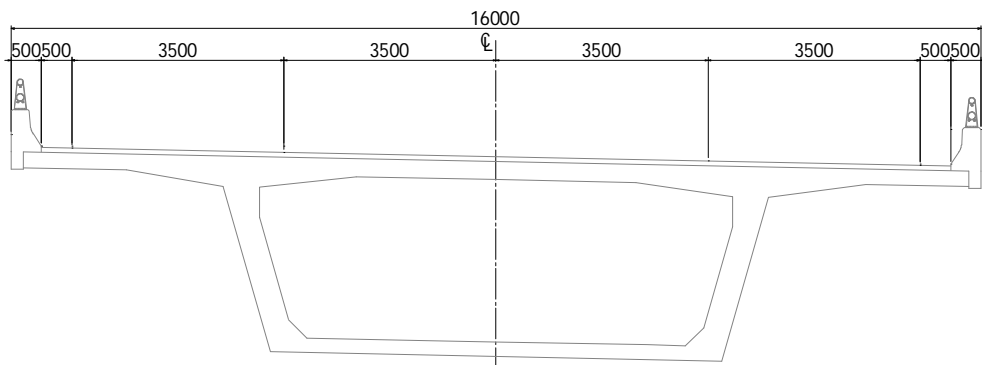


CHƯƠNG 8 THIẾT KẾ CẦU

8.1 Các điều kiện thiết kế

8.1.1 Các điều kiện cơ bản

- Kiểu cầu : Cầu Bê tông DƯL
 - Kiểu kết cấu : Dầm hộp liên tục DƯL (ngoại trừ Cầu Sông Cấm)
 - Chiều dài cầu : 4433.7m + 490.0m + 519.2m (ngoại trừ Cầu Sông Cấm)
 - Tiêu chuẩn đường : Đường ô tô cấp III , đồng bằng
 - Tốc độ thiết kế : 80km/h
 - Hoạt tải : AASHTO LRFD
-
- Cầu tạo theo mặt cắt ngang



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.1.1-1 Cấu tạo mặt cắt ngang phần trên

- Dốc dọc : nhỏ hơn 5.0%
- Dốc ngang : 2.0%

8.1.3 Các điều kiện về tải trọng thiết kế

(1) Trọng lượng bản thân

Trọng lượng bản thân của bê tông cốt thép **24.50 kN/m³**

Trọng lượng bản thân của thép kết cấu **77.01 kN/m³**

(2) Tĩnh tải bổ sung

a) Trọng lượng bề mặt bị mài mòn:

Làn giao thông:

7.0 cm asphalt + 0.4 cm màng chống thấm nước: **2250 kg/m³**

Đối với cầu B=16.0m:

$0.074\text{m} \times 15.0\text{m} \times (2250 \times 0.00981 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{24.5 \text{ kN/m}}$

b) Bó vỉa và lan can bên:

Giải phân cách bê tông + lan can thép:

$0.31\text{m}^2 \times 2 \times 24.5\text{kN/m}^3 + 5.0\text{kN/m} = \mathbf{20.2 \text{ kN/m}}$

c) Tĩnh tải phần công việc khác:

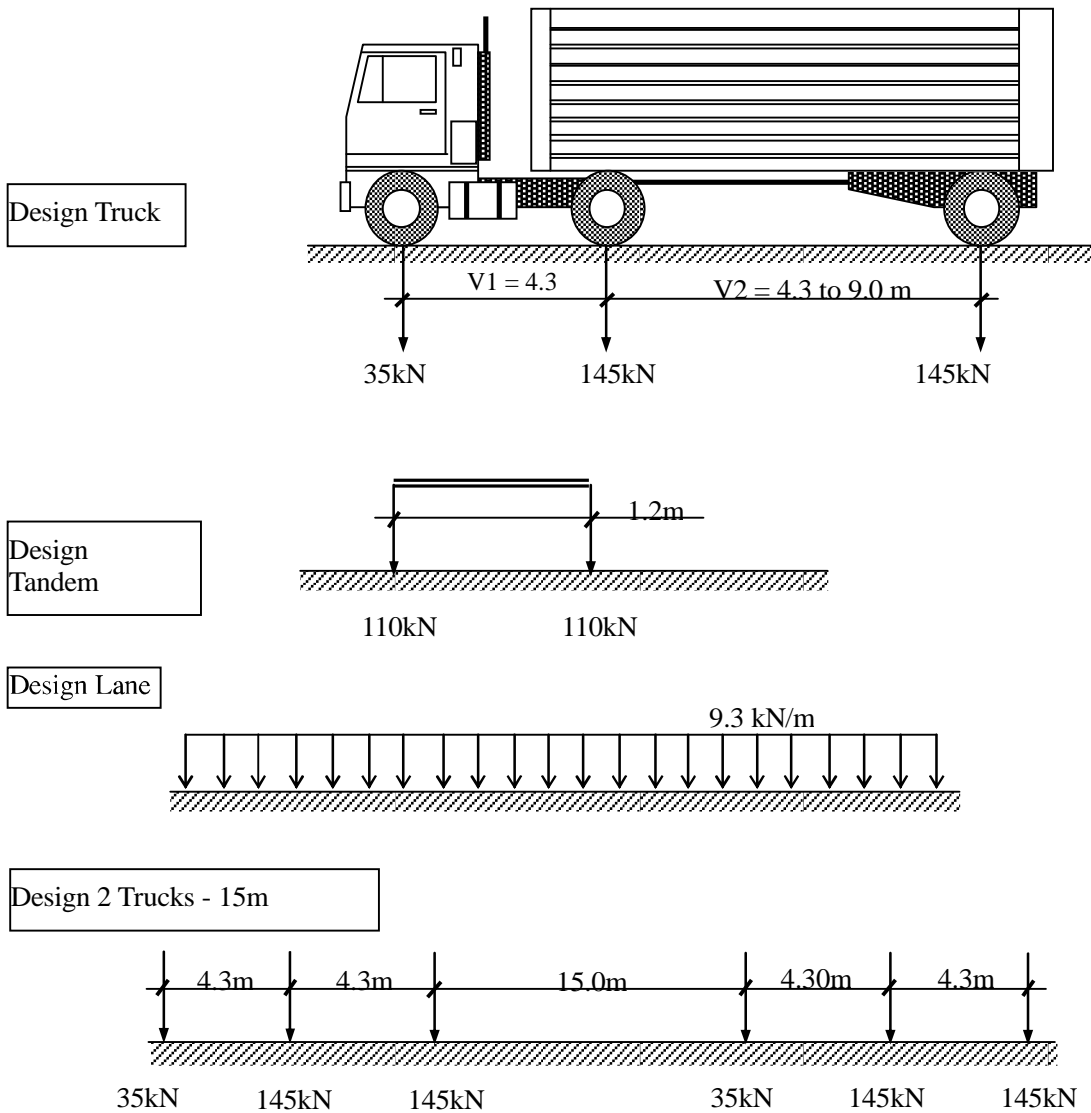
(đèn giao thông, thoát nước ...) = **2.20 kN/m** được giả định

Tổng tĩnh tải bổ sung = 46.9 kN/m

(3) Hoạt tải

Hoạt tải xe trên đường trên cầu hoặc kết cấu ngẫu nhiên, được chỉ định HL-93, phải bao gồm tổ hợp của:

- Xe tải thiết kế hoặc Tandem thiết kế, và
- Tải trọng làn thiết kế



Nguồn: 22TCN 272-05

Hình 8.1.3-1 Các điều kiện của Tĩnh tải

Tải trọng động cho phép IM của phương tiện giao thông được sử dụng như Bảng dưới đây.

Bảng 8.1.3-1 Tải trọng động cho phép

Thành phần	IM
Mối nối bán mặt cầu – toàn bộ các trạng thái giới hạn	75%
Toàn bộ các thành phần khác	
• Trạng thái giới hạn gãy và mỏi	15%
• Toàn bộ trạng thái giới hạn khác	25%

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Tải trọng động cho phép không cần áp dụng cho thành phần móng nằm bên dưới cao độ mặt đất.

Trừ khi có quy định khác, lực biên ảnh hưởng sẽ lớn hơn như dưới đây:

- Ảnh hưởng của tandem thiết kế được tổ hợp với ảnh hưởng tải trọng làn thiết kế, hoặc
- Ảnh hưởng của một xe tải thiết kế với trục biến đổi tổ hợp với ảnh hưởng của tải trọng làn thiết kế, và
- Cả hai mô men âm giữa các điểm uốn dưới tải trọng phân bố đều trên toàn nhịp, và chi phần lực trụ bên trong, 90% ảnh hưởng của hai xe tải thiết kế với khoảng cách tối thiểu là 15 000 mm giữa trục trước của một xe tải và trục sau của một xe tải khác, tổ hợp với 90% ảnh hưởng tải trọng làn thiết kế. Khoảng cách giữa các trục 145 000-N của mỗi xe tải sẽ được lấy là 4300 mm.

Hệ số xuất hiện nhiều “m” cho hoạt tải.

Bảng 8.1.3-2 Hệ số xuất hiện nhiều

Số làn chịu tải	Hệ số xuất hiện nhiều “m”
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(4) Tải trọng hãm

Tải trọng hãm được lấy 25% trọng lượng trục của xe tải thiết kế hoặc tandem thiết kế. Tải trọng hãm này được đặt ở tất cả các làn thiết kế có xét tới chất tải theo Điều 3.6.1.1.1 và làn có lưu lượng giao thông đi theo hướng tương tự. Các lực này được giả định hoạt động theo phương ngang với khoảng cách 1800 mm trên bề mặt đường theo phương dọc là nguyên nhân ảnh hưởng của lực biên. Toàn bộ làn thiết kế sẽ được chất tải đồng thời đối với cầu và trở thành một hướng trong tương lai. Hệ số xuất hiện nhiều được quy định trong Điều 3.6.1.1.2 sẽ được áp dụng.

Đối với cầu B=15.7m:

Tổng số làn giao thông:

Hàm làm tròn $(14.00\text{m}/3.5\text{m}, 0)=4$ làn đối với an toàn

Hệ số xuất hiện nhiều “m”=0.65

25% của xe tải thiết kế hoặc xe hai cầu thiết kế

$25\% \times 4 \text{ làn} \times (35+145 \times 2)\text{kN} \times 0.65=211.25 \text{ kN}$

$25\% \times 4 \text{ làn} \times (110 \times 2)\text{kN} \times 0.65=143.0 \text{ kN}$

(5) Tải trọng nhiệt độ

1) Nhiệt độ đồng nhất:

Các dữ liệu đo lường đã ghi lại tại Trạm Hòn Dấu từ 1984 đến 2008 đặt tại Đồ Sơn, thành phố Hải Phòng, đã được thu thập và nghiên cứu thống kê đã được tiến hành để đạt được nhiệt độ không khí tối đa và tối thiểu phù hợp với tần suất 100 năm đối với công trường.

Mẫu phân bố đã được sử dụng cho phân tích thống kê là “Kiểu phân bố III Log Pearson”.

Kết quả trình bày trong Bảng dưới đây.

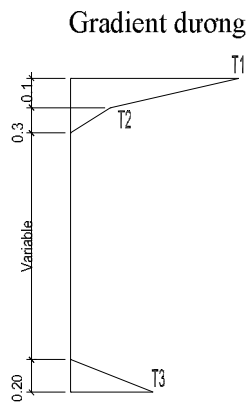
Xem xét kết quả, biên độ nhiệt độ thiết kế được xác định là 40 độ Celsius.

