_{qu} \times L_c = 137.02 \times 50.8 = 6960.86 (\text{m}^3)$$

$$\Rightarrow \gamma_{qu} = 18.28 + \frac{6 \times 0.785 \times 50.8 \times 25}{6960.86} = 19.14 (\text{kN} / \text{m}^3)$$

### 5.6.8. Chuyển tải trọng về trọng tâm đáy móng qui ước và kiểm toán.

#### 5.6.8.1. 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 theo phương dọc cầu:

$$N_0^{tt} = P_{tt} + 1.25 \times \gamma_{qu} \times V_{qu} = 13337 + 1.25 \times 19.14 \times 6960.86 = 179878 (\text{kN})$$

- Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu,

$$H_{0y}^{tt} = H_y = 0$$

- Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu:

$$H_{0x}^{tt} = H_x = 194 (\text{kN})$$

- Momen tính toán theo phương dọc cầu

$$M_{0y}^{tt} = M_y + H_{0x}^{tt} \times L_n = 3069 + 194 \times 50.8 = 12929 \text{ kN.m}$$

- Momen tính toán theo phương ngang cầu

$$M_{0x}^{tt} = M_x + H_{0y}^{tt} \times L_m = 4359 + 0 \times 50.8 = 4359 \text{ kN.m}$$

- Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_0^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M_{0y}^{tt}}{W_d} + \frac{M_{0x}^{tt}}{W_n} = \frac{179878}{137.02} + \frac{12929}{225.53} + \frac{4359}{316.88} = 1372.87 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_0^{tt}}{F_{qu}} - \frac{M_{0y}^{tt}}{W_d} - \frac{M_{0x}^{tt}}{W_n} = \frac{179878}{137.02} - \frac{12929}{225.53} - \frac{4359}{316.88} = 1252.61 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{1372.87 + 1252.61}{2} = 1312.74 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

\* 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: 
$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 1372.87 < 1.2 \times 3851.01 = 4621.21 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma_{tb} = 1312.74 < 3851.01 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma_{\min} = 1252.61 (\text{kN} / \text{m}^2) > 0 \end{cases}$$

=> *Vậy thỏa điều kiện kiểm toán.*

#### 5.6.8.2. *Trạng thái giới hạn đặc biệt :*

\* Ta xét trường hợp xếp tải trên  $\frac{1}{2}$  cầu lấy momen ngang cầu lớn nhất.

- Tải trọng thẳng đứng tính toán theo phương dọc cầu:

$$N_0^u = P_u + 1.25 \times \gamma_{qu} \times V_{qu} = 10298 + 1.25 \times 19.14 \times 6960.86 = 176838 (\text{kN})$$

- Tải trọng ngang tính toán theo phương ngang cầu,

$$H_{0y}^u = H_y = 55 (\text{kN})$$

- Tải trọng ngang tính toán theo phương dọc cầu:

$$H_{0x}^u = H_x = 5299 (\text{kN})$$

- Momen tính toán theo phương dọc cầu:

$$M_{0y}^u = M_y + H_{0x}^u \times L_n = 877 + 5299 \times 50.8 = 270054 \text{ kN.m}$$

- Momen tính toán theo phương ngang cầu :

$$M_{0x}^u = M_x + H_{0y}^u \times L_m = 37340 + 55 \times 50.8 = 40157 \text{ kN.m}$$

- Ứng suất nén lớn nhất:

$$\sigma_{\max} = \frac{N_0^u}{F_{qu}} + \frac{M_{0y}^u}{W_d} + \frac{M_{0x}^u}{W_n} = \frac{176838}{137.02} + \frac{270054}{225.53} + \frac{40157}{316.88} = 2320.84 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Ứng suất nén nhỏ nhất:

$$\sigma_{\min} = \frac{N_0^u}{F_{qu}} - \frac{M_{0y}^u}{W_d} - \frac{M_{0x}^u}{W_n} = \frac{176838}{137.02} - \frac{270054}{225.53} - \frac{40157}{316.88} = 260.26 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Ứng suất nén trung bình:

$$\sigma_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{2320.84 + 260.26}{2} = 1290.55 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

\* *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: 
$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 2320.84 < 1.2 \times 3851.01 = 4621.21 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma_{tb} = 1290.55 < 3851.01 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma_{\min} = 260.26 (\text{kN} / \text{m}^2) > 0 \end{cases}$$

=> Vậy thỏa điều kiện kiểm toán.

### 5.6.9. Kiểm tra độ lún.

- Tải trọng thẳng đứng tính toán:  $N_{tc} = P_{tt} = 8361 (\text{kN})$

-  $P_{tt}$  lực thẳng đứng tại đáy đài cọc được tổ hợp ở trạng thái giới hạn sử dụng.

- Trọng lượng cọc :

$$\sum Q_{coc} = n \times L_c \times F_{coc} \times \gamma_{bt} = 6 \times 50.8 \times 0.785 \times 25 = 5984.73 (\text{kN}).$$

- Ứng suất do tải trọng thẳng đứng gây ra dưới đế móng:

$$\sigma = \frac{N_{tc} + Q_{coc}}{F_{qu}} = \frac{8361 + 5984.73}{137.02} = 104.70 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

-> Ứng suất gây lún dưới đáy móng:

$$\sigma_{gl} = \sigma = 104.70 (\text{kN} / \text{m}^2) = 10.47 (\text{T} / \text{m}^2)$$

- Ta chia đất dưới mũi cọc thành các lớp có chiều dày 2 m để tính lún. Điểm tính lún bắt đầu từ đáy móng.

- 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.

+  $\sigma'_{zi} (\text{T} / \text{m}^2)$  : 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.

+  $\beta_i$  : Hệ số tính từ hệ số poisson của đất theo công thức sau :

$$\beta = 1 - \frac{2 \times \mu^2}{1 - \mu} \quad (\mu \text{ là hệ số Poisson})$$

-> Ta có : + Đất cát:  $\beta = 0.76$

+ Đất sét  $\beta = 0.57$

+ Đất sét pha  $\beta = 0.43$

+  $E_i$  : Modun biến dạng của đất :

$$E_i = 766 \times \frac{N_i}{10} \text{ (T/m}^2\text{)}$$

=> 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:

$$[S] = 1.5\sqrt{L} = 1.5\sqrt{35.2} = 8.90(\text{cm})$$

- Chiều sâu lớp đất tính lún được 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 quy ước không đủ độ dài tính lún nên ta xem như lớp cuối cùng sâu vô hạn.

$\sigma_\gamma$  : ứng suất do tải trọng bản thân đất nền gây ra (T/m<sup>2</sup>)

$\sigma_p$  : ứng suất do tải trọng gây lún :

$$\sigma_p = \sigma = 104.70(\text{kN / m}^2) = 10.47(\text{T / m}^2)$$

$Z_i$  : độ sâu điểm tính ứng suất tính từ đáy móng (m).

$B$  : bề rộng đáy móng khối quy ước. (m)

$K$  : hệ số phụ thuộc tỷ số  $Z_i/B$ .

$\gamma_i$  : Trọng lượng riêng đầy nổi của các lớp phân tố. (T/m<sup>3</sup>)

Bảng 5.32. Bảng phân bố ứng suất trong đất.

| Lớp đất | $\gamma$ | $h_i$ | Điểm | $h \times \gamma$ | $\sigma_v$ | $Z_i$ | $Z_i/B$ | $K_i$ | $\sigma_p$ | $\sigma_v/\sigma_p$ |
|---------|----------|-------|------|-------------------|------------|-------|---------|-------|------------|---------------------|
| 4       | 0.97     | 2     | 2    | 1.940             | 1.940      | 2     | 0.203   | 0.922 | 9.649      | 0.201               |
|         | 0.97     | 2     | 4    | 1.940             | 3.880      | 4     | 0.405   | 0.785 | 8.219      | 0.472               |
|         | 0.97     | 2     | 6    | 1.940             | 5.820      | 6     | 0.608   | 0.650 | 6.802      | 0.856               |
|         | 0.97     | 2     | 8    | 1.940             | 7.760      | 8     | 0.810   | 0.531 | 5.561      | 1.395               |
|         | 0.97     | 2     | 10   | 1.940             | 9.700      | 10    | 1.013   | 0.416 | 4.353      | 2.228               |
|         | 0.97     | 2     | 12   | 1.940             | 11.640     | 12    | 1.215   | 0.347 | 3.637      | 3.201               |
|         | 0.97     | 2     | 14   | 1.940             | 13.580     | 14    | 1.418   | 0.279 | 2.920      | 4.650               |
|         | 0.97     | 2     | 16   | 1.940             | 15.520     | 16    | 1.620   | 0.227 | 2.377      | 6.528               |
|         | 0.97     | 2     | 18   | 1.940             | 17.460     | 18    | 1.823   | 0.187 | 1.953      | 8.938               |
|         | 0.97     | 2     | 20   | 1.940             | 19.400     | 20    | 2.025   | 0.149 | 1.561      | 12.431              |
|         | 0.97     | 2     | 22   | 1.940             | 21.340     | 22    | 2.228   | 0.133 | 1.389      | 15.369              |
|         | 0.97     | 2     | 24   | 1.940             | 23.280     | 24    | 2.430   | 0.116 | 1.216      | 19.139              |
|         | 0.97     | 2     | 26   | 1.940             | 25.220     | 26    | 2.633   | 0.100 | 1.044      | 24.152              |
|         | 0.97     | 2     | 28   | 1.940             | 27.160     | 28    | 2.835   | 0.083 | 0.872      | 31.145              |
|         | 0.97     | 2     | 30   | 1.940             | 29.100     | 30    | 3.038   | 0.069 | 0.723      | 40.270              |
|         | 0.97     | 2     | 32   | 1.940             | 31.040     | 32    | 3.240   | 0.064 | 0.672      | 46.193              |
|         | 0.97     | 2     | 34   | 1.940             | 32.980     | 34    | 3.443   | 0.059 | 0.621      | 53.081              |
|         | 0.97     | 2     | 36   | 1.940             | 34.920     | 8     | 0.810   | 0.531 | 5.561      | 6.280               |
|         | 0.97     | 2     | 38   | 1.940             | 36.860     | 9     | 0.911   | 0.472 | 4.941      | 7.461               |
|         | 0.97     | 2     | 40   | 1.940             | 38.800     | 10    | 1.013   | 0.416 | 4.353      | 8.914               |
|         | 0.97     | 2     | 42   | 1.940             | 40.740     | 11    | 1.114   | 0.382 | 3.995      | 10.198              |