Bảng 8.1.3-3 Biên độ nhiệt độ (độ Celsius)

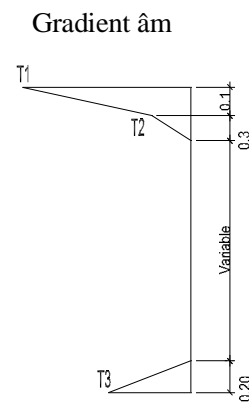
	Ghi chép từ 1984-2008	Tần suất 20 năm	Tần suất 33 năm	Tần suất 100 năm
Nhiệt độ tối đa	38.7	38.45	38.79	39.46
Nhiệt độ tối thiểu	6.6	4.11	3.35	1.76
Biên độ nhiệt độ	32.1	34.34	35.44	37.7

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

2) Nhiệt độ Gradient:



$$\begin{aligned} T1 &= 23^0 \text{ C} \\ T2 &= 6^0 \text{ C} \\ T3 &= 3^0 \text{ C} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} T1 &= -7^0 \text{ C} \\ T2 &= -1^0 \text{ C} \\ T3 &= 0^0 \text{ C} \end{aligned}$$

(6) Tải trọng gió

1) Tải trọng gió tĩnh:

Cầu đặt ở thành phố Hải Phòng. Theo *TCVN 2737-1995* – Phụ lục E, cầu nằm trong khu vực gió IV. Theo *22TCN-272-05*, đoạn 3.8.1:

Vận tốc gió thiết kế $V = S.V_B$ trong đó $V_B = 59.0 \text{ m/s}$

V_B – vận tốc gió giật 3 giây với tần suất 100 năm có thể được trình bày trong Bảng dưới đây:

Bảng 8.1.3-4 Vận tốc gió

Khu vực gió	V_B (m/s)
I	38
II	45
III	53
IV	59

Nguồn: *TCVN 2737-1995*

S – hệ số hiệu chỉnh khu vực gió và cao độ bản mặt cầu có thể trình bày trong Bảng dưới đây:

Bảng 8.1.3-5 Hệ số hiệu chỉnh khu vực gió và cao độ

Cao độ bản mặt cầu trên phạm vi nền hoặc bề mặt nước	Phạm vi lộ ra	Rừng, khu vực nhà ở với chiều cao cây, nhà tối đa là 10m	Diện tích nhà với chiều cao nhà > 10m
10	1.09	1.00	0.81
20	1.14	1.06	0.89
30	1.17	1.10	0.94
40	1.20	1.13	0.98
50	1.21	1.16	1.01

Nguồn: *22TCN 272-05*

Cao độ bản mặt cầu trên phạm vi nền – phạm vi lộ ra $H_{el}=23.2\text{m}$

Áp lực gió theo phương ngang $P_D = 0.0006 V^2 C_d \geq 1.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

C_d – hệ số cản trở phụ thuộc vào tỷ lệ b/d

b – bề rộng tổng thể giữa các lan can

d – chiều cao kết cấu phần trên bao gồm tường chắn mái đặc

Đối với cầu $B=15.00\text{m}$:

$$b=15.00\text{m}$$

$$d= (7.5+3.2)/2 + 1 = 6.35\text{m}$$

$$S = 1.17$$

$$b/d = 15.00/6.35 = 2.36$$

$$C_d = 1.34$$

$$P_D = 0.0006 \times (59.0 \times 1.17)^2 \times 1.34 = 4.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tải trọng gió theo phương ngang} = 4.1 \times 6.35 = 26.1 \text{ KN/m}$$

$$\text{Tải trọng gió theo phương dọc} = 25\% \times 26.1 = 6.5 \text{ KN/m}$$

Đối với các trụ:

$$C_d = 1.9$$

$$P_D = 0.0006 \times (59.0 \times 1.17)^2 \times 1.9 = 5.43 \text{ kN/m}^2$$

2) Tải trọng gió lên phương tiện giao thông:

Đối với tổ hợp cường độ III, tải trọng gió lên phương tiện giao thông và lên kết cấu được xem xét đồng thời (vận tốc gió 25m/s). Tải trọng gió lên phương tiện giao thông theo phương ngang là 1.5 kN/m ở chiều cao 1.8m từ bề mặt asphalt. Tải trọng gió lên phương tiện giao thông theo phương dọc là 0.75 kN/m ở chiều cao 1.8m từ bề mặt asphalt.

(7) Động đất

1) Hệ số gia tốc, hệ số hiện trường và phản ứng quang phổ:

Như bản đồ phân bố động đất củ Việt Nam trong 22TCN-221-95, cầu nằm ở vị trí khu vực động đất cấp 7 theo phạm vi MSK-64. Theo 22TCN-272-05 đoạn 3.10.4, hiện trường thi công của cầu nằm ở vị trí khu vực động đất số 2. Với $0.09 < A < 0.19$.

Bảng 8.1.3-6 Gia tốc và khu vực động đất

Hệ số gia tốc	Khu vực động đất	Phạm vi MSK-64
$A \leq 0.09$	1	Cấp ≤ 6.5
$0.09 < A \leq 0.19$	2	$6.5 < \text{cấp} \leq 7.5$
$0.19 < A < 0.29$	3	$7.5 < \text{cấp} \leq 8$

Nguồn: 22TCN 272-05

Theo “Tiêu chuẩn động đất TCXDVN375-2006”, hệ số gia tốc định nền $A=0.1291g$.

Hệ số công trường S: theo khảo sát địa chất, loại trức dọc đất là II.

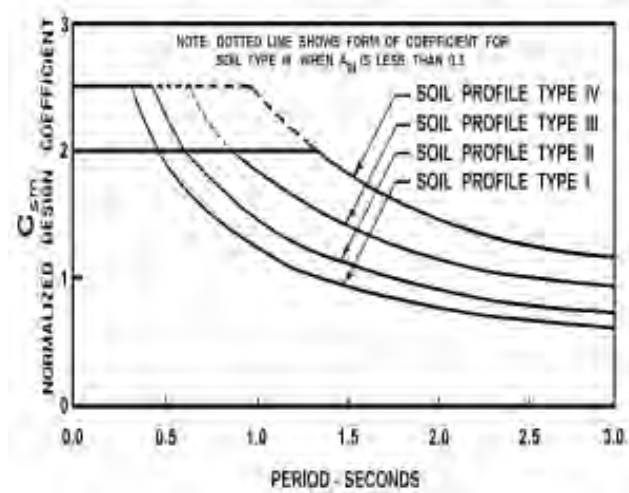
Bảng 8.1.3-7 Hệ số công trường

Hệ số công trường	Kiểu trức dọc đất			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Nguồn: 22TCN 272-05, Đoàn nghiên cứu

Phản ứng quang phổ thiết kế động đất đối với trắc dọc đất loại III cho cầu được quy định trong tiêu chuẩn kỹ thuật cho thiết kế cầu 22TCN-272-05.

Phản ứng quang phổ:



Nguồn: 22TCN 272-05

Hình 8.1.3-2 Phản ứng quang phổ

2) Hệ số hiệu chỉnh phản ứng:

Bởi vì tính quan trọng của cầu – **Tiêu chí quan trọng**, hệ số hiệu chỉnh phản ứng được trình bày trong Bảng dưới đây được đề xuất cho thiết kế.

Bảng 8.1.3-8 Hệ số hiệu chỉnh phản ứng

Các thành phần	R
Cột đơn	1.5
Nhiều cột cong	1.5
Nối: các cột, các trụ, hoặc trụ uốn cong tới xà mũ hoặc kết cấu phần trên, cột hoặc trụ cho móng.	1.0
Các móng	1.0

Nguồn: 22TCN 272-05, Đoàn nghiên cứu

3) Tỷ lệ giảm chấn:

Tỷ lệ giảm chấn đối với các phần kết cấu là 5%.

4) Phân tích:

Địa chấn được xác định bằng phân tích quang phổ phản ứng đàn hồi. Số lượng các trạng thái trong phân tích phải đủ để có được một lượng tham gia khoảng 85-90%. Mật độ phổ phản ứng địa chấn được xác định theo mục 3.10.6 của 22TCN-272-05. Tổ hợp căn bậc hai đầy đủ (CQC) được sử

dụng. Sự kết hợp hiệu ứng lực lượng địa chấn theo các hướng khác nhau được sử dụng như sau: 100% đối với một trong các hướng vuông góc kết hợp với 30% đối với hướng vuông góc khác.

Biện pháp trạng thái quang phổ phân ứng – đơn được sử dụng để kiểm tra kết quả.

5) Đánh giá sự phân rã:

Sự phân rã là một hiện tượng xảy ra do mất độ bền cắt do giảm ứng suất hiệu dụng từ việc phát sinh áp lực lỗ rỗng quá lớn trong đất pha cát. Nguy cơ phân rã sẽ được tính trên cơ sở những phát hiện từ việc điều tra đất. Đối với một lớp cát phù sa có tất cả trong ba điều kiện sau đây thì sẽ tiến hành đánh giá sự phân rã:

- lớp đất bão hòa có mức nước ngầm cao hơn 10m dưới mặt đất và nằm ở độ sâu hơn 20m dưới mặt đất.
- lớp đất có hàm lượng mịn (FC) 35% hoặc ít hơn, hoặc lớp đất có chỉ số dẻo I_p thấp hơn 15, ngay cả khi FC lớn hơn 35%.
- lớp đất có kích thước hạt bình quân (D_{50}) nhỏ hơn 10mm và kích thước hạt 10% vượt quá trên đường cong phân loại (D_{10}) thấp hơn 1mm.

Khi sự phân rã được ước tính trong các lớp xung quanh móng, độ bền chống lực ngang sẽ được giảm xuống trong thiết kế móng.

(8) Lực va đập của xe

Mố và trụ cầu nằm cách mép của đường xe chạy 9m hoặc trong phạm vi 15m so với tim đường sắt phải được thiết kế cho một lực tĩnh tương đương với 1800kN. Lực này được giả định cho một tác động từ bất kỳ hướng ngang nào trên bề mặt với khoảng cách trên mặt đất 1,2m.

(9) Lực va đập tàu thuyền

- 1) Tàu thiết kế: 1000DWT
- 2) Tốc độ va đập thiết kế: 3.5 m/s
- 3) Lực va đập tàu thuyền lên trụ: $PS = 1.2 * 10^5 V (DWT)^{0.5} = 13,100kN$
 - 1) Thiết kế tàu: 1000DWT
 - 2) Lực va đập tàu thuyền: 3,5 m / s
 - 3) Lực va đập tàu thuyền lên trụ: $PS = 1,2 * 105V (DWT) 0,5 = 13.100 kN$

(10) Tải trọng lún

Tải trọng lún gây ra do lún không đồng nhất giữa các trụ và mố đối với các nhịp liên tục, giá trị lún được giả định là 20mm cho từng trụ hoặc mố cầu. Một số kết hợp giữa lún không đồng nhất được xem xét đối với trường hợp không thuận lợi.

(11) Co ngót và từ biến

Tác động của co ngót và từ biến dựa theo mô hình CEB-FIB trong điều 5.4.2.3 của 22TCN272-05, dựa vào độ ẩm, xây dựng đúng tiến độ, kích thước và kết cấu của vật liệu đặc trưng. Độ ẩm trung bình hàng năm cho mô hình CEB-FIB là 80%.

8.1.4 Hệ số điều chỉnh tải trọng và tổ hợp tải trọng

(1) Hệ số điều chỉnh tải trọng

Mỗi thành phần và kết nối phải đáp ứng phương trình như dưới đây cho mỗi trạng thái giới hạn, trừ trường hợp quy định. Đối với trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, hệ số kháng sẽ được lấy là 1,0; ngoại trừ đối với bu lông và cho các cột bê tông trong vùng địa chấn 3 và 4. Tất cả các trạng thái giới hạn được coi là có tầm quan trọng như nhau.

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n = R_r$$

Trong đó:

η_i : hệ số điều chỉnh tải trọng

γ_i : hệ số tải trọng

ϕ : hệ số kháng

Q_i : lực tác động

R_n : sức kháng danh định

R_r : sức kháng đã nhân hệ số

Đối với các tải trọng mà giá trị lớn nhất của γ_i là phù hợp: $\eta_i = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I \geq 0.95$

Đối với các tải trọng mà giá trị nhỏ nhất của γ_i là phù hợp: $\eta_i = 1/(\eta_D \times \eta_R \times \eta_I) \leq 1.0$

Đối với cầu này:

Bảng 8.1.4-1 Hệ số điều chỉnh tải trọng

Hệ số	Ký hiệu	Trạng thái giới hạn	Trị số
Hệ số liên quan đến độ bền kéo	η_D	Cường độ	1.0
		Khác	1.0
Hệ số liên quan đến độ dư thừa	η_R	Cường độ	1.0
		Khác	1.0
Hệ số liên quan đến tầm quan trọng khai thác	η_I	Cường độ	1.0
		Khác	1.0

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(2) Tổ hợp tải trọng

Các tổ hợp tải trọng thiết kế:

Bảng 8.1.4-2 Tổ hợp tải trọng

Tổ hợp tải trọng	Mã hiệu tổ hợp	DC	DW	LL IM CE BR PL LS EL	WS	WL	TU CR SH	TG	SE	EQ	CV
Khai thác - I	Comb1	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	0.50	1.00	-	-
Khai thác - III	Comb2	1.00	1.00	0.80	0.30	1.00	1.00	0.50	1.00	-	-
Cường độ - I	Comb3	1.25	1.50	1.75	-	-	0.50	-	1.00	-	-
Cường độ - II	Comb4	1.25	1.50	1.35	-	-	0.50	-	1.00	-	-
Cường độ - III	Comb5	1.25	1.50	-	1.40	-	0.50	-	1.00	-	-
Cường độ - IV	Comb6	1.50	1.50	-	-	-	0.50	-	-	-	-
Cường độ - V	Comb7	1.25	1.50	1.35	0.40	1.00	0.50	-	1.00	-	-
Đặc biệt - I	Comb8	1.25	1.50	0.50	-	-	-	-	-	1.00	-
Đặc biệt - II	Comb9	1.25	1.50	0.50	-	-	-	-	-	-	1.00

Trong đó:

DC	Tĩnh tải	TG	Gradient nhiệt độ
DW	Tĩnh tải mặt đường	TU	Nhiệt độ đồng nhất
BR	Lực hãm	WA	Áp lực nước
IM	Tải trọng ảnh hưởng	WL	Tải trọng gió lên xe
LL	Hoạt tải	WS	Tải trọng gió lên kết cấu
PL	Tải trọng bộ hành	EQ	Động đất
SE	Lún	CT	Lực va đập xe
CR	Từ biến	EL	Lực bị đóng tích lũy
SH	Co ngót		

Nguồn: 22TCN272-05, Đoàn nghiên cứu

Các tải trọng khác, ví dụ như áp lực đất theo phương ngang (EH), tải trọng gia tải đất (É) tải trọng đứng từ tĩnh tải của đất đắp (EV) được dùng để thiết kế kết cấu dưới, các hệ số tải này tuân theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Lớp bê tông bảo vệ

Khái niệm cơ bản về bảo vệ cốt thép và bố cấp DƯỠ được tuân theo tiêu chuẩn Việt nam (Mục 5.12.3 của 22 TCN-272-05 và Bảng 1 trong Mục 4 TCXDVN327:2004), và lớp bảo vệ bê tông được kiến nghị như sau:

Bảng 8.1.4-3 Lớp bê tông bảo vệ tối thiểu

	Schematic	22TCN-272-05	TCXDVN327:2004	Adopt
PC Box Girder		Outside (Coastal) $75\text{mm} * 0.8 = 60\text{mm}$ (W/C < 0.4)	Outside (Above water level, sea water) $40\text{mm} + \text{additional } 20\text{mm for longer life} = 60\text{mm}$ ($f^c = 50\text{MPa}^*$)	Outside 60mm ($f^c = 50\text{MPa}^*$)
		Inside $40\text{mm} * 0.8 = 32\text{mm}$ (W/C < 0.4)	N/A	Inside 40mm
Pier (above Highest High Water Level)		Main Bar (Coastal) $75\text{mm} (0.4 < W/C < 0.5)$	Main Bar Cover for Stirrup + 12mm $= 60\text{mm} + 12\text{mm} = 72\text{mm}$	Main Bar 72mm ($f^c = 40\text{MPa}^*$)
		Stirrup $75\text{mm} - 12\text{mm} = 63\text{mm}$	Stirrups (Above water level, sea water) 60mm ($f^c = 30\text{MPa} + \text{additional } 10\text{MPa for longer life} = 40\text{MPa}^*$)	Stirrup 60mm ($f^c = 40\text{MPa}^*$)
Pier (Under Highest High Water Level)		Main Bar (Direct Exposure to Salt Water) 100mm ($0.4 < W/C < 0.5$)	Main Bar Cover for Stirrup + 12mm $= 90 + 12 = 102\text{mm}$	Main Bar 102mm ($f^c = 50\text{MPa}^*$)
		Stirrup $10\text{mm} - 12\text{mm} = 88\text{mm}$	Stirrups (Variable Water Level) $70\text{mm} + \text{additional } 20\text{mm for longer life} = 90\text{mm}$ ($f^c = 40\text{MPa} + \text{additional } 10\text{MPa for longer life} = 50\text{MPa}^*$)	Stirrup 90mm ($f^c = 50\text{MPa}^*$)
Foundati on		Main Bar (Direct Exposure to Salt Water) 100mm ($0.4 < W/C < 0.5$)	Main Bar Cover for Stirrup + 12mm $= 70 + 12 = 82\text{mm}$	Main Bar 100mm
		Stirrup $10\text{mm} - 12\text{mm} = 88\text{mm}$	Stirrups (Submerged) $50\text{mm} + \text{additional } 20\text{mm for longer life} = 70\text{mm}$ ($f^c = 30\text{MPa} + \text{additional } 10\text{MPa for longer life} = 40\text{MPa}^*$)	Stirrup 88mm

* f^c được dựa trên mẫu trụ

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Điều kiện Hiện trường

8.1.4.2 Điều kiện đất nền

Các điều kiện nền để Nghiên cứu chi tiết được trình bày trong các bảng và phần minh học dưới đây. Lớp đá phong hóa được coi là tầng chịu lực được phân bố ở độ sâu từ E.L.-40.0m tới E.L.-50.0m, và có lớp bề mặt dày nổi bật với lớp sét trên cùng. Đặc biệt, lớp sét thụ cảm được phân bố dày từ bề mặt nền đến GL-15m, trong đó chỉ số N từ 0 đến 2 sẽ bị ảnh hưởng bởi xảy ra cố kết.

Bảng 8.1.4-4 Dữ liệu thiết kế tại lỗ khoan NoBB7

Layer Name	Soil Type	Average N-value	Wet Densit above the water level γ (kN/m ³)	Wet Densit under the water level γ (kN/m ³)	Shear Strength C (kN/m ²)	Internal Friction ϕ (°)	Horizontal spring constant αE_o (kN/m ²)(3)
2	Sand	3	19.0	10.0	-	21.0	8400
3	Clay	2	17.0	8.0	15.0	-	5600
4	Clay	6	18.0	9.0	25.0	-	16800
5	Sand	11	20.0	11.0	-	25.0	30800
6	Clay	12	20.0	11.0	60.0	-	33600
L 6-1	Sand	26	20.0	11.0	-	30.0	72800
7A	Clay	4	18.0	9.0	25.0	-	11200
7B	Clay	7	18.0	9.0	30.0	-	19600
8	Clay	15	19.0	10.0	60.0	-	42000
9	Clay	7	18.0	9.0	30.0	-	19600
L 10A-1	Clay	10	19.0	10.0	60.0 (1)	-	28000
L 10A-3	Clay	6	19.0	10.0	36.0 (1)	-	16800
10A	Sand	21	20.0	11.0	-	35.0	58800
10B	Sand	38	21.0	12.0	-	40.0	106400
11	Clay	18	20.0	11.0	120.0	-	50400
12A	Clay	50	21.0	12.0	600.0 (2)	-	140000
12B	Clay	50	26.0	17.0	600.0 (2)	-	140000

※Note

(1) According to Terzaghi and Peck($q_u=12.5N \rightarrow C_u=6N$)

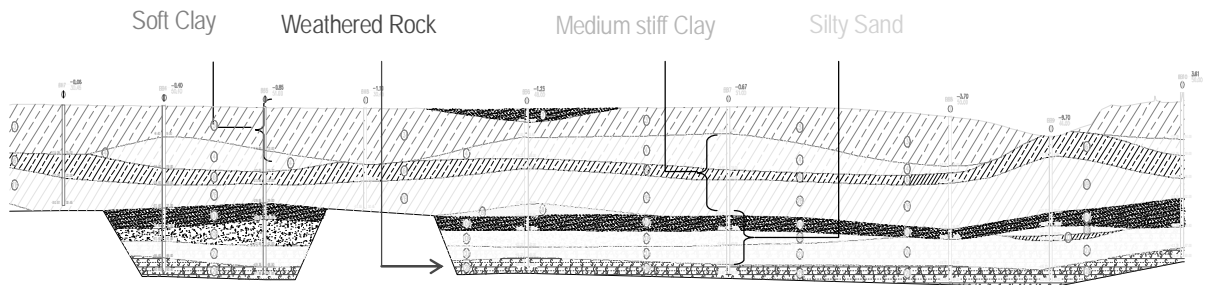
(2) Adopt the minimum value among 12A and 12B from Rock Test(Unconfined Strength)

$C_u = q_u / 2$

(3) According to JSHB-2002

$2800 \times (\text{Average } N\text{-value})$

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



8.1.4.3 Chiều cao kết cấu và Độ sâu nước biển

Bảng sau đây tổng hợp chiều cao trụ và độ sâu nước biển với phân loại thiết kế cho kiểu cầu dẫn và cầu chính.