Bảng 5.33. Bảng tính lún

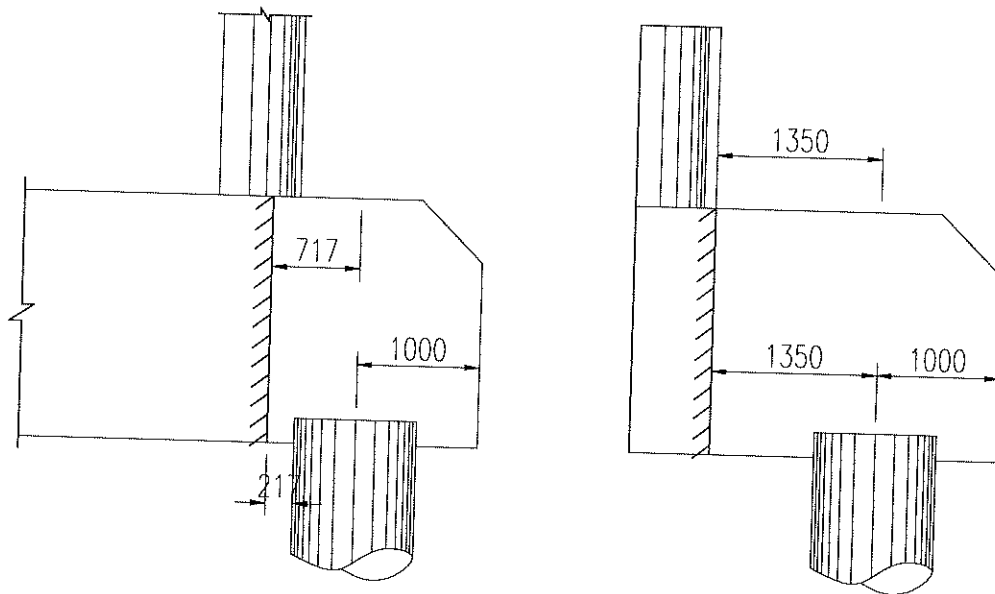
| $Z_i(m)$ | $H_i(m)$ | $\sigma_p(T/m^2)$ | $\sigma_{tb}(T/m^2)$ | $N_i$ | $\beta_i$ | $E_i(T/m^2)$ | $S_i(m)$ |
|----------|----------|-------------------|----------------------|-------|-----------|--------------|----------|
| 0        | 2        | 9.649             | 8.934                | 23    | 0.57      | 1762         | 0.00578  |
| 2        |          | 8.219             |                      |       |           |              |          |
| 4        | 2        | 8.219             | 7.510                | 23    | 0.57      | 1762         | 0.00486  |
| 6        |          | 6.802             |                      |       |           |              |          |
| 8        | 2        | 6.802             | 6.181                | 22    | 0.57      | 1685         | 0.00418  |
| 10       |          | 5.561             |                      |       |           |              |          |
| 12       | 2        | 5.561             | 4.957                | 25    | 0.57      | 1915         | 0.00295  |
| 14       |          | 4.353             |                      |       |           |              |          |
| 16       | 2        | 4.353             | 3.995                | 21    | 0.43      | 1609         | 0.00214  |
| 18       |          | 3.637             |                      |       |           |              |          |
| 20       | 2        | 3.637             | 3.278                | 23    | 0.43      | 1762         | 0.00160  |
| 22       |          | 2.920             |                      |       |           |              |          |
| 24       | 2        | 2.920             | 2.649                | 30    | 0.43      | 2298         | 0.00099  |
| 26       |          | 2.377             |                      |       |           |              |          |

|    |   |       |       |    |      |      |         |
|----|---|-------|-------|----|------|------|---------|
| 28 | 2 | 2.377 | 2.165 | 31 | 0.43 | 2375 | 0.00078 |
| 30 |   | 1.953 |       |    |      |      |         |
| 32 | 2 | 1.953 | 1.757 | 14 | 0.76 | 1072 | 0.00249 |
| 34 |   | 1.561 |       |    |      |      |         |
| 36 | 2 | 1.561 | 1.475 | 16 | 0.76 | 1226 | 0.00183 |
| 38 |   | 1.389 |       |    |      |      |         |
| 40 | 2 | 1.389 | 2.692 | 50 | 0.56 | 3830 | 0.00079 |
| 42 |   | 3.995 |       |    |      |      |         |

$\Rightarrow$  Độ lún tổng cộng của công trình là:  $1.06\text{cm} < [S] = 1.5\sqrt{L} = 8.90 \text{ (cm)}$

$\Rightarrow$  Vây điều kiện về chuyển vị thỏa mãn.

#### 5.6.10. Thiết kế cốt thép cho đài cọc.



Hình 5.11. Cánh tay đòn tính cốt thép đài cọc.

\* Xem đài cọc như một dầm công xôn bị ngàm vào trụ, tiết diện tính toán đi qua mép cột và bị uốn bởi các phản lực đầu cọc không nằm dưới chân trụ.

##### 5.6.10.1. Thép đặt theo phương dọc cầu:

a) Thiết kế cốt thép:

\* Tiết diện tính toán:  $F = b \times h = 10.0 \times 2 = 20(\text{m}^2)$

- Phản lực đầu cọc ở TTGH cường độ đối với nhóm cọc ngoài cùng :

$$N_n = 3 \times 3346.98 = 10041(\text{kN})$$

- Ta có khoảng cách từ trọng tâm nhóm cọc đến mặt cắt xét là 1300 mm:

$$M = 10041 \times 0.717 = 7199(\text{kN.m})$$



- Sử dụng thép:  $67\phi 32$  a150,  $f_y = 420\text{MPa} \Rightarrow A_s = 67 \times \frac{\pi \times 32^2}{4} = 53857\text{mm}^2$ .

- Cấp bê tông:  $f'_c = 30\text{MPa}$

- Khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng của tiết diện đến trọng tâm vùng cốt thép chịu

kéo gần nhất là:  $d_c = a_{bv} + \frac{\phi}{2} = 250 + \frac{32}{2} = 266\text{mm}$

- Chiều cao làm việc của tiết diện:  $d_s = h - d_c = 2000 - 266 = 1734\text{mm}$

- Giả sử hệ số sức kháng  $\phi = 0.9$

- Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

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

$$= 1734 - \sqrt{1734^2 - \frac{2 \times 7199000000}{0.9 \times 0.85 \times 30 \times 10000}} = 18.19\text{mm}$$

- Xác định  $\beta_1$ : vì  $f'_c = 30\text{MPa}$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.84$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.19}{0.84} = 21.76\text{mm}$$

- Tính lại  $\phi$ :  $\phi = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{d_s}{c} - 1\right) = 0.65 + 0.15 \times \left(\frac{1734}{21.76} - 1\right) = 12.45 > 0.9$

- Chọn  $\phi = 0.9$  và phù hợp với giá trị ban đầu

Kiểm tra điều kiện:  $\frac{c}{d_s} = \frac{21.76}{1734} = 0.01 < 0.6$  (thỏa điều kiện cốt thép tối đa)

- Tiết diện không chế nên diện tích thép được xác định:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 30 \times 18.19 \times 1734}{420} = 11041.16\text{mm}^2$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)}$$

$$M_{cr} = \gamma_1 \gamma_3 S_c f_r = \gamma_1 \gamma_3 \left( \frac{bh^2}{6} \right) \times 0.63 \sqrt{f'_c} = 1.6 \times 0.67 \times \left( \frac{10000 \times 2000^2}{6} \right) \times 0.63 \sqrt{30} = 24660660429 \text{ Nmm}$$

$$A_s = \frac{\min[1.2M_{cr}; 1.33M_u]}{\phi f_y \left( d_s - \frac{a}{2} \right)} = \frac{\min[1.2 \times 24660660429; 1.33 \times 7199000000]}{0.9 \times 280 \times \left( 1734 - \frac{18.19}{2} \right)} = 14684.74 \text{ mm}^2 > 1104$$

Vậy chọn thép theo hàm lượng thép tối thiểu

-Chọn 67Ø32a150 để bố trí:

$$A_s = 67 \times \frac{\pi \times 32^2}{4} = 53857 \text{ mm}^2 > A_s = 14684.74 \text{ mm}^2 \text{ (Thỏa).}$$

b) Kiểm tra khả năng chịu nứt của tiết diện

$$M_s = 8818000000 \text{ N.mm}$$

$$\text{Điều kiện } s \leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c$$

Trong đó :

Tiết diện tính toán  $b=10000\text{mm}$  ,  $h_f=2000\text{mm}$

Hệ số xét tới điều kiện tiếp xúc giữa kết cấu và môi trường xung quanh  $\gamma_e = 1$