Bảng 8.1.4-5 Chiều cao trụ và độ sâu nước biển

Pier No.	Pier Height* (m)	Column Height (m)	Water depth (m)	Pier No.	Pier Height* (m)	Column Height (m)	Water depth (m)
P1	6.0	3.5	2.54	P45	10.0	7.5	3.48
P2	7.5	5.0	2.67	P46	10.5	8.0	3.50
P3	8.5	6.0	2.65	P47	10.5	8.0	3.51
P4	8.5	6.0	2.70	P48	10.5	8.0	3.42
P5	8.5	6.0	2.58	P49	10.5	8.0	3.31
P6	8.5	6.0	2.60	P50	15.0	12.5	7.51
P7	9.0	6.5	2.66	P51	15.0	12.5	7.51
P8	9.5	7.0	2.69	P52	15.5	13.0	7.51
P9	10.0	7.5	2.71	P53	15.5	13.0	7.51
P10	10.0	7.5	2.81	P54	15.0	12.5	7.51
P11	10.5	8.0	2.92	P55	15.0	12.5	7.51
P12	10.5	8.0	3.18	P56	15.0	12.5	7.51
P13	10.5	8.0	3.28	P57	15.0	12.5	7.51
P14	10.5	8.0	3.25	P58	14.5	12.0	7.51
P15	10.0	7.5	3.15	P59	14.5	12.0	2.55
P16	10.0	7.5	3.16	P60	14.0	11.5	2.55
P17	10.0	7.5	3.19	P61	14.0	11.5	7.51
P18	10.0	7.5	3.25	P62	14.0	11.5	7.51
P19	9.5	7.0	3.27	P63	14.0	11.5	7.51
P20	9.5	7.0	3.27	P64	13.5	11.0	7.51
P21	9.5	7.0	3.29	P65	13.5	11.0	7.51
P22	9.0	6.5	3.32	P66	13.5	11.0	7.51
P23	9.0	6.5	3.37	P67	13.0	10.5	7.51
P24	9.0	6.5	3.39	P68	13.0	10.5	7.51
P25	8.5	6.0	3.46	P69	13.0	10.5	7.51
P26	8.5	6.0	3.50	P70	14.0	11.5	7.51
P27	8.5	6.0	3.46	P71	15.0	12.5	7.51
P28	8.5	6.0	3.48	P72	16.5	14.0	7.51
P29	8.5	6.0	3.44	P73	18.5	16.0	7.51
P30	8.5	6.0	3.61	P74	20.0	17.5	7.51
P31	8.5	6.0	3.64	P75	21.5	19.0	7.51
P32	8.5	6.0	3.71	P76	23.5	21.0	6.94
P33	8.5	6.0	3.78	P77	27.0	24.5	8.67
P34	8.5	6.0	3.79	P78	28.0	25.5	10.80
P35	8.5	6.0	3.77	P79	20.0	17.5	11.53
P36	9.0	6.5	3.82	P80	19.0	16.5	11.13
P37	9.0	6.5	3.71	P81	17.0	14.5	9.98
P38	9.0	6.5	3.65	P82	17.0	14.5	7.87
P39	9.5	7.0	3.65	P83	13.5	11.0	3.75
P40	9.5	7.0	3.64	P84	10.5	8.0	2.42
P41	9.5	7.0	3.62	P85	8.5	6.0	2.11
P42	9.5	7.0	3.58	P86	7.5	5.0	1.84
P43	10.0	7.5	3.51	P87	6.0	3.5	1.46
P44	10.0	7.5	3.50				

*Pier Height : Column + Pier Cap Height

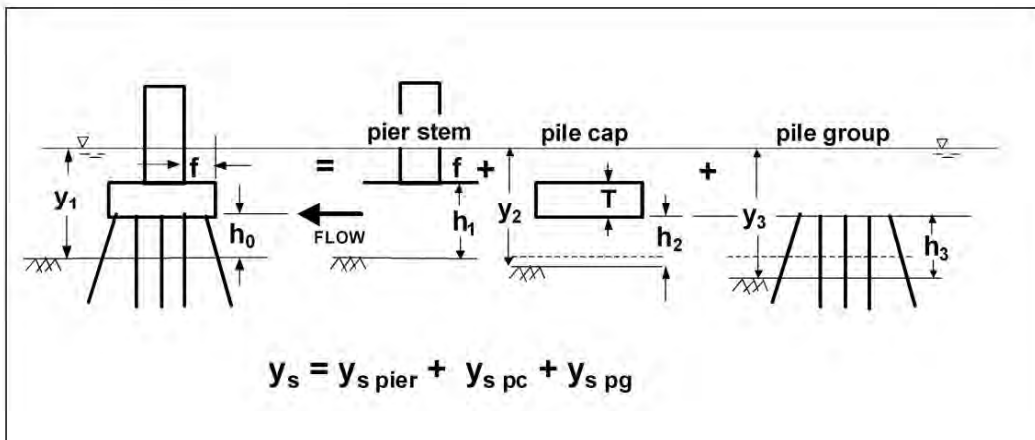
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.1.4.4 Độ sâu xói thiết kế

1) Cộng hưởng của Phương pháp Phân tích cấu thành xói

Chiều sâu xói cục bộ được xét bởi “Thông tư Công trình Thủy lực số 18” (FHWA NHI 01-001, tháng 05/2001), và xói nói chung được nghiên cứu theo NCKT.

Cấu tạo trụ tổ hợp được minh họa trong Hình 8.1.5-2. Điều này liên quan đến việc xác định sự biến thiên. Lưu ý rằng bệ cọc có thể được đặt bên trên mặt nước, bằng với bề mặt nước, dưới nước hoặc dưới lòng sông. Vị trí bệ cọc có thể là từ kết quả nghiên cứu hoặc do quá trình xuống cấp lâu dài/ hoặc do xói nói chung. Nhóm cọc theo minh họa là thống nhất về hàng và cột. Điều này có thể không phải luôn luôn là như vậy. Trụ đỡ cầu ở những chỗ có nhiều luồng dòng chảy việc thiết kế có thể đòi hỏi bố trí các nhóm cọc một cách tổ hợp hơn. Để bố trí nhóm cọc một cách tổ hợp hơn, các phương pháp phân tích trong sổ tay này có thể cho độ sâu xói lớn hơn hoặc nhỏ hơn.



Nguồn: Chương 6, FHWA NHI01-001

Hình 8.1.4-2 Mô hình xác định các cấu tạo xói cho trụ phức hợp

Sự biến thiên được minh họa trong Hình 8.1.5-2 và các các thay đổi khác trong tính toán là như sau:

- f = Khoảng cách từ mép phía trước của bệ cọc hoặc móng cọc đến trụ, m
- h_0 = Chiều cao bệ cọc trong lòng sông tại thời điểm bắt đầu tính toán, m
- $h_1 = h_0 + T$ = chiều cao thân trụ phía trên đáy biên trước khi xói, m
- $h_2 = h_0 + y_{s \text{ pier}}/2$ = chiều cao bệ cọc sau khi xói thân trụ được tính, m
- $h_3 = h_0 + y_{s \text{ pier}}/2 + y_{s \text{ pc}}/2$ = chiều cao nhóm cọc sau khi thân trụ và xói bệ cọc được tính toán, m
- S = Khoảng trống giữa các thân cọc, từ tim cọc tới tim cọc, m
- T = Chiều dày bệ cọc hoặc móng cọc, m
- y_1 = Chiều sâu dòng tới khi bắt đầu tính toán, m
- $y_2 = y_1 + y_{s \text{ pier}}/2$ = Chiều sâu dòng được điều chỉnh để tính toán bệ cọc, m
- $y_3 = y_1 + y_{s \text{ pier}}/2 + y_{s \text{ pc}}/2$ = Chiều sâu dòng chảy được điều chỉnh để tính nhóm cọc, m
- V_1 = Vận tốc tới khi bắt đầu tính toán, m/sec
- $V_2 = V_1(y_1/y_2)$ = Vận tốc điều chỉnh để tính bệ cọc, m/sec
- $V_3 = V_1(y_1/y_3)$ = Vận tốc điều chỉnh để tính nhóm cọc, m/sec

Tổng xói từ việc cộng các hợp phần xói được tính như sau:

$$y_s = y_{s \text{ pier}} + y_{s \text{ pc}} + y_{s \text{ pg}}$$

Trong đó:

$$y_s = \text{Tổng chiều sâu xói, m}$$

- $y_{s\ pier}$ = Thành phần xói đối với thân trụ trong dòng chảy, m
- $y_{s\ pc}$ = Thành phần xói đối với bệ hoặc móng cọc trong dòng chảy, m
- $y_{s\ pg}$ = Thành phần xói đối với các cọc lộ trên dòng chảy, m

2) Đối với xói ở trụ

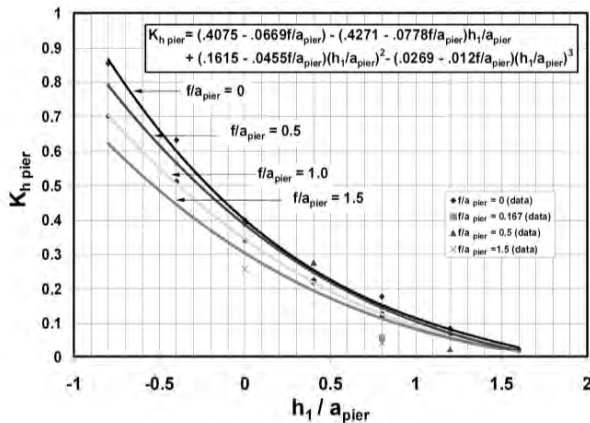
Cần tính hợp phần chiều sâu xói thân trụ xảy ra khi bệ hoặc móng cọc trong dòng chảy và thân trụ tùy thuộc vào chiều sâu và vận tốc đáy đều của dòng chảy để tạo ra xói. Việc tính toán ban đầu là ước tính độ xói, $y_{s\ pier}$, cho trụ đủ chiều sâu có chiều rộng và chiều dài thân trụ làm công thức tính cơ sở cho trụ.

$$\frac{y_{s\ pier}}{y_1} = k_{h\ pier} \left[2.0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{a_{pier}}{y_1} \right)^{0.65} \left(\frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} \right)^{0.43} \right]$$

Trong đó:

Trong đó:

- $y_{s\ pier}$ = Cấu thành xói tại thân trụ trong dòng chảy, m
- y_1 = Độ sâu dòng chảy trực tiếp phần đầu trên của trụ, m
- $K_{h\ pier}$ = Hệ số tính toán chiều cao thân trụ trên đáy biển và hệ số che chắn bởi khoảng cách nhô ra của mũ cọc "f" phía trước thân trụ (Hình 8.1.5-2)
- K_1 = Hệ số hiệu chỉnh hình dạng mũi trụ từ hình 8.1.5-3 và Bảng 8.1.5-3 (6.1)
- K_2 = Hệ số hiệu chỉnh góc tấn công của dòng chảy từ Bảng 8.1.5-3(6.2)
- K_3 = Hệ số hiệu chỉnh điều kiện đáy biển bảng Bảng 8.1.5-3(6.3)
- K_4 = Hệ số hiệu chỉnh lớp bao phủ bằng kích cỡ vật liệu đáy biển ($D50 < 2mm$ or $D95 < 20mm$, then $K_4=1$)
- a = Chiều rộng trụ, m
- V_1 = Vận tốc trung bình của dòng chảy trực tiếp phía đầu trụ, m/s
- g = Gia tốc trọng lực ($9.81\ m/s^2$)



Bảng 8.1.4-6 Hệ số điều chỉnh cho xói trụ

Shape of Pier Nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Group of cylinders	1.0
(e) Sharp nose	0.9

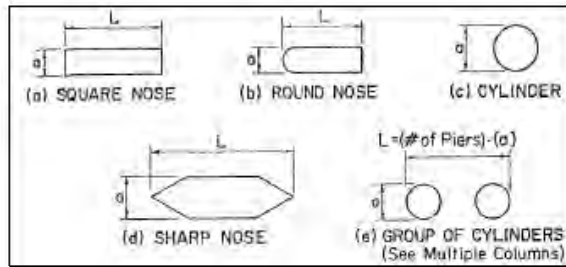
Angle	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Angle = skew angle of flow
 L = length of pier, m

Bed Condition	Dune Height m	K_3
Clear-Water Scour	N/A	1.1
Plane bed and Antidune flow	N/A	1.1
Small Dunes	$3 > H > 0.6$	1.1
Medium Dunes	$9 > H > 3$	1.2 to 1.1
Large Dunes	$H > 9$	1.3

Nguồn: Chương 6, FHWA NHI01-001

Hình 8.1.4-3 Tỷ xuất xói của trụ bị treo.



Nguồn: Chương 6, FHWA NHI01-001

Hình 8.1.4-4 Các hình dạng trụ thông thường

3) Đối với xói bệ cọc

Như mô tả dưới đây, có hai trường hợp xem xét dự tính xói do bệ cọc (hoặc móng cọc).

Trường hợp 1: Đáy bệ cọc ở phía trên đáy biên và trong dòng chảy theo thiết kế hoặc sau khi đáy biên được hạ thấp do xói gây ra bởi bộ phận thân trụ. Chiến lược là giảm độ rộng bệ cọc, a_{pc} , tới chiều rộng trụ cứng có đủ độ sâu tương đương, a_{*pc} , dùng Hình 8.3.5-5.

$$\frac{y_{spc}}{y_2} = 2.0K_1K_2K_3K_4K_w \left(\frac{a_{*pc}}{y_2} \right)^{0.65} \left(\frac{V_2}{\sqrt{gy_2}} \right)^{0.43}$$

T = Chiều rộng bệ cọc lộ trên dòng chảy, m

$h_2 = h_o + y_{s pier}/2$, m

$y_2 = y_1 + y_{s pier}/2$, = chiều sâu dòng chảy điều chỉnh, m

$V_2 = V_1(y_1/y_2)$ = tốc độ dòng chảy điều chỉnh, m/s

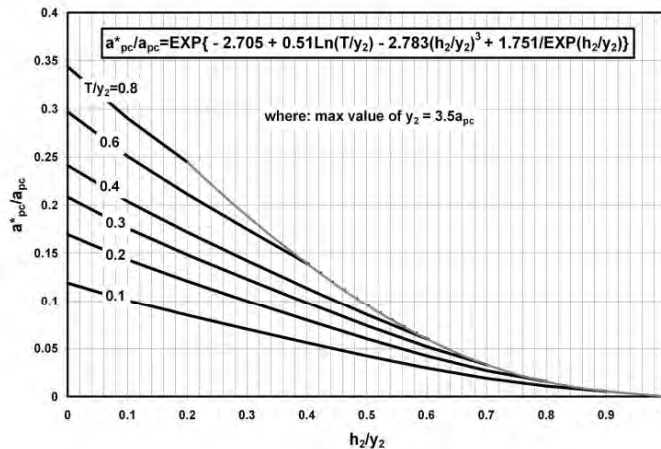
Trong đó:

h_o = Chiều cao ban đầu của bệ trụ trên đáy, m

y_1 = Chiều sâu dòng chảy ban đầu khi bắt đầu tính toán trước khi có xói, m

$y_{s pier}$ = hợp phần sâu xói thân trụ, m

V_1 = Vận tốc tới ban đầu khi bắt đầu tính toán, m/s



Nguồn: Chương 6, FHWA NHI 01-001

Hình 8.1.4-5 Chiều rộng tương đương của bệ cọc

Trường hợp 2: Đáy bê cọc hoặc móng cọc là trên hoặc dưới đáy biển. Mục đích là để xử lý bệ cọc hoặc móng lộ thiên như trụ ngắn trong suối có độ sâu nông tương đương tới chiều cao tính tới đỉnh móng cọc bên trên đáy. Phần dòng chảy chảy qua đỉnh bệ cọc hoặc móng cọc là không tính đến.

$$\frac{y_{spc}}{y_f} = 2.0K_1K_2K_3K_4 \left(\frac{a_{pc}}{y_f} \right)^{0.65} \left(\frac{V_f}{\sqrt{gy_f}} \right)^{0.43}$$

4) Đối với xói nhóm cọc

Nghiên cứu của Salim và Jones và của Smith làm cơ sở để xác định độ sâu xói nhóm cọc bằng việc xem xét khoảng trống giữa các cọc, số lượng hàng cọc và hệ số chiều cao để tính chiều dài cọc lộ trên dòng chảy.

Chiều rộng hiệu quả của trụ có đủ chiều sâu tương đương là kết quả của phép chiếu chiều rộng cọc nhân với hệ số khoảng trống và hệ số các hàng cọc được sắp xếp.

$$a^*_{pg} = a_{proj} K_{sp} K_m$$

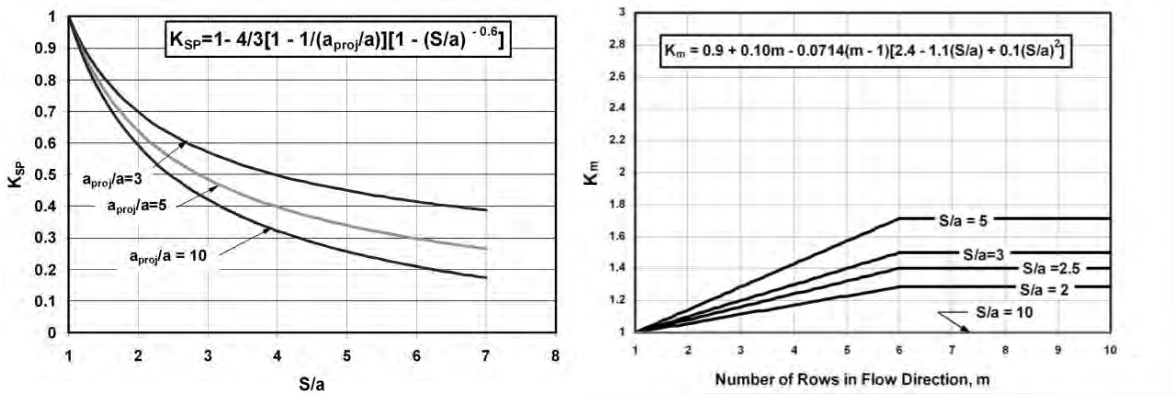
trong đó:

a_{proj} = Gộp chiều rộng của phép chiếu không chồng nhau của các cọc

K_{sp} = Hệ số khoảng trống cọc (Hình 8.1.5-6)

K_m = Hệ số số hàng cọc được bố trí, m, (Hình 8.1.5-7)

$K_m = 1.0$ cho nhóm cọc bị xiên hoặc bị lệch



Nguồn: Chương 6, FHWA NHI 01-001

Hình 8.1.4-6 Hệ số khoảng cách cọc Hình 8.1.4-7 Hệ số điều chỉnh số hàng được sắp xếp

Phương trình xói cho nhóm cọc có thể được viết như sau:

$$\frac{y_{spg}}{y_3} = K_{hpg} \left[2.0K_1K_3K_4 \left(\frac{a^*_{pg}}{y_f} \right)^{0.65} \left(\frac{V_3}{\sqrt{gy_3}} \right)^{0.43} \right]$$

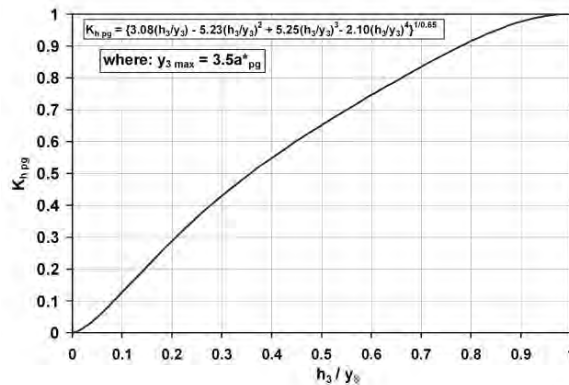
Trong đó:

K_{hpg} = Hệ số chiều cao nhóm cọc trong Hình 8.1.4-8

$$h_3 = h_0 + y_{s pier}/2 + y_{s pc}/2$$

$$y_3 = y_1 + y_{s pier}/2 + y_{s pc}/2$$

$$V_3 = V_1 (y_1/y_3)$$



Nguồn: Chương 6, FHWA NHI 01-001

Hình 8.1.4-9 Hệ số điều chỉnh chiều cao nhóm cọc

5) Độ sâu xói thiết kế

Các kết quả về chiều sâu xói thiết kế được trình bày trong bảng sau. Chiều sâu xói nói chung được giả thiết khoảng 1.0m. Hơn nữa, mối tương quan giữa chiều sâu bệ cọc và cao độ từng độ xói được trình bày trong hình dưới đây.

Tuy nhiên, do việc xói cục bộ với vận tốc dòng chảy thiết kế không liên tục trong thời gian dài, thiết kế động đất được tính đến 50% điều kiện thông thường (như điều kiện phục vụ và cường độ).

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Bảng 8.1.4-7 Các kết quả độ sâu xói thiết kế

Trụ số	Cao độ nền (m)	Chiều sâu cao độ nền (m)	Chiều sâu xói nói chung (m)	Chiều sâu xói cục bộ (m)	Tổng sâu xói (m)	Cao độ sau xói thông thường (m)	Cao độ sau xói sau địa chấn (m)	Kiểu móng
P61~P75	-4.96	7.51	0.35	6.81	7.15	-12.11	-8.71	Móng cọc
Pier 76	-4.39	6.94	0.18	6.24	6.42	-10.81	-7.69	SPSP
Pier 77	-6.12	8.67	0.73	7.46	8.19	-14.31	-10.58	
Pier 78	-8.25	10.80	1.57	11.20	12.77	-21.01	-15.41	
Pier 79	-8.98	11.53	1.90	6.32	8.22	-17.19	-14.03	Đa cọc
Pier 80	-8.58	11.13	1.72	6.06	7.78	-16.36	-13.33	
Pier 81	-7.25	9.80	1.16	5.66	6.82	-14.07	-11.24	
Pier 82	-5.32	7.87	0.46	6.75	7.21	-12.53	-9.16	Móng cọc
Pier 83	-1.20	3.75	0.00	6.17	6.17	-7.37	-4.29	
Pier 84	0.14	2.42	0.00	5.89	5.89	-5.75	-2.81	
Pier 85	0.44	2.11	0.00	6.08	6.08	-5.65	-2.61	
Pier 86	0.71	1.84	0.00	5.80	5.80	-5.09	-2.19	
Pier 87	1.10	1.46	0.00	5.78	5.78	-4.69	-1.80	

Note) Mục nước thiết kế EL = 2.72m (1% HWL)

Vận tốc dòng chảy thiết kế = 1.45m/s (giả thiết tại điều kiện thủy triều và dòng chảy trong báo cáo NCKT)

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.1.5 Giải pháp Nghiên cứu so sánh cho tối ưu hóa kết cấu

Để lựa chọn phương án thích hợp nhất, Tư vấn đã chuẩn bị các tiêu chuẩn đánh giá như trình bày trong bảng dưới đây, dùng thang điểm để đánh giá tính ưu tiên của từng phương án.

Bảng 8.1.5-1 Tiêu chuẩn đánh giá Nghiên cứu phương án

No.	Phân loại	Tiêu chuẩn đánh giá	Điểm tối đa (Điểm)
1.	Tiêu chuẩn về kinh tế (50 điểm)	Chi phí xây dựng	40
2.		Điều kiện STEP	10
3.	Tiêu chuẩn về kỹ thuật (35 điểm)	Khả năng ổn định kết cấu (gồm chống động đất)	10
4.		Kế hoạch thi công (Sự khó khăn) và Thời gian thi công	10
5.		Bảo trì	15
6.	Tiêu chuẩn khác (15 điểm)	Tác động Môi trường	5
7.		Công nghệ mới	5
8.		Yếu tố thẩm mỹ	5
Tổng số điểm			100

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Bảng 8.1.5-2 Hệ thống chấm điểm để đánh giá kết cấu phương án

Description		Structural Aspect and Stability (10)	Construction Plan and Period (10)	Maintenance (15)	Construction Cost		STEP Clearance		Aesthetics (5)	New Technology (5)	Environmental Traffic Management (5)
Grade	Rate				(40)	Ratio	(10)	Percent			
Very Good	100%	10	10	15	40	(1.00)	10	Over 50%	5	5	5
Good	80%	8	8	12	32	(1.01~1.15)	8	(21~49%)	4	4	4
Fare	60%	6	6	9	24	(1.15~1.30)	6	(11~20%)	3	3	3
Bad	40%	4	4	6	16	(1.31~1.99)	4	(1~10%)	2	2	2
Very Bad	0%	0	0	0	0	Over 2.00	0	0%	0	0	0