Khoảng cách từ trọng tâm lớp thép chịu kéo ngoài cùng đến mép ngoài bê tông cốt chịu kéo gần nhất  $d_c = 266\text{mm}$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{266}{0.7 \times (2000 - 266)} = 1.22$$

Môđun đàn hồi của bê tông:

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5}_c \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29440} = 6.79$$

Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ ngoài cùng chịu nén

$$\begin{aligned}
 x &= n \times \frac{A_s}{b} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) \\
 &= 6.79 \times \frac{53857}{10000} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 1734 \times 10000}{6.79 \times 53857}} - 1 \right) = 321.50 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 \\
 &= \frac{10000 \times 321.50^3}{3} + 6.79 \times 53857 \times (1734 - 321.50)^2 \\
 &= 840752008035 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Ứng suất trong cốt thép do ngoại lực gây ra:

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{8818000000}{840752008035} \times (1734 - 321.50) \times 6.79 \\
 &= 100.64 \text{ N / mm}^2
 \end{aligned}$$

Khoảng cách tối thiểu giữa các thanh thép

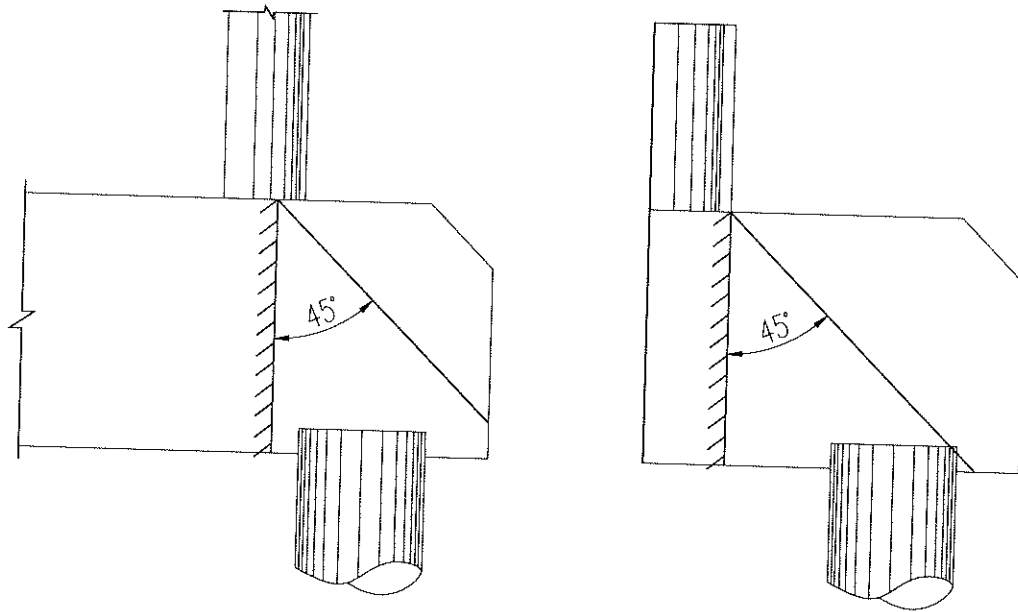
$$\begin{aligned}
 s &\leq \frac{123000 \times \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_c \leq \frac{123000 \times 1}{1.22 \times 100.64} - 2 \times 266 = 470.46 \text{ mm} \\
 s &= 150 \text{ mm} < s_{\min} = 470.46 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**=> Đảm bảo điều kiện nứt ở TTGH sử dụng**

5.6.10.2. Thép đặt theo phương ngang cầu:

- Do nội lực tại mặt cắt ngang tính toán nhỏ hơn so với phương dọc cầu nên ta đặt giống thép bề dọc cầu để tiện thi công và gia công cốt thép.

## 5.6.10.3. Kiểm tra chọc thủng đài cọc:



Hình 5.12. Tháp xuyên thủng đài cọc.

=> Do cọc nằm trong vùng tháp xuyên của thân trụ nên bộ cọc không bị chọc thủng.

**PHẦN 3**

**THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG**



## CHƯƠNG 1 : BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỈ ĐẠO CÔNG TRÌNH CẦU

### 1.1. Tổ chức thi công tổng thể.

#### 1.1.1. Công tác chuẩn bị, định vị hố móng:

Tiến hành dọn dẹp, san ủi tạo mặt bằng thi công.

Định vị tim mố, trụ cầu hai bên bờ.

#### 1.1.2. Thi công cọc khoan nhồi:

#### 1.1.3. Thi công mố:

Cào bóc lớp đất yếu, đắp đến cao độ thiết kế.

Lắp dựng, đưa máy khoan đến để khoan tạo lỗ, lắp đặt cốt thép, đổ bê tông cọc.

Đào đất hố móng.

Đập bê tông đầu cọc, đổ lớp bê tông tạo phẳng.

Lắp dựng đà giáo ván khuôn, đổ bê tông bệ cọc.

Lắp dựng đà giáo ván khuôn, đổ bê tông thân mố.

Lắp dựng đà giáo ván khuôn, đổ bê tông tường cánh và tường đỉnh.

Đắp đất sau mố, thi công bản quá độ và hoàn thiện mố.

#### 1.1.4. Thi công trụ:

Hai trụ giữa thi công giống nhau.

Với mực nước thấp nhất là +17.95 m, mực nước thi công +21.01m.

Với MNTC như vậy ta tiến hành thi công trụ như sau:

Đắp đảo, làm đường công vụ vào đảo.

Lắp dựng máy khoan, đưa máy lên đảo và tiến hành khoan cọc, giữ thành ống vách bằng vữa sét. Thi công đổ bê tông cọc khoan bằng phương pháp rút ống thẳng đứng.

Hạ vòng vây cọc ván thép. Tiến hành đào đất trong hố móng.

Đổ bê tông bịt đáy bằng phương pháp vữa dâng.

Hút nước trong hố móng. Đập đầu cọc, lắp dựng đà giáo ván khuôn đổ bê tông bệ  
cọc...

Đổ bê tông thân trụ bằng phương pháp đổ bê tông tại chỗ.

**1.1.5. Thi công kết cấu nhịp:**

Chuẩn bị hiện trường như làm giàn giáo, chuẩn bị bãi để dầm và đường vận chuyển.

Lắp dựng hệ thống trượt dọc, tổ hợp lao dầm trên mố và trụ 1. Tổ hợp bao gồm: 1 tổ hợp liên tục 2 nhịp.

Di chuyển tổ hợp lao cầu ra vị trí mố, lao tổ hợp sang nhịp 1 và cố định tổ hợp.

Dùng xe goòng để vận chuyển dầm từ bãi chứa ra vị trí mố phía sau của dàn chỉ. Sau đó dùng xe con trên goòng thứ 2 găng palăng xích nâng dầm lên và kéo về phía trụ. Khi đầu dầm sau đến vị trí xe goòng thứ 2 thì dùng xe goòng có palăng xích nâng hẳn dầm lên và tiếp tục di chuyển ra tiếp. Khi di chuyển dầm ra đến vị trí cần lắp, di chuyển tổ hợp ngang trên ray đặt trên trụ và nhịp đến vị trí gối cầu thì hạ dầm xuống.

Tương tự như vậy ta lao lắp xong hết dầm của một nhịp.

Lắp đặt tấm bê tông đập kín dầm, sau đó lắp đặt cốt thép ván khuôn đổ bê tông bệ mặt cầu (để cốt thép chờ thi công lan can).

Lao lắp các nhịp 2-3 tương tự giống như lao nhịp 1.

Sau khi lao xong kết cấu nhịp tiến hành tháo dỡ tổ hợp lao cầu và hệ thống ray.

Thi công bản mặt cầu, lan can.

Hoàn thiện cầu.

**1.2. Trình tự thi công chi tiết.**

**1.2.1. Công tác chuẩn bị, định vị hố móng:**

a. Công tác chuẩn bị:

Cần bố trí mặt bằng hợp lý để công việc thi công được tiến hành thuận lợi.

Cần khảo sát địa hình hai bên bờ sông, xem xét hướng gió thổi và dự tính thời gian thi công để lập vị trí và kế hoạch tập kết vật liệu.

Chuẩn bị mặt bằng, bãi tập kết vật liệu như: Xi măng, đá, cát, sắt thép...

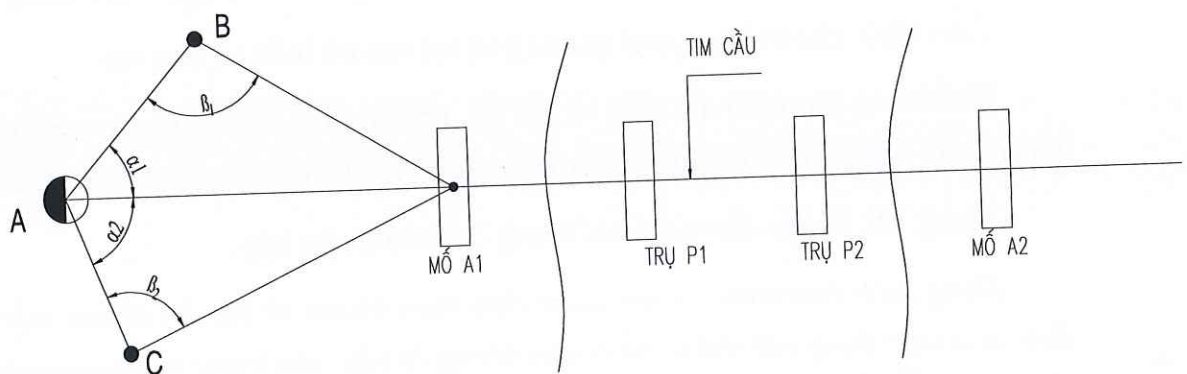
Xây dựng hệ thống cơ sở hạ tầng, hệ thống đường công vụ, đường nội bộ, bãi chứa vật liệu cho công trường. Cung cấp điện nước phục vụ cho công tác thi công và sinh hoạt.