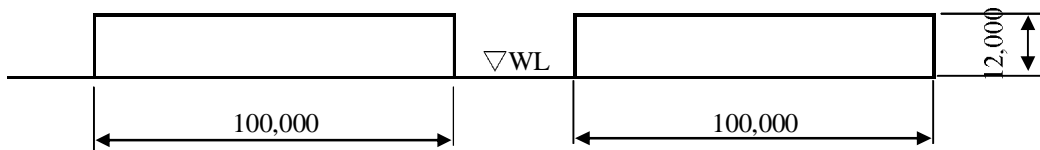
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.2 Chiều dài nhịp và Sơ đồ bố trí nhịp

8.2.1 Thiết kế chiều dài nhịp của cầu chính

8.2.1.1 Tính không thông thuyền

Luồng thông thủy cho các tàu lớn sẽ được dịch chuyển về phía bắc của cảng nước sâu. Cầu sẽ có luồng để cho các tàu trọng tải 1,000 DWT. Tính không thông thuyền tại kênh Nam Triệu đã được thống nhất với Cục Hàng Hải trong thư 192/TB-BGTVT ngày 17 tháng 5 năm 2009 như trình bày trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.2.1-1 Tính không thông thuyền

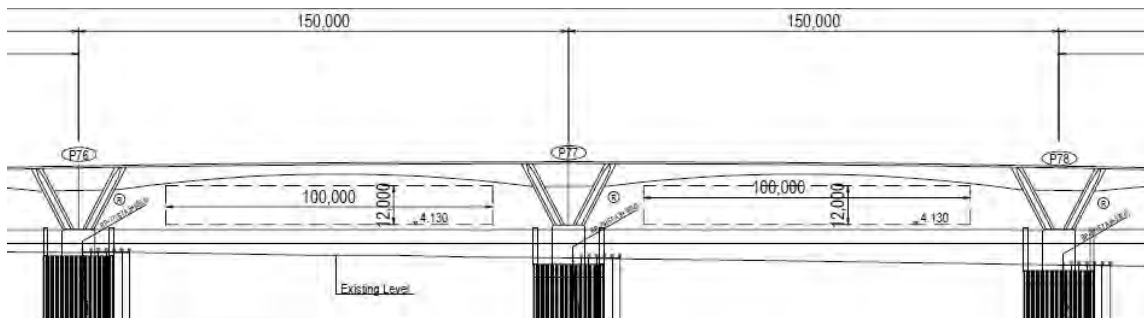
WL (Mức nước) cho tính không thông thuyền được tính toán như sau:

$$WL = 2.72m \text{ (DHWL)} + 1.41m \text{ (Hiệu ứng sóng)} = 4.13m$$

DHWL: Mức nước cao thiết kế = 2.72m (Mức nước thủy triều cao với xác suất 1%)

8.2.1.2 Chiều dài nhịp của cầu chính

Hai nhịp chính được căn cứ vào tính không luồng thông thủy và giới hạn thi công. Cầu chính dự kiến (Dầm hộp BT DUL với trụ hình chữ V) được yêu cầu dài 150.0m cho chiều dài nhịp chính có xét đến tính không thông thuyền tại mực nước WL (4.13m) như trình bày trong hình dưới đây. Trong quá trình thi công cầu chính, có xét tới giới hạn thi công cho các công trình tạm và neo xà lan hoặc tàu kéo để xác định chiều dài nhịp chính. Chiều dài nhịp 150.0m xác định từ tính không thông thuyền là đủ chỗ cho các công trình thi công tạm như sàn đạo và bãi neo xà lan.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.2.1-2 Chiều dài nhịp xác định từ tính không thông thuyền

Hai nhịp chính được đảm bảo là 150.0m mỗi bên. Chiều dài nhịp của cầu chính được xác định theo yếu tố kinh tế với tỷ lệ chiều dài nhịp chính (L) từ 0.60~0.65*L. Nhịp bên về cả hai phía cũng được đảm bảo là 95.0m đó là 0.633*L. Cuối nhịp bên được thi công trên hệ sàn đạo thép đỡ ván khuôn trên biển.

8.2.1.3 Khái quát

(1) Mục tiêu nghiên cứu

Để nghiên cứu bố trí nhịp thích hợp nhằm điều chỉnh chiều dài cầu theo các điều kiện thực tế của hiện trường như các nút giao cắt với đường ngang và đường sắt, nghiên cứu so sánh nhịp thích hợp của cầu dẫn.

(2) Các điều kiện Nghiên cứu

Trong nghiên cứu này, phương pháp lắp ghép từng nhịp trên các đót đúc sẵn (SBS) được giả định, như được đề xuất trong nghiên cứu SAPROF. Phần nghiên cứu so sánh giữa phương pháp SBS và Hệ đà giáo di động (MSS) sẽ được trình bày sau.

(3) Phạm vi thiết kế

Nghiên cứu được dựa trên việc kiểm tra các hạng mục sau đây.

1) Tối ưu hóa chiều dài nhịp

Trong nghiên cứu SAPROF, chiều dài nhịp với $n @ (60m + 5m)$ với trụ tường đôi là phương án đề nghị và được Bộ GTVT chấp thuận. Trong Biên bản thỏa thuận MOD giữa Bộ GTVT và JICA vào ngày 18/6/2010, trụ tường đơn cho đoạn cầu dẫn được nêu trong trang 5 của Phụ lục I.

Trong nghiên cứu này, bốn phương án sau đây được nghiên cứu

(i) Phương án -1: nhịp 60m với trụ tường đôi (10@ (5m+ 60m), SAPROF)

(ii) Phương án -2: nhịp 65m với trụ tường đơn (10@65m)

(iii) Phương án -3: nhịp 60m với trụ tường đơn (10@60m)

(iv) Phương án -4: nhịp 50m với trụ tường đơn (10@50m)

2) Các hạng mục được nghiên cứu

Các hạng mục được nghiên cứu là số lượng dầm, trụ và móng, và chi phí xây dựng cầu dự kiến.

8.2.1.4 Các nội dung nghiên cứu

(1) Nghiên cứu so sánh

Nghiên cứu so sánh được trình bày trong bảng sau.

(2) Kết quả Nghiên cứu

Như trình bày trong các trang sau, Phương án -3: nhịp 60m với trụ tường đơn được đề xuất dựa trên việc xem xét toàn diện về kinh tế, kỹ thuật và các tiêu chí khác.

8.2.2 Nghiên cứu số nhịp liên tục của Cầu dẫn

8.2.2.1 Khái quát

(1) Các mục tiêu Nghiên cứu

Để xác định số nhịp dầm dẫn thích hợp để điều chỉnh sơ đồ bố trí nhịp theo điều kiện hiện trường như đoạn giao cắt với đường ngang và đường sắt, đã tiến hành nghiên cứu nhịp thích hợp cho cầu dẫn.

(2) Các điều kiện nghiên cứu

Trong nghiên cứu này, phương pháp lắp dựng từng nhịp trên các dốt đúc sẵn (SBS) là được giả định, theo đề xuất trong nghiên cứu của SAPROF. Nghiên cứu so sánh giữa SBS và Hệ đà giáo di động (MSS) được trình bày trong Phần 8.4. 1.

(3) Phạm vi nghiên cứu

Nghiên cứu được dựa trên việc kiểm tra các hạng mục sau đây.

1) Tối ưu hóa số lượng nhịp liên tục của Cầu dẫn

Trong nghiên cứu SAPROF, số lượng nhịp liên tục của Cầu dẫn là không cụ thể nhưng có thể giả thiết là 8 hoặc 9 nhịp liên tục. Trong nghiên cứu này, đã tiến hành nghiên cứu 4 phương án.

(i) Phương án -1: 4 dầm nhịp liên tục (4@60,0 m = 240,0m)

(ii) Phương án -2: 5 dầm nhịp liên tục (5@60,0m = 300,0m)

(iii) Phương án -3: 6 dầm nhịp liên tục (6@60,0m = 360,0m)

(iv) Phương án -4: 7 dầm nhịp liên tục (7@60,0 m = 420,0m)

(4) Các hạng mục được nghiên cứu

Các hạng mục được nghiên cứu gồm số lượng gối cầu, khe co giãn, và chi phí xây dựng cầu dự kiến.

8.2.2.2 Nội dung Nghiên cứu

(1) Nghiên cứu so sánh

Nghiên cứu so sánh được trình bày trong bảng sau.

(2) Kết quả Nghiên cứu

Như trình bày trong các trang sau, Phương án -1 và 2: đề xuất 4 hoặc 5 nhịp liên tục dựa trên việc xem xét toàn diện về kinh tế, kỹ thuật và các tiêu chí khác.

Bảng 8.2.3-1 So sánh số lượng nhịp đầm liên tục của cầu dẫn

Mục	Max. điểm	Phương án-1 4-Đầm liên tục (4@60.0m = 240.0m)	Phương án-2 5-Đầm liên tục (5@60.0m = 300.0m)	Phương án-3 6-Đầm liên tục (6@60.0m = 360.0m)	Phương án-4 7-Đầm liên tục (7@60.0m=420.0m)
Số độ	Cầu trục và tính ổn định	<p>Trụ cuối : 900 x 900 x 32 x 3 lợp</p> <p>Trụ giữa : 1200 x 1200 x 32 x 3 lợp</p> <p>- số lượng nhịp liên tục ít nhất</p> <p>- kén ổn định địa chấn vì độ cấp độ siêu tĩnh</p>	<p>Trụ cuối : 950 x 950 x 32 x 4 lợp</p> <p>Trụ giữa : 1200 x 1200 x 32 x 4 lợp</p> <p>- số lượng nhịp liên tục ít nhất thứ nhì</p> <p>- ổn định địa tĩnh vì độ cấp độ siêu tĩnh</p>	<p>Trụ cuối : 950 x 950 x 32 x 5 lợp</p> <p>Trụ giữa : 1200 x 1200 x 32 x 5 lợp</p> <p>- số lượng nhịp liên tục nhiều nhất</p> <p>- ổn định địa tĩnh vì độ cấp độ siêu tĩnh</p>	<p>Trụ cuối : 1050 x 1050 x 32 x 8 lợp</p> <p>Trụ giữa : 1200 x 1200 x 32 x 8 lợp</p> <p>- số lượng nhịp liên tục nhiều nhất</p> <p>- ổn định địa tĩnh vì độ cấp độ siêu tĩnh</p>
	Chi phí xây dựng	<p>Ước tính tổng dung với khó khăn hiện trường như khu nút giao</p> <p>Kích thước Cầu cầu nhỏ nhất</p> <p>Gai cầu (có 100m) 5.884.400.000 VND</p> <p>Khe co giãn (có 100m) 1.065.333.333 VND</p> <p>Tổng 6.949.733.333 VND</p> <p>Tỉ lệ 1.00</p>	<p>Ước tính tổng dung với khó khăn hiện trường như khu nút giao</p> <p>Kích thước Cầu cầu nhỏ nhất thứ nhì</p> <p>Gai cầu (có 100m) 6.336.833.333 VND</p> <p>Khe co giãn (có 100m) 852.266.667 VND</p> <p>Tổng 7.189.100.000 VND</p> <p>Tỉ lệ 1.03</p>	<p>Ước tính tổng dung với khó khăn hiện trường như khu nút giao</p> <p>Kích thước Cầu cầu lớn nhất thứ nhì</p> <p>Gai cầu (có 100m) 6.657.288.889 VND</p> <p>Khe co giãn (có 100m) 710.222.222 VND</p> <p>Tổng 7.367.511.111 VND</p> <p>Tỉ lệ 1.06</p>	<p>Ước tính tổng dung với khó khăn hiện trường như khu nút giao</p> <p>Kích thước Cầu cầu lớn nhất</p> <p>Gai cầu (có 100m) 7.367.809.524 VND</p> <p>Khe co giãn (có 100m) 608.761.905 VND</p> <p>Tổng 7.976.571.429 VND</p> <p>Tỉ lệ 1.15</p>
	Kế hoạch và thời gian xây dựng	Khả năng thi công kén an vị trí có ít Cầu cầu và Khe co giãn	Khả năng thi công an vị trí có ít Cầu cầu và Khe co giãn	Khả năng thi công an vị trí có ít Cầu cầu và Khe co giãn	Khả năng thi công an vị trí có ít Cầu cầu và Khe co giãn
	Bảo dưỡng	Kén an vị trí trong bảo dưỡng vì số lượng Cầu cầu và Khe co giãn phát thay ít (Cầu cầu: 4.2 chiếc /100m, Khe co giãn: 0.42 vi trí/100m)	Ưu việt trong bảo dưỡng vì số lượng Cầu cầu và Khe co giãn phát thay ít (Cầu cầu: 4 chiếc /100m, Khe co giãn: 0.3 vi trí/100m)	Ưu việt trong bảo dưỡng vì số lượng Cầu cầu và Khe co giãn phát thay ít (Cầu cầu: 3.9 chiếc /100m, Khe co giãn: 0.28 vi trí/100m)	Ưu việt trong bảo dưỡng vì số lượng Cầu cầu và Khe co giãn phát thay ít (Cầu cầu: 4.2 chiếc /100m, Khe co giãn: 0.24 vi trí/100m)
	Cơ chế STEP	33% (ước tính ban đầu)	58% (ước tính ban đầu)	53% (ước tính ban đầu)	55% (ước tính ban đầu)
	Thẩm mỹ	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án
	Công nghệ mới	Cầu cầu cao su giảm địa chấn là công nghệ mới ở Việt Nam	Cầu cầu cao su giảm địa chấn là công nghệ mới ở Việt Nam	Cầu cầu cao su giảm địa chấn là công nghệ mới ở Việt Nam	Cầu cầu cao su giảm địa chấn là công nghệ mới ở Việt Nam
	Quản lý giao thông/ môi trường	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án	Không có khác biệt đáng kể giữa các phương án
	Đánh giá	Chi phí xây dựng thấp và an vị trí thích ứng với khó khăn hiện trường	Chi phí xây dựng thấp và an vị trí thích ứng với khó khăn hiện trường	Chi phí xây dựng cao và kén an vị trí thích ứng với khó khăn hiện trường	Chi phí xây dựng cao và kén an vị trí thích ứng với khó khăn hiện trường