Do công trình thi công có tính chất tập trung và xây dựng trong thời gian tương đối dài. Do đó tổ chức xây dựng lán trại, nhà nghỉ chỗ ăn, sinh hoạt cho công nhân viên, xây dựng chỗ vui chơi giải trí, nhà vệ sinh.

b. Công tác định vị hố móng:

Với những móng đặt trên cạn hoặc ở những chỗ nước nông (móng mố A1, A2) không có thông thuyền để xác định vị trí tim mố trụ có thể dựa trên những cầu tạm bằng gỗ, trên đó tiến hành đo đạc trực tiếp và đánh dấu vị trí dọc và ngang của móng. Để tránh va chạm trong thi công làm sai lệch vị trí thì nên có các cọc định vị đóng cách xa tim móng. Khi đo đạc bằng máy, có thể dựa trên những sàn đặt trên các cọc gỗ chắc chắn, đóng xung quanh các cọc định vị này.

Với những móng đặt ở những chỗ nước sâu (móng trụ P1 và P2), công tác định vị phải làm gián tiếp. Tim của các trụ được xác định dựa vào các đường cơ tuyến nằm trên hai bờ sông và các góc  $\beta$  tính ra theo vị trí của từng trụ (Phương pháp tam giác đặc). Ta phải tiến hành làm cẩn thận và kiểm tra bằng nhiều phương pháp để tránh sai số ảnh hưởng tới cấu tạo của công trình bên trên thi công sau này.



Hình 1.1 Cách xác định tim trụ cầu bằng phương pháp tam giác đặc.

### 1.2.2. Thi công cọc khoan nhồi:

#### 1.2.2.1. Thiết bị phục vụ khoan:

Trước khi khoan, máy khoan phải được bảo dưỡng và vận hành thử để đảm bảo không bị trục trặc trong quá trình khoan (phải có phụ tùng dự phòng: mũi khoan, cần nổi...).

Cần khoan phải được điều chỉnh thẳng đứng, độ nghiêng của cần khoan không được vượt quá 1.5%.

Độ văng ngang của cần khoan cũng như của gầu khoan trong khi khoan không được vượt quá 2.5cm.

**1.2.2.2. Bố trí sơ đồ khoan:**

Mỗi máy khoan được bố trí ở một khu vực nhất định để tránh vướng víu trong các thi công.

Bố trí khoan trình tự từ trong ra ngoài tránh tình trạng xe khoan chạy trên đầu cọc nđổ bê tông xong.

Tim sau chỉ khoan cạnh tim trước khi bê tông của tim trước đạt lớn hơn 24 tiếng.

**1.2.2.3. Khoan tạo lỗ, kiểm tra địa tầng, kiểm tra độ sâu:**

Khi đưa máy vào vị trí, căn chỉnh đúng tim mốc đã định vị trước đó. Kê kích mđảm bảo chắc chắn đảm bảo không bị lún nghiêng khi máy hoạt động.

Kiểm tra độ thẳng đứng của tháp bằng 2 bọt thủy chuẩn được gắn ở hai bên thân thđ khoan (trong quá trình khoan cũng vẫn liên tục phải theo dõi hai bọt thủy này).

Sau khi căn chỉnh máy xong dùng mũi khoan phá khoan một đoạn sâu khoảng 2m v hạ ống sinh (ống vách có chiều dài là 2m) để chống sạt lở và mất nước trong khi khoan.

Tiến hành khoan bằng mũi khoan phá tới cao độ thiết kế của cọc.

Khi khoan theo dõi địa chất và ghi lại, nếu có khác biệt nhiều so với tài liệu thăm đđịa chất thì báo ngay cho chủ đầu tư và tư vấn thiết kế biết để điều chỉnh chiều sâu cọc.

Trong khi khoan cần kiểm tra lượng bentonite phù hợp.

*Dung dịch bentonite có tác dụng đưa mùn khoan từ đáy hố khoan trôi lên hố dung dịch và có tác dụng giữ thành hố khoan không bị sập, nên trong mọi trường hợp ngừng thđ công do thời tiết hoặc dừng qua đêm do hết giờ làm việc...thì vẫn phải đảm bảo hố khoan luôn được bơm đầy dung dịch.*

Trong quá trình khoan nếu qua tầng thấm lớn thấy mất nước nhanh thì phải nhanh chóng cho thêm bentonite vào dung dịch để chống thấm.

Thi công trong mực nước ngầm cao cần chú ý không khoan hai tim cọc gần nhau để tránh xông nước giữa cọc nọ qua cọc kia dẫn đến sạt lở thành vách.

Sau khi khoan xong lần 1 tiến hành hạ mũi khoan núp B xuống để kéo hết sinh đất còn lại lên. Công đoạn này có thể làm từ 1 đến 2 lần.

Khi hạ mũi khoan núp B vẫn thao tác như khi khoan mũi phá nhưng khi kéo lên thì không được xoay mũi khoan để tránh sinh đất lọt xuống lại hố khoan.



Dùng thước dây có treo quả dọi thả xuống hố khoan hoặc đo theo chiều dài của cần khoan hay ống đỡ bê tông.

#### *1.2.2.4. Công tác cốt thép:*

Cốt thép đưa vào sử dụng phải đúng kích thước và chủng loại theo đúng yêu cầu của thiết kế.

Cốt thép phải được thí nghiệm để xác nhận các chỉ tiêu cơ lý theo đúng quy định.

Khung cốt thép cọc được chế tạo sẵn thành các khung theo đúng hồ sơ thiết kế sau đó đưa ra vị trí thi công tổ hợp và hạ xuống độ cao thiết kế.

Công tác hạ lồng cốt thép phải được làm khẩn trương để giảm tối đa lượng chất lắng đọng xuống đáy hố khoan cũng như khả năng sụt lở thành vách.

Do cọc khoan nhồi chịu tải trọng nén, các mối nối dùng dây thép 2mm buộc hoặc dùng cóc thép để bắt : phải tuân thủ quy trình về mối nối buộc của TCXD-VN.

Toàn bộ thời gian cho công tác hạ lồng cốt thép không nên vượt quá 4 giờ.

Việc hạ lồng cốt thép phải làm hết sức nhẹ nhàng tránh va đập mạnh vào thành hố khoan làm sụt lở vách.

Lồng thép được chế tạo đúng bản vẽ thiết kế. 50% số thanh cốt thép chủ (bố trí cách khoảng) được sản xuất dài liên tục và được nối đưa lên cao độ miệng lỗ khoan và cố định vào thanh thép hình đặt trên miệng lỗ .

Chi tiết ống thép phục vụ công tác siêu âm kiểm tra chất lượng cọc, khoan lấy lõi gồm 2 ống đường kính 60mm và 1 ống đường kính 106mm dày 5mm được cố định vào lồng thép bằng các cóc thép. Các mối nối phải có Colie ren và được siết hết ren, trong ống chứa đầy nước, 2 đầu đậy nắp kín. Bảo đảm ống thép thẳng đứng, không bị vắn cong, nghiêng v.v... Cao độ đỉnh ống cao hơn cao độ đáy bệ 2 m.

Đối với cọc đầu tiên phải đưa ống lên khỏi mực nước thi công để kiểm tra thông cống, rút kinh nghiệm cho các cọc sau.

Để cho khung cốt thép được đặt đúng vào tâm hố khoan, trên khung cốt thép phải đặt sẵn các con kê có kích thước phù hợp và có khoảng cách giữa các tầng con kê từ 2-3m.

Chồng nối cốt thép chủ bằng dây thép buộc, đầu nối cốt thép phải chịu được trọng lượng bản thân của các khung thép thả trước đó.



Mối hàn cấu tạo giữa cốt thép đai và cốt thép chủ cần đảm bảo để không gây ra chệch cốt thép.

Khung cốt thép cọc phải luôn duy trì được khe hở với thành bên theo thiết kế, do cần làm các dụng cụ định vị cốt thép, để tránh lệch tâm, số lượng định vị cốt thép trên mặt cắt là từ 4-6 cái, cự ly tương đối thích hợp giữa các mặt cắt định vị nên lấy từ 3-6 m

Sau khi lắp khung cốt thép xong nhất thiết phải kiểm tra cao độ đầu của cốt thép ch

#### *1.2.2.5. Công tác đổ bê tông:*

Cường độ chịu nén của mẫu bê tông sau 28 ngày cần được tăng thêm 10% so v  
cường độ tiêu chuẩn.

Nhất thiết phải đổ hết bê tông trong thời gian 1 giờ sau khi trộn xong nhằm tránh hiệ  
tượng tắc ống dẫn do tính lưu động của bê tông giảm dần .

Tốc độ đổ bê tông thích hợp vào khoảng  $0.6\text{m}^3/\text{phút}$ . Trong 1 giờ tối thiểu phải đ  
xong 4m dài cọc.

Trong quá trình đổ bê tông đáy ống dẫn cần được cắm sâu vào trong bê tông khô  
dưới 2m để đề phòng bê tông chảy từ đáy ống dẫn ra không bị trộn lẫn đất bùn trên bề mặ  
bê tông cọc. Tuy nhiên tránh cắm sâu quá làm bê tông khó thoát khỏi ống dẫn.