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.2.3 Nghiên cứu chiều dài nhịp của Cầu vượt

8.2.3.1 Khái quát

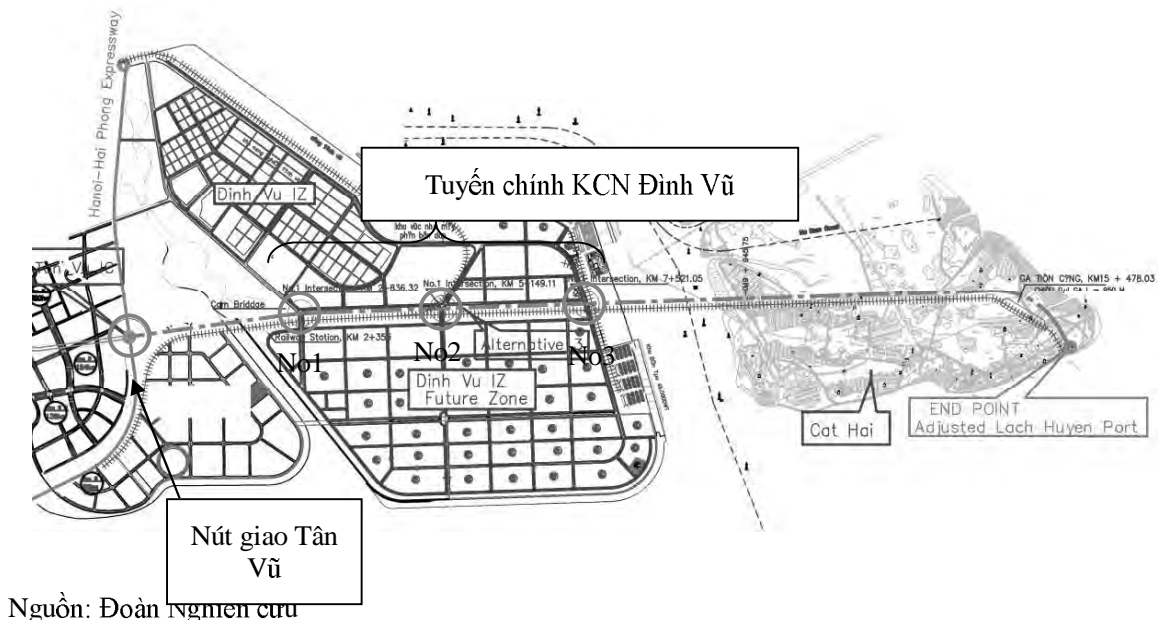
(1) Các mục đích nghiên cứu

Nghiên cứu này được chuẩn bị để tối ưu hóa kiểu nhịp và chiều dài nhịp của Cầu vượt tại nút giao Khu Công nghiệp Nam Đình Vũ.

(2) Các điều kiện nghiên cứu

1) Vị trí nút giao

Trong nghiên cứu này, vị trí các đường ngang và đường sắt bên Nam Đình Vũ được dựa trên Quy hoạch tổng thể điều chỉnh của Hải Phòng năm 2025 và định hướng năm 2050.



Hình 8.2.3-1 Vị trí các nút giao

a) Nút giao số 2

Nút giao số 2 tại Km 5+149.11 nơi đường vành đai Đình Vũ vượt qua dưới đường ô tô. Đường sắt vượt dưới đường ô tô tại Km 5+084.11.

b) Nút giao số 3

Nút giao số 3 tại Km 7+542.05, nơi đường vành đai Đình Vũ vượt dưới đường ô tô. Đường sắt vượt dưới đường ô tô tại Km 7+642.43.

Tại Km 2+836.32, Nút giao số 1 sẽ thuộc phạm vi phần đường.

2) Cao độ lập bình đồ KCN Nam Đình Vũ

Căn cứ văn bản số 297/CV-QH ngày 18 tháng 7 năm 2008 của Sở Xây dựng Hải Phòng thuộc Viện Quy hoạch Hải Phòng, cao độ qui hoạch KCN Nam Đình Vũ như sau,

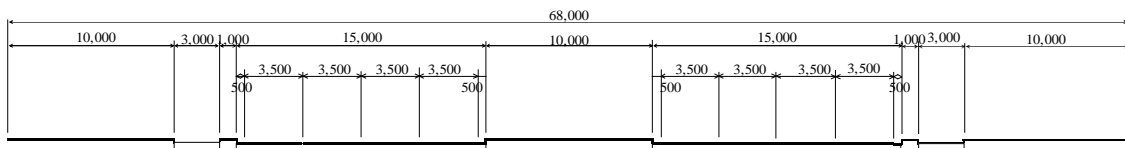
Cao độ qui hoạch: Móng thi công +5.0m (Cao độ hải đồ)

Đối với cao độ thiết kế đường = +5.0m – 1.90m = 3.10m

3) Tính không đường ngang

Căn cứ Mục 4.10.2 theo tiêu chuẩn TCVN4054-2005, áp dụng tính không đứng 4.75m trên các làn xe chạy và lề đường.

Mặt cắt ngang điển hình của đường vành đai Đình Vũ được trình bày trong hình sau.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.2.3-2 Mặt cắt ngang điển hình của đường vành đai Đình Vũ

4) Tình không đường sắt

Dựa trên Điều 26 của Luật đường sắt quốc gia, tình không đường sắt quy định như sau,

Chiều thẳng đứng: 6.55m

Chiều ngang: 7.00m vuông góc với mép ngoài của ray ngoài

➤ LUẬT ĐƯỜNG SẮT QUỐC GIA (RNL)

Điều 26 -

PHẠM VI BẢO VỆ HÀNH LANG ĐƯỜNG SẮT

Phạm vi bảo vệ hành lang đường sắt (PLRC) bao gồm khoảng không phía trên, 2 dải bề mặt đất giới hạn ở cả hai bên tâm đường sắt và một giới hạn đất nền mà trên đó tuyến đường sắt kéo dài ra.

1 – Không gian trên tuyến đường sắt: được định nghĩa là chiều cao 6,55 m tính từ đỉnh ray đường sắt trên tuyến đường sắt loại khẩu độ 1,435

Khoảng cách giữa đường sắt và đường dây truyền tải điện được xác định bởi Luật điện lực quốc gia

2 – Hai dải mặt đất giới hạn ở cả hai bên của đường trung tâm đường sắt được xác định như sau:

+ 7,00 m vuông góc với suốt dọc mép ngoài của đường ray đối với cả hai bên tuyến đường sắt (trong trường hợp đường sắt trên mặt đất bằng phẳng trên đó mặt cắt đường sắt không phải là nền đắp hay nền cắt xê).

+ 5,00 m vuông góc với đáy của kè nền hai bên đường sắt (trong trường hợp đoạn đường sắt qua là đắp nền)

+ 5,00 m vuông góc với chiều dài từ đỉnh kè cắt hoặc từ mép ngoài của rãnh dọc đối với cả hai bên tuyến đường sắt (trong trường hợp đó, đoạn đường sắt qua là một kè cắt)

3 - Theo giới hạn mặt đất mà đường sắt kéo dài: theo quy định tại Điều 32 của RNL

(3) Phạm vi Nghiên cứu

Nghiên cứu được thực hiện bằng cách kiểm tra những hạng mục sau.

1) Tối ưu hóa chiều dài của nhịp

Trong Nghiên cứu SAPROF, đã đề xuất chiều dài của nhịp 71.25m + 83.5m + 71.25m có trụ tường đôi và đã được Bộ Giao thông vận tải phê duyệt. Trong nghiên cứu này, chúng tôi nghiên cứu 3 phương án sau.

(a) Phương án -1: Sơ đồ Bố trí nhịp 71.25m + 83.5m + 71.25m trụ tường đôi

Dầm hộp PC đúc tại chỗ bằng phương pháp đúc hẫng được SAPROF kiến nghị sử dụng.

Nhịp bên dài 71.25m cho nhịp giữa dài 83.5m. Ngoài ra, tính không đường sắt tại giao lộ số 3 là không đủ. Do đó, đề xuất Phương án -2 với nhịp ngắn hơn. Để đạt độ liên tục đối với cầu dẫn, loại trụ cầu được giả định là trụ tường đơn như được kiến nghị cho cầu dẫn ở phần trước

(b) Phương án -2: Bố trí nhịp 64m+84m+64m có trụ tường đơn

Dầm hộp PC đúc tại chỗ bằng phương pháp Đúc hẫng được giả định như PA -1.

Kiến nghị chiều dài nhịp là 60m cho cầu dẫn như nêu trong phần trước. Cầu vượt với cùng chiều dài nhịp được kiến nghị như sau.

© Phương án-3: Phương án -3: Chiều dài của nhịp 60m có trụ tường đơn

2) Các hạng mục được nghiên cứu

Các hạng mục được nghiên cứu được thực hiện trên cơ sở tính toán kinh tế, kỹ thuật và những yếu tố khác.

8.2.3.2 Nội dung Nghiên cứu




(1) Nghiên cứu so sánh

Phần nghiên cứu so sánh được thực hiện như nêu trong bảng dưới đây.