Trong quá trình đổ bê tông cần thường xuyên thực hiện các công việc kiểm tra:

Đo cao độ dâng lên của mặt bê tông trong lỗ sau mỗi lần đổ xong 1 xe bê tông. Từ đ  
xem xét để quyết định mức độ nhắc ống dẫn lên.

Thường xuyên kiểm tra dây đo mặt dâng lên của bê tông tránh trường hợp dây bị giã  
dài ra trong quá trình đo.

#### *1.2.2.6. Đập đầu cọc trước khi thi công bê móng:*

Phần bê tông cuối cùng trên đầu cọc thường có lẫn tạp chất và bùn nên thường cần  
được đổ cao hơn tối thiểu khoảng 1m so với cao độ đáy bệ. Sau khi bê tông đã đạt được đủ  
cường độ thiết kế, lớp bê tông xấu bên trên và phần thừa được đục bỏ hết đến cao độ thiết  
kế, sau đó dùng nước rửa sạch mặt đá và cát bụi trên đầu cọc, phần ống vách thép được cắt  
đến mép bê tông đập bỏ.

#### **1.2.3. Thi công móng:**

Mô cầu có cấu tạo là mô chữ U, bệ móng là bệ BTCT có chiều dày 2 m nằm trên nền  
móng cọc khoan nhồi đường kính 1m, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 6 cọc.

Trình tự thi công móng bao gồm các bước sau:

Dùng đất đắp, ô tô tự hành chuyên chở đất, máy ủi san lấp mặt bằng khu vực xây dựng móng.

Lắp dựng máy khoan, tiến hành khoan cọc tại vị trí móng, giữ thành ống vách bằng vữa sét. Thi công đổ bê tông cọc khoan bằng phương pháp rút ống thẳng đứng.

Sau khi đổ bê tông xong toàn bộ số cọc của trụ và khi bê tông đủ cường độ, đập đầu cọc, uốn cốt thép, vệ sinh hố móng, lắp dựng ván khuôn cốt thép bê tông, Tiến hành đổ bê tông bê bằng gầu.

Đổ bê tông bê móng, dùng bê tông M300 đổ theo từng đợt. Bê tông được sản xuất tại trạm trộn, sau đó được chuyển bằng xe chuyên dụng đến bê móng. Trong quá trình đổ phải kiểm tra (chiều cao rơi tự do, công tác đầm...) chặt chẽ.

Thi công bê móng xong, lắp đặt đà giáo thi công các bộ phận của móng. Công tác lắp đặt ván khuôn cốt thép, đổ bê tông cũng tiến hành tương tự như thi công bê móng.

Lắp dựng ván khuôn đổ bê tông tường đỉnh và tường cánh.

Gia cố đất đắp ở hai bên đầu cầu, trước khi đắp nền tiến hành hút nước, vét bùn và lớp đất hữu cơ ở trên (khoảng 1.5m), sau đó tiến hành đắp đất theo từng lớp kết hợp với lu lèn chặt.

Sau khi đắp đất xong, đổ bê tông bản quá độ và hoàn thiện móng.

#### **1.2.4. Thi công trụ:**

Trụ cầu có cấu tạo là trụ đặc BTCT, bê trụ là bê BTCT có chiều dày là 2m nằm trên nền móng cọc khoan nhồi có đường kính 2m, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 2 hàng theo mặt cắt dọc cầu. Trụ này đỡ phần dầm thông qua các gối cao su có cấu tạo đặc biệt.

##### **1.2.4.1. Thi công bê trụ:**

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 bê tông bị đáy dày 1.5m.

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

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

Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bệ móng.

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

Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.

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

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

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

#### *1.2.4.2. Thi công thân trụ:*

Thân trụ được chia thành từng đợt tương ứng với khả năng thi công.

Vệ sinh cốp pha thân, tra dầu chống dính.

Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.

Dùng xe cầu cẩu lồng thép vào vị trí chân bệ, tiến hành nối buộc.

Dùng cầu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.

Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuật Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.

Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.

Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông)

Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.

Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.

Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.

Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.

Khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).

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

1.2.4.3. Thi công xà mũ trụ:

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

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

Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.

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

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

Trắc dọc, lấy hướng, cự li, cao độ.

Dùng dọi cân chỉnh chỗ I với conxon.

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

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

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

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

Dùng silicon trét bịt kín các khe hở của cốp pha, lắp các cục kê bê tông.

Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.

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

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

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

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

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

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



Kiểm tra toàn diện.

Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.

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

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

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

#### **1.2.5. Thi công kết cấu nhịp:**

Công tác lao dầm bằng giá ba chân:

Chuẩn bị hiện trường như làm giàn giáo, chuẩn bị bãi để dầm và đường vận chuyển

Lắp dựng hệ thống trượt dọc, tổ hợp lao dầm trên mố và trụ 1. Tổ hợp gồm: Dàn li tục 2 nhịp.

Di chuyển tổ hợp lao cầu ra vị trí mố, lao tổ hợp sang nhịp 1 và cố định tổ hợp.

Dùng xe goòng để vận chuyển dầm từ kho chứa ra vị trí mố phía sau của dàn chính. Sau đó dùng xe con trên goòng có gắn palang xích nâng dầm lên và kéo về phía trước khi đầu dầm sau đến vị trí xe goòng thứ 2 thì dùng xe goòng có gắn palang xích nâng dầm lên và tiếp tục di chuyển ra tiếp. Khi di chuyển dầm ra đến vị trí cần lắp, di chuyển tổ hợp ngang trên ray đặt trên trụ và nhịp đến vị trí gối cầu thì hạ dầm xuống.

Tương tự như vậy ta lao lắp xong hết dầm của một nhịp.

Lắp đặt tấm bê tông đầy kín dầm, sau đó lắp đặt cốt thép ván khuôn đổ bê tông bề mặt cầu (để cốt thép chờ thi công lan can).

Lao lắp các nhịp 2 - 3 tương tự giống như lao nhịp 1.

Sau khi lao xong kết cấu nhịp tiến hành tháo dỡ tổ hợp lao cầu và hệ thống ray tà vẹt.

Thi công bản mặt cầu, lan can, lề bộ hành.

Hoàn thiện cầu.

#### **1.2.6. Thi công đổ bê tông sàn:**

Gia công cốt thép, gia công cốp pha.

Trắc đạc, lấy hướng, cự li, bề dày lớp bê tông cần đổ 20cm.

Hàn các thanh sắt theo phương ngang cầu, nối thép chờ của 2 dầm kề nhau để chống lật dầm.



Chia khoảng, định vị để lã sắt, tiến hành lã, lã lớp phía dưới rồi đến lớp phía trên.

Hàn những thanh thép để cố định khoảng cách giữa hai lớp thép của sàn.

Lắp thép chờ ở lan can.

Trắc đạc lấy bề dày lớp bê tông cần đổ.

Hàn các cốp pha biên.

Chuẩn bị các thiết bị đổ bê tông: ống đổ, ...

Kiểm tra lần cuối trước khi đổ.

Đổ bê tông kết hợp với việc đầm. Chú ý đổ theo hình chữ chi.

Làm mặt, làm nhám phần lan can, cắm sắt chờ lan can.

Bảo dưỡng: có thể dùng nước và vải bô hoặc sử dụng sika Atisole E.

#### **1.2.7. Thi công lan can, lớp phủ:**

Thi công lan can, lễ 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 lễ bộ hành.

Lắp đặt các tấm đan lễ bộ hành đúc sẵn.

Thi công lớp vữa xi măng trên mặt các tấm đan lễ bộ hành.

Thi công khe co giãn cao su, thoát nước mặt cầu.

Thi công lớp phủ mặt cầu.

Công tác hoàn thiện: Sơn phân làn.

#### **1.2.8. Thi công đường 2 bên đầu cầu:**

**Bước 1:** Thi công nền đường:

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

## CHƯƠNG 1: BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỈ ĐẠO GVHD: T.S NGUYỄN VĂN HIỀN

**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 lưu 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...

### **1.3. Một số vấn đề cần lưu ý khi thi công.**

Do tuyến vừa thi công vừa phải đảm bảo giao thông nên trong quá trình thi công cần có các biện pháp đảm bảo an toàn và vệ sinh môi trường cần thiết. Việc thi công cần tiến hành theo dây chuyền, dứt điểm từng công đoạn. Không được phép kéo dài thời gian và chiều dài các công đoạn đó. Khi đào hố móng và thi công cống thoát nước hay khi mở rộng nền đường, thảm bê tông nhựa nhất thiết phải lắp đặt hệ thống cảnh giới để tạo hành lang an toàn để đảm bảo an toàn giao thông. Tổ chức việc điều phối giao thông ở những vị trí thắt hẹp mặt cắt ngang vào giờ cao điểm để gây tắc xe.

Khi tiến hành thi công các hạng mục dưới nước cần phải đặc biệt lưu ý đến biện pháp đảm bảo an toàn và tránh gây ách tắc giao thông đường thủy.

Phải phối hợp đồng bộ giữa trình tự thi công phần cầu và phần tuyến, thoát nước để tránh gây cản trở giữa các hạng mục thi công khác nhau và đảm bảo giao thông.

Khi thi công đổ bê tông các khối đúc sẵn gờ lan can, cần xác định chính xác vị trí khối đỡ cột đèn và các lỗ chờ bu lông cột lan can.

Công tác an toàn lao động, vệ sinh môi trường:

**CHƯƠNG 1: BIỆN PHÁP THI CÔNG CHỈ ĐẠO**    GVHD: T.S NGUYỄN VĂN HIỀN

---

Phải sử dụng hệ thống điện thi công riêng, không dùng chung với khu dân cư.

Hạn chế tối đa việc thi công ban đêm để không ảnh hưởng đến sinh hoạt của khu vực dân cư xung quanh.

Vật liệu phế thải phải được di dời ngay sau khi thi công xong từng đợt về đồ đúng nơi quy định.

Không sử dụng cùng lúc nhiều thiết bị thi công có khả năng gây ồn như thiết bị khoan nhồi, máy ủi... trên khu vực nhỏ để hạn chế mức độ ồn.

**CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN THI CÔNG****2.1. Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy**

- Ta lấy cao độ mực nước thi công bằng với cao độ mực nước thông thuyền. Cao độ mực nước công : +21.01 m.
- Cao độ mặt đất tự nhiên tại tim trụ: +15.99 m.
- Lớp bê tông bọt 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 bọt đáy.
- Bề dày lớp bê tông bọt đáy :

$$h_{bd} \geq \left\{ \frac{H.S.\gamma_n}{(n.S_o.\gamma_c + k.U.\tau).m} ; 1m \right\}$$

Trong đó :

- + K: số cọc BTCT,  $K = 6$
  - + H: chiều sâu cột nước tính từ đáy lớp bê tông bọt đáy đến mực nước thi công  
 $\Rightarrow H = (7.31 + h_{bd}) = (7.31 + h_{bd})$ .
  - + S :diện tích hố móng,  $S = (8+2) \times (5+2) = 70.00m^2$
  - +  $S_o$  =(diện tích hố móng - diện tích cọc)  
 $\Rightarrow S_o = S - k \times S_c = 70.00 - 6 \times (\pi \times 0.5^2) = 65.29m^2$
  - +  $\gamma_c = 2.5 T/m^3$  (trọng lượng riêng bê tông)
  - +  $\gamma_n$ : dung trọng của nước,  $\gamma_n = 1T/m^3$
  - +  $\tau$ : ma sát giữa cọc với bê tông bọt đáy,  $\tau = 12T/m^2$
  - + U : chu vi một cọc:  $U = \pi \times 1 = 3.14m$
  - +  $n = 0.9$  (hệ số giảm tải)
  - +  $m = 0.9$  (hệ số làm việc)
- $\Rightarrow$  Thay tất cả số liệu vào công thức, ta có:

$$h_{bd} \geq \left( \frac{(6.19 + h_{bd}) \times S \times \gamma_n}{(n \times S_o \times \gamma_c + k \times U \times \tau) \times m} \right)$$

$$\Leftrightarrow h_{bd} \geq \frac{(7.31 + h_{bd}) \times 70.00 \times 1}{(0.9 \times 65.29 \times 2.5 + 6 \times 3.14 \times 12) \times 0.9}$$

$$\Rightarrow h_{bd} = 1.93$$

$\Rightarrow$  Chọn lớp bê tông bọt đáy dày : 2 m .

\* Kiểm tra cường độ bê tông bọt đáy chịu mômen uốn tác dụng áp lực nước đẩy lên và trọng lượng bê tông đè xuống:

- Tách 1 dải bê tông bít đáy rộng 1m dọc theo đường tim trụ theo hướng thượng-hạ lưu có chiều dài nhịp bằng khoảng cách giữa 2 cọc ván thép.

- Trọng lượng bản thân của lớp bê tông bít đáy (BTBĐ) :

$$q_1 = \gamma_b \times H_b \times b = 25 \times 2 \times 1 = 50 \text{ kN / m}$$

Trong đó :

+  $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ : Dung trọng của lớp BTBĐ.

+  $H_b = 2 \text{ m}$ : Bề dày của lớp BTBĐ.

+  $b = 1 \text{ m}$ : Bề rộng của dải BTBĐ đang xét.

- Áp lực đẩy của nước :

$$q_2 = \gamma \times (H + H_b) \times b = 10 \times (7.31 + 2) \times 1 = 93.10 \text{ kN / m}$$

Trong đó :

+  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ : Dung trọng của nước.

+  $H = 7.31 \text{ m}$ : Chiều sâu cột nước, từ lớp đáy móng đến mực nước thi công.

+  $b = 1 \text{ m}$ : Bề rộng của dải BTBĐ đang xét.

- Nội lực phát sinh trong dầm :

$$M_{\max} = \frac{q_1 - q_2}{8} \times l^2 = \frac{50 - 93.10}{8} \times 10.00^2 = -538.75 (\text{kN.m}) \Rightarrow \text{căng thớ trên.}$$

- Momen kháng uốn của dầm :

$$W = \frac{b \times h_b^2}{6} = \frac{1 \times 2^2}{6} = 0.667 (\text{m}^3)$$

- Yêu cầu ứng suất kéo phát sinh trong BTBĐ phải nhỏ hơn ứng suất kéo cho phép của bê tông:

+ Sử dụng bê tông có cường độ chịu nén:  $f'_c = 20 \text{ MPa}$  .

$$\Rightarrow [f]^k = 0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{20} = 2.236 \text{ MPa} = 2236 \text{ kN / m}^2$$

$$\text{- Ta có: } f_k = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{538.75}{0.667} = 808.00 \text{ kN / m}^2 < [f]^k = 2236 \text{ kN / m}^2$$

$\Rightarrow$  Vây lớp BTBĐ thỏa mãn điều kiện cường độ .

## 2.2. Tính toán cọc ván thép

### 2.2.1. Xác định độ sâu chôn cọc ván thép.

- Vòng vây cọc ván thép được xem là tuyệt đối cứng.



- Khi đào bỏ lớp bùn trong vòng vây cọc ván bằng gầu ngoạm. Ta tiến hành đổ bê tông đáy. Khi bê tông bịt đáy đạt cường độ ta tiến hành hút bớt nước trong vòng vây để thi công tầng khung chống 1. Ta sẽ tính chiều sâu cắm cọc ván cho trường hợp này.
- Hồ móng lúc này đã có bê tông bịt đáy. Nước trong vòng vây đã hút cạn. Cọc ván có hướng xoay quanh điểm O tại vị trí đặt khung chống.
- Vì địa chất là đất tự nhiên, không có sự phân chia rõ ràng giữa các lớp đất. Nên ta không xét tới bước nhảy giữa áp lực đất giữa 2 lớp đất liền kề.

Bảng 2.1. Số liệu địa chất

| Lớp đất | Loại đất                                  | h <sub>i</sub> | C                 | φ     | γ <sub>w</sub>    | SP <sub>T</sub> |
|---------|-------------------------------------------|----------------|-------------------|-------|-------------------|-----------------|
|         |                                           | (m)            | KN/m <sup>2</sup> | (độ)  | kN/m <sup>3</sup> |                 |
| Lớp 1A  | Sét lẫn hữu cơ, xám xanh-xám đen, rất mềm | 6.3            | 5                 | 2.87  | 14.70             | 1-2             |
| Lớp 1B  | Sét lẫn hữu cơ, xám xanh, rất mềm         | 9.7            | 5.8               | 3.83  | 16.50             | 2-12            |
| Lớp 2   | Sét gầy, nâu vàng-nâu hồng, rất cứng      | 16.7           | 38                | 17.48 | 19.30             | 12-2            |
| Lớp 3   | Sét gầy, xám đen-xám xanh, rất cứng-rắn   | 6.5            | 41.5              | 16.53 | 19.00             | 17-2            |
| Lớp 4   | Cát sét, xám-xám nâu, TT rất chặt         | 8              | 187               | 17.54 | 19.70             | 18-2            |

- Giả thiết cọc cắm vào lớp đất thứ đất thứ 1A ( $0 \leq t \leq 6.3$  m). t : được xác định từ điều kiện chống lật quanh tâm O ngay tại tầng khung chống 1 như hình vẽ.
- Chọn chiều cao của cọc ván cao hơn mực nước thi công 1m.
- Điều kiện đảm bảo ổn định chống lật :

$$\sum M_L \leq m \sum M_G$$

Trong đó :

+  $\sum M_L$  : Momen gây lật. Do áp lực chủ động và áp lực nước.

+  $\sum M_G$  : Momen giữ. Do áp lực đất bị động và áp lực nước.

+  $m = 0.95$  : hệ số an toàn (do mũi cọc ván ngập vào đất sét).

- Hệ số vượt tải của áp lực đất chủ động :  $\eta_a = 1.2$

- Áp lực chủ động của đất:

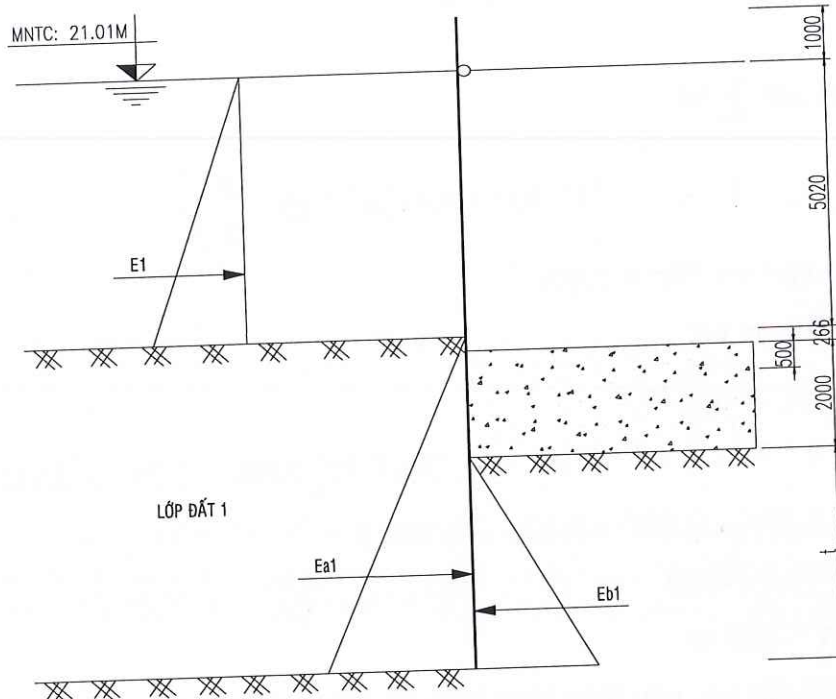
$$+ \text{Hệ số áp lực đất chủ động lớp 1: } \lambda_{a1} = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{2.87}{2}\right) = 0.905$$

- Hệ số vượt tải của áp lực đất bị động :  $\eta_b = 0.8$

- Áp lực bị động của đất:

$$+ \text{Hệ số áp lực đất bị động lớp 1: } \lambda_{b1} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{2.87}{2}\right) = 1.105$$

- Dung trọng nước:  $\gamma_n = 1(T / m^3)$
- Dung trọng đẩy nổi của đất:
- + Lớp 1:  $\gamma_{dn1} = 1.47 - 1 = 0.47(T / m^3)$
- Cường độ lực dính của đất dính bão hòa nước:
- + Lớp 1:  $C_{u1} = 0.50(T / m^2)$



Hình 2.1: Sơ đồ tính chiều sâu chôn cọc ván thép

\* Áp lực chủ động gồm :  $E_1, E_{a1}$

- Áp lực nước:  $E_1 = \frac{1}{2} \gamma_n \times (5.02)^2 = 12.60(T / m)$

- Áp lực do đất:

$$E_{a1} = \frac{1}{2} [\gamma_{dn1} \times \lambda_{a1} \times (2.27 + t) - 2c_{u1}] \times (2.27 + t) \times \eta_a$$

$$+ \frac{1}{2} [0.47 \times 0.905 \times (2.27 + t) - 2 \times 0.50] \times (2.27 + t) \times 1.2 = 0.26t^2 + 0.59t - 0.06(T / m)$$

\* Áp lực bị động gồm :  $E_{b1}$

$$E_{b1} = \frac{1}{2} [\gamma_{dn1} \times \lambda_{b1} \times t + 2c_{u1}] \times t \times \eta_b$$

$$[0.47 \times 1.105 \times t + 2 \times 0.50] \times t \times 0.4 = 1.20t^2 + 0.4t(T / m)$$

\* Kiểm tra điều kiện ổn định chống lật :

$$\sum M_L \leq m \sum M_G$$

- Ta lấy moment tại điểm O nằm tại điểm đặt tầng khung chống.

- Momen gây lật  $\sum M_L$  :

$$\begin{aligned} \sum M_L &= E_l \times z_l + E_{al} \times z_{al} = \left[ 12.60 \times \frac{2 \times 5.02}{3} \right] + \left[ (0.26t^2 + 0.59t - 0.06) \times \left( 5.02 + \frac{2t}{3} \right) \right] \\ &= 0.17t^3 + 2.1t^2 + 3.89t + 41.78 \end{aligned}$$

- Momen giữ  $\sum M_G$  :

$$\begin{aligned} \sum M_G &= E_{bl} \times z_{bl} = \left[ (1.20t^2 + 0.4t) \times \left( 7.29 + \frac{2t}{3} \right) \right] \\ &= 0.80t^3 + 1.79t^2 + 2.92t \end{aligned}$$

=> Vậy ta có:

$$\sum M_L \leq m \sum M_G$$

$$\Leftrightarrow 0.17t^3 + 2.1t^2 + 3.89t + 41.78 \leq 0.95 [0.80t^3 + 1.79t^2 + 2.92t]$$

$$\Leftrightarrow 0.59t^3 + 0.40t^2 + 1.12t - 41.78 \geq 0$$

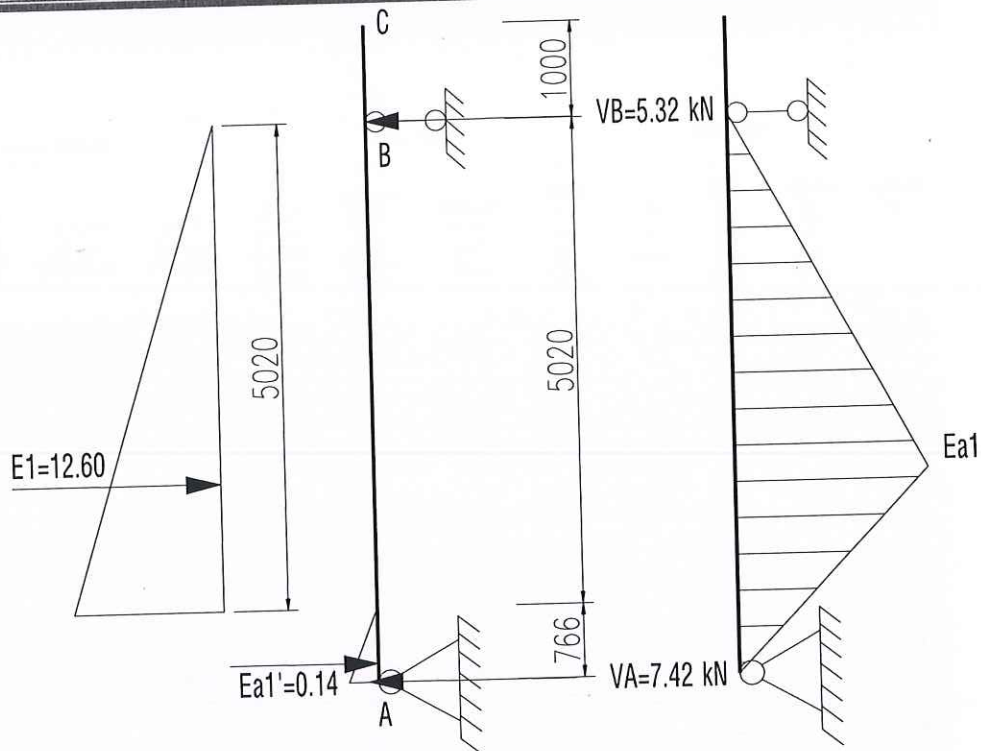
$$\Leftrightarrow t \geq 3.78(\text{m})$$

=> Chọn  $t = 3.81 \text{ m}$

- Vậy chiều dài cọc ván thép thực tế là 12.10 m. Cọc ngàm vào lớp đất thứ 1 là 6.08m.

### 2.2.2. Tính toán cọc ván thép.

-Thời điểm tính là sau khi đổ bê tông bịt đáy và hút hết nước trong hố móng ra. Khi đó phải tính toán vòng vây về ổn định về vị trí và kiểm tra độ bền các bộ phận kết cấu của vòng vây. Lúc này ta tính cọc ván như hình vẽ. Tính cho 1 m chiều rộng. Vị trí điểm A nằm cách bê tông bịt đáy 0.5 m.



Hình 2.2: Sơ đồ tính toán moment uốn trên tiết diện ngang cọc ván.

- Phản lực gối:

$$V_A = 7.420 \text{ T}$$

$$V_B = 5.320 \text{ T}$$

- Mô men uốn lớn nhất:

$$M_{\max} = 17.80 \text{ T.m}$$

- Chọn loại cọc FSP-IV :

- Mômen kháng uốn của một dải cọc ván thép có bề rộng 1m theo phương thẳng đứng  $W = 2270 \text{ cm}^3$ . ứng suất lớn nhất trong cọc cừ thép là:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = \frac{17.80 \times 10^5}{2270} = 784 \text{ (kG / cm}^2\text{)}$$

- Ứng suất cho phép của thép là:  $[\sigma] = 1900 \text{ (kG / cm}^2\text{)} > \sigma_{\max} = 784.00 \text{ (kG / cm}^2\text{)}$

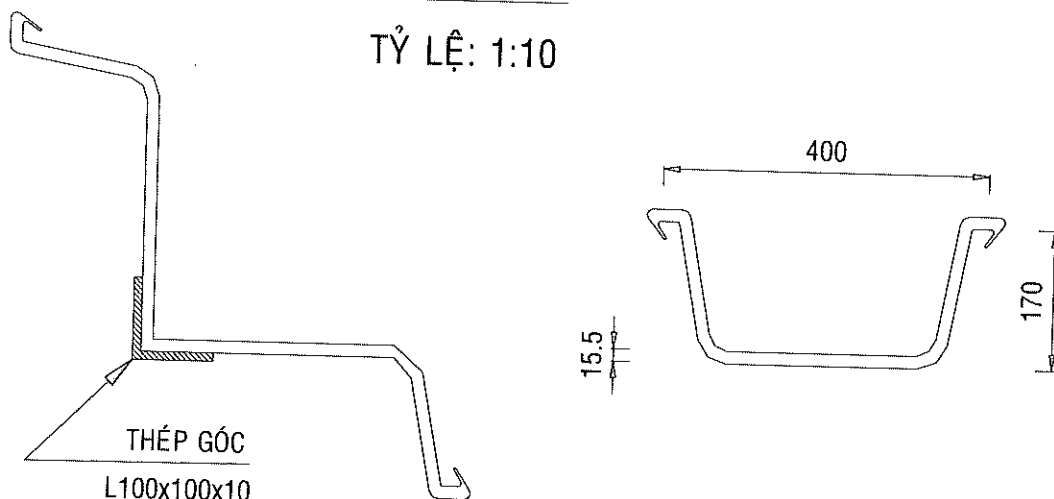
=> Vậy sử dụng loại cọc trên để làm hố móng

## QUY CÁCH CỤ THÉP THÔNG DỤNG LOẠI CHỮ U

| Chung loại            | Kích thước             |                        |             | Mật cực                              |                                    |                                            | Mật M ngang cực vẩy      |                                      |                                    |                                            |                          |
|-----------------------|------------------------|------------------------|-------------|--------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------|
|                       | Chấn rộng bầm ích (mm) | Chiều cao hân ích (mm) | Độ dày (mm) | Diện tích mặt cắt (cm <sup>2</sup> ) | Momen quán tính (cm <sup>4</sup> ) | Momen kháng uốn mặt cắt (cm <sup>3</sup> ) | Khối lượng đơn vị (kg/m) | Diện tích mặt cắt (cm <sup>2</sup> ) | Momen quán tính (cm <sup>4</sup> ) | Momen kháng uốn mặt cắt (cm <sup>3</sup> ) | Khối lượng đơn vị (kg/m) |
| FSP - I A             | 400                    | 85                     | 8.0         | 45.21                                | 598                                | 88.0                                       | 35.5                     | 113.0                                | 4500                               | 529                                        | 88.8                     |
| FSP - II              | 400                    | 100                    | 10.5        | 61.18                                | 1240                               | 152                                        | 48.0                     | 153.0                                | 8740                               | 874                                        | 120                      |
| FSP - III             | 400                    | 125                    | 13.0        | 76.42                                | 2220                               | 223                                        | 60.0                     | 191.5                                | 16800                              | 1340                                       | 150                      |
| FSP - IV              | 400                    | 170                    | 15.5        | 96.99                                | 4670                               | 362                                        | 76.1                     | 242.5                                | 38600                              | 2270                                       | 190                      |
| FSP - V <sub>L</sub>  | 500                    | 200                    | 24.3        | 133.8                                | 7960                               | 520                                        | 105                      | 267.6                                | 63000                              | 3150                                       | 210                      |
| FSP - V <sub>L</sub>  | 500                    | 225                    | 27.6        | 153.0                                | 11400                              | 680                                        | 120                      | 306.0                                | 86000                              | 3820                                       | 240                      |
| NSP - II <sub>w</sub> | 600                    | 130                    | 10.3        | 78.70                                | 2110                               | 203                                        | 61.8                     | 131.2                                | 13000                              | 1000                                       | 103                      |

## VÁN THÉP

TỶ LỆ: 1:10



Hình 2.3: Cấu tạo cọc ván thép.

## 2.2.3. Lựa chọn búa đóng cọc ván

Phương pháp sử dụng để hạ cọc ván ( cọc cừ Lassen) vào trong đất cát hiệu quả nhất hiện nay vẫn là phương pháp rung. Búa rung sử dụng là loại NVC-1200SS của hãng Nipped IND có các thông số sau :



$Q = 6.92 \text{ T}$  : Trọng lượng búa .

$M = 5000 \text{ kG.cm}$  : Momen lệch tâm lớn nhất.

$\omega = 1100 \text{ (vòng/phút)} = 115 \text{ rad/s}$

$A = 8.3 \text{ mm}$

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 :

$$Q_d > \alpha \times T$$

Trong đó :

$$T = u \times \sum_{i=1}^n f_i' \times h_i = 1.573 \times 1.2 \times 6.08 = 11.48(T) : \text{lực cản của đất tác dụng vào cọc}$$

khi đóng đến chiều sâu tối đa .

Với:  $U = 1.573 \text{ m}$ : chu vi cọc ván thép .

$f_i' = 1.2 \text{ t/m}^2$ : lực ma sát đơn vị.

$h_i = 6.08 \text{ m}$  : chiều sâu cọc ngàm trong đất .

$\alpha = 1.0$  : Hệ số kể đến ảnh hưởng đàn hồi của đất (lấy đối với cọc ván thép)

=> Thay vào :

$$Q_d > \alpha \times T \Rightarrow Q_d > 1.0 \times 11.48 = 11.48(T)$$

- Với búa đã chọn :

$$Q_d = \frac{M \times \omega^2}{g} = \frac{5000 \times 10^{-3} \times 10^{-2} \times 115^2}{9.81} = 67.41T > 11.48T \text{ (Thỏa)}$$

+ **Điều kiện 2** : Đảm bảo cọc đóng vào đất hiệu quả:

$$\xi \times \frac{M_c}{Q_0} \geq A$$

Trong đó:

+  $\xi$  : Hệ số, lấy bằng 1 đối với cọc ván thép

+  $Q_0$ : Trọng lượng cọc, búa chấn động và bệ búa ,trong đó:

$$Q_0 = Q + q + q_0$$

Trong đó:

+  $Q$ : Trọng lượng búa,  $Q=6.92 \text{ T}$

+  $q$ : Trọng lượng 1 cọc ván thép,  $Q = 76.1 \times 12.10 = 920.81\text{kg} = 0.921T$

+  $q_0$ : Trọng lượng bệ búa,  $q_0=0$

$$Q_0 = Q + q + q_0 = 6.92 + 0.921 + 0 = 7.84T$$

+ A: Biên độ dao động, tra bảng 3.10 sách “Thi công móng mố trụ cầu” (Trường Đại Học Xây Dựng Hà Nội trang 194 )

$$\xi \times \frac{M_c}{Q_0} = 1 \times \frac{5000}{7841} = 0.64 \text{ cm} > A = [0.6 - 0.8] \text{ cm}$$

| Loại cọc                                                                              | Biên độ dao động thích hợp A (mm) |               |                |              |               |                |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|---------------|----------------|--------------|---------------|----------------|
|                                                                                       | Đất cát                           |               |                | Đất sét      |               |                |
|                                                                                       | 300<br>- 700                      | 800<br>- 1000 | 1200<br>- 1500 | 400<br>- 700 | 800<br>- 1000 | 1200<br>- 1500 |
| Cọc ván thép, cọc ống thép hở chân có diện tích tiết diện dưới 100-150cm <sup>2</sup> | -                                 | 8-10          | 4-6            | -            | 10-12         | 6-8            |

=> Thỏa điều kiện 2.

+ **Điều kiện 3** : Tổng ngoại lực tác động lên cọc phải đủ lớn, đảm bảo hạ cọc và nhổ cọc được nhanh .

$$Q + q + q_p \geq p.F$$

$$\eta_1 < \frac{Q + q + q_p}{Q_d} < \eta_2$$

+ Q: Trọng lượng búa, Q=6.92 T

+ q: Trọng lượng 1 cọc ván thép, Q = 76.1×12.10 = 920.81kg = 0.921T

+ q<sub>p</sub> = 0 : trọng lượng các phần phụ tác dụng lên cọc

+ p = 1.5 kG/cm<sup>2</sup> : Trị số áp lực để hạ cọc

+ F = 96.99 cm<sup>2</sup> : Diện tích tiết diện cọc

+ Q<sub>d</sub> = 52.3 T : Lực kích động của máy chấn động

+ η<sub>1</sub> = 0.15 và η<sub>2</sub> = 0.5 : Hệ số lấy cho cọc cừ ván thép

$$\text{Thay vào : } \begin{cases} Q + q + q_p \geq p \times F \Leftrightarrow 6.92 + 0.921 \geq 1.5 \times 10^{-3} \times 96.99 \Leftrightarrow 7.84 \geq 0.145 \\ \eta_1 < \frac{Q + q + q_p}{Q_d} < \eta_2 \Leftrightarrow 0.15 < \frac{6.92 + 0.921}{67.41} < 0.5 \Leftrightarrow 0.15 < 0.151 < 0.5 \end{cases}$$

=> Chọn búa như trên là hợp lý.

**TÀI LIỆU THAM KHẢO**

1. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CẦU TCVN 11823:2017.
2. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ MÓNG CỌC TCXD205:1998
3. KẾT CẤU BÊTÔNG VÀ BÊTÔNG CỐT THÉP TOÀN KHỐI  
TCVN4453:1995
4. CẦU BÊTÔNG CỐT THÉP TRÊN ĐƯỜNG ÔTÔ CỦA GS.TS LÊ ĐÌNH  
TÂM
5. THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP TRÊN ĐƯỜNG Ô  
TÔ CỦA TS. MAI LỰU VÀ ThS. LÊ HỒNG LAM.
6. GIÁO TRÌNH CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP TẬP I VÀ II CỦA PGS-  
TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG VÀ KS. HOÀNG HÀ, NXB. GIAO THÔNG  
VẬN TẢI.
7. CÁC CÔNG NGHỆ THI CÔNG CẦU CỦA PGS-TS NGUYỄN VIỆT  
TRUNG VÀ KS PHẠM HUY CHÍNH
8. GIÁO TRÌNH TÍNH TOÁN MÓNG CỌC – LÊ ĐỨC THẮNG.
9. GIÁO TRÌNH NỀN MÓNG CỦA TRẦN VĂN ĐỨC.
10. MÓ TRỤ CẦU – NGUYỄN MINH NGHĨA-DƯƠNG MINH THU.
11. CẦU KIẾN BÊTÔNG CỐT THÉP-GS.TS NGÔ THẾ PHONG.
12. HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ MÓ TRỤ CẦU (TẬP II) CỦA NGUYỄN MINH  
NGHĨA-NGUYỄN VĂN NHẠM-TRẦN ĐỨC NHIỆM-NGUYỄN VIỆT  
TRUNG.
13. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ ĐƯỜNG ÔTÔ-22TCVN-4054-05, BAN HÀNH  
2005.

VÀ MỘT SỐ TÀI LIỆU CÓ LIÊN QUAN KHÁC.

-----O-----