(2) Kết quả nghiên cứu

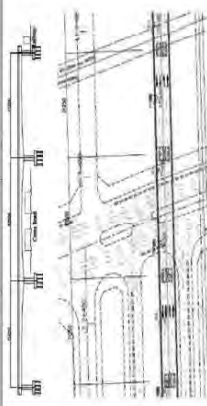

Như được thể hiện trong các trang sau, chúng tôi kiến nghị Phương án -3: nhịp 60m với trụ tường đơn xét từ quan điểm toàn diện. Một trong những lợi thế đáng kể của Phương án -3 thực tế là Kiểu cầu và phương pháp thi công cũng giống như cầu dẫn liền kề để việc dựng dầm có thể sử dụng chung và xây dựng có thể làm liên tục, mà kết quả trong chi phí xây dựng thấp nhất và thời gian xây dựng ngắn nhất trong số các phương án.

Bảng 8.2.4-1 So sánh cầu vượt ở nút giao số 2

Phương án	Phương án -1: 71,25m x 71,25m có trụ tương đối	Phương án -2: 64m x 84m = 64m có trụ tương đối	Phương án -3: 60m có trụ tương đối	
Đặc điểm				
Đặc điểm	<ul style="list-style-type: none"> Số dè nhịp: 71,25m x 83,5m + 71,25m Chiều dài cầu vượt: 225,0m Đã đề xuất trong SAPRCF và được EBITVI phê duyệt Trụ tương đối 	<ul style="list-style-type: none"> Số dè nhịp: 64m x 84m = 64m Chiều dài cầu vượt: 168,0m Đã đề xuất trong SAPRCF và được EBITVI phê duyệt Trụ tương đối 	<ul style="list-style-type: none"> Áp dụng chiều dài nhịp giữa là 60m Áp dụng nhịp bên 31,3m cho cầu chính khoảng cách giữa đường sắt và nút giao. Áp dụng phương pháp SBS có nhún D10, dè gối được áp dụng như phương pháp lắp, ứng giống như các cầu dẫn kế bên. 	
Phân loại	Tiêu chuẩn	Điểm	Điểm	
Khả thi về kinh tế 50 điểm	Chi phí xây lắp	40	24	
	Tranh toán STEP	10	8	
Khả thi về kỹ thuật 35 điểm	Độ ổn định kết cấu	10	8	
	Kế hoạch thi công và lắp đặt 35 điểm	10	0	
Các yêu cầu khác 15 điểm	Công nghệ mới	5	3	
	Tính thẩm mỹ	5	4	
Đánh giá tổng thể		100	68	
		Điểm	Điểm	
		118 (207.000 JPY/m ² , cấn cứ vào đơn giá trong Nghiên cứu SAPRCF) Cần các van khuôn ngang cho phương pháp dè bằng Khối lượng bê tông của đầm lớn nhất (12,5 m ³ /m) 42% (Cấn cứ vào đơn giá trong Nghiên cứu SAPRCF). Giá trị được mua từ Nhật Bản: 85.100 JPY/m ² (CG măng: 2.800, Thanh cốt thép: 8.500, Tào cấp ứng lực: 6.700, Cọc thép: 36.900, cọc ván thép: 15.900, Chi phí quản lý: 14.300)	115 (202.000 JPY/m ² , cấn cứ vào đơn giá trong Nghiên cứu SAPRCF) Cần các van khuôn cho phương pháp dè bằng Khối lượng bê tông của đầm lớn hơn phương án -1 42% (Cấn cứ vào đơn giá trong Nghiên cứu SAPRCF). Giá trị được mua từ Nhật Bản: 84.800 JPY/m ² (CG măng: 2.800, Thanh cốt thép: 8.500, Tào cấp ứng lực: 6.600, Cọc thép: 36.900, cọc ván thép: 15.900, Chi phí quản lý: 14.100)	110 (176.000 JPY/m ² , cấn cứ vào đơn giá trong Nghiên cứu SAPRCF) Cần các van khuôn cho phương pháp SBS thường được sử dụng như là một phần của cầu dẫn. Khối lượng bê tông của đầm là nhỏ nhất (9 m ³ /m) 52% (Cấn cứ vào đơn giá trong Nghiên cứu SAPRCF). Đầm lắp dựng cho phương pháp SBS được mua từ Nhật Bản Giá trị được mua từ Nhật Bản: 25.200 JPY/m ² (Phần lắp đặt: 7.000, Xốp: 2.400, Thép cốt thép: 8.500, cọc ván thép ứng lực: 6.800, Cọc thép: 38.000, cọc ván thép: 17.000, Chi phí quản lý: 11.400)
		Tỷ số nhún bên là tối ưu (0,76)	Nhập 60m là tương đối dài như đầm bằng phương pháp SBS đang áp dụng được.	
		Thời gian: 13 tháng (Móng, trụ và kết cấu phần trên). Cần các van khuôn ngang cho phương pháp dè bằng. Tính biệt việc lắp dựng đầm của các cầu dẫn kế bên.	Thời gian: 6 tháng (Móng, trụ và kết cấu phần trên). Đầm lắp dựng cho phương pháp SBS thường được sử dụng như là một phần của cầu dẫn. Không cần các van khuôn ngang và giàn giáo.	
		Số gối là 8. Số mỗi nhịp là 4.	Số gối là 12. Số mỗi nhịp là 1. Số mỗi nhịp không đồng nhất giữa các nhịp trong tầm cầu đường (Đề án trong KCN) Nam Định VII.	
		Không có vấn đề gì khi giữ nguyên tình không.	Không cần các van khuôn ngang và giàn giáo.	
		Phương pháp dè bằng thường được ứng dụng tại Việt Nam.	SBS là Công nghệ mới ở Việt Nam.	
		Đầm không liên tục (tỉ cấp đầm gác cắt có cầu vược). Có cấp nhún không đều kế bên cầu vược.	Đầm không liên tục kế bên cầu dẫn. Có nhún không đều cầu dẫn đầu chính.	
		Chi phí xây lắp cấp sú 18% (tổng hơn phương án -3). Thời gian thi công công dự tính gấp đôi so với phương án 3.	Đề xuất Cầu chủ yếu lắp cấp sú 18% (tổng hơn phương án -3). Thời gian thi công công dự tính gấp đôi so với phương án 3.	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.2.4-2 So sánh cầu vượt ở Nút giao số 3

Phương án 1: 71.2m+71.25m có trụ tương đối		Phương án 2: 61m+81m+61m có trụ tương đối		Phương án 3: 60m có trụ tương đối	
Đặc điểm					
Đặc điểm		<ul style="list-style-type: none"> Số nhịp: 71.25m + 83.5m + 71.25m Dài nhịp: 176.0m Đã xét trong SAP2000 và được BOTVI phê duyệt Trụ tương đối 		<ul style="list-style-type: none"> Số nhịp: 61m+81m+61m Dài nhịp: 203.0m Đã xét trong SAP2000 và được BOTVI phê duyệt Trụ tương đối 	
Phân loại	Tiền chuẩn	Điểm	Đánh giá	Điểm	Đánh giá
	Chi phí xây lắp	40	<p>L1.8 (Dự toán sơ bộ) (-2.52USD/m²)</p> <p>Chi các van khuôn cho phương pháp đúc lắp.</p> <p>Chi các van khuôn lớn gần giao cho nhịp bên dài.</p> <p>Chiều hướng bê tông của dầm lớn hơn phương án 3 (12.5 m²/m).</p> <p>~6% (Dự toán sơ bộ)</p> <p>Giá trị được mua từ Nhật Bản: 1.154USD/m² (X1 mảng: 34; Thành cốt thép: 115; Tào cạp ứng lực: 90; Cọc thép: 513; Cọc ván thép: 230; Chi phí quản lý: 181).</p>	24	<p>L1.5 (Dự toán sơ bộ) (-2.465USD/m²)</p> <p>Chi các van khuôn cho phương pháp đúc lắp.</p> <p>Chiều hướng gần giao nhỏ hơn phương án 1</p> <p>Chiều hướng bê tông của dầm lớn hơn phương án 3 (12 m²/m).</p> <p>47% (Dự toán sơ bộ)</p> <p>Giá trị được mua từ Nhật Bản: 1.151USD/m² (X1 mảng: 33; Thành cốt thép: 112; Tào cạp ứng lực: 85; Cọc thép: 513; Cọc ván thép: 230; Chi phí quản lý: 178).</p>
Khai thác về kinh tế 50 điểm	Thành toán S/TEP	10	<p>Tỷ số nhập bên là 0.85 là tương đối cao</p>	8	<p>Tỷ số nhập bên là tối ưu (0.76).</p>
	Độ an toàn kết cấu	10	<p>Thời gian: 13 tháng (Móng, trụ và kết cấu phần trên).</p> <p>Chi các van khuôn ngược cho phương pháp đúc lắp.</p> <p>Chiều hướng lớn gần giao cho nhịp bên dài.</p> <p>~3ch biệt việc lắp dựng dầm của các cầu dẫn kế bên</p>	6	<p>Thời gian: 13 tháng (Móng, trụ và kết cấu phần trên).</p> <p>Chi các van khuôn ngược cho phương pháp đúc lắp.</p> <p>Chiều hướng gần giao nhỏ hơn phương án 1</p>
Khai thác về kỹ thuật 35 điểm	Độ tu bổ	15	Số gối là 8	10	Số gối là 12.
	Quản lý giao thông/ Lộ giới mặt bành/ Tốc độ môi trường	5	Số nút nối là 4.	5	Số nút nối là 2.
Chi phí 1.5 điểm	Công nghệ mới	5	Tính không đến đường sắt không đủ.	2	Không có vấn đề gì khi giữ nguyên tình không.
	Tình thân mỹ	3	Phương pháp đúc lắp thường được ứng dụng tại Việt Nam.	3	Phương pháp đúc lắp thường được ứng dụng tại Việt Nam.
Đánh giá tổng thể		100	Đầu không liên tục tại các điểm giao cắt có cầu vượt. Có cấp nhịp không đều khi phát đầu chính.	61	Đầu không liên tục tại các điểm giao cắt có cầu vượt. Có cấp nhịp không đều khi phát đầu chính.
			Không đề xuất Chi phí xây lắp: xấp xỉ 118% lớn hơn phương án 3. Thời gian thi công dự tính gấp đôi so với phương án 3.	68	Đề xuất Khai cấu và phương pháp lắp là giống như các cầu dẫn kế bên, vì vậy đảm bảo được có thể sử dụng và việc thi công có thể được bố trí liên tục.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.2.4 Kiến nghị bố trí sơ đồ nhịp cho phần cầu

Kiến nghị chiều dài nhịp Cầu dẫn và Cầu vượt trong nghiên cứu là như sau,

- Cầu dẫn : chiều dài nhịp 60m với trụ tường đơn
- Cầu vượt : chiều dài nhịp 60m với trụ tường đơn
- Số nhịp liên tục : 4 hoặc 5 nhịp

Theo kết quả nghiên cứu, các nhịp cầu tối ưu được bố trí cho toàn bộ phần cầu được trình bày trong bảng dưới đây. Một số nhịp điều chỉnh nhỏ hơn 60m được đề xuất quanh khu vực nút giao và Cầu chính.

Bảng 8.2.4-1 Kiến nghị Sơ đồ nhịp so sánh với Nghiên cứu SAPROF

	Đề xuất của Đoàn Nghiên cứu JICA	Nghiên cứu của SAPROF
	Sơ đồ nhịp	Sơ đồ nhịp
Cầu dẫn (1)	2@(5@60m) +(51.5m+4@60m) +6@(5@60m) +(4@60m+58.36m) +(5@60m) +4@(52.98m+3@60m+52.98m)	46.6m+7@65m+46.6m
Cầu vượt (1)		71.25m+83.5m+71.25m
Cầu dẫn (2)		53.5m+32@65m
Cầu vượt (2)		71.25m+83.5m+71.25m
Cầu dẫn (3)		20@65m
Cầu chính	95m+150m+150m+95m	95m+150m+150m+95m
Cầu dẫn (4)	(54.8m+3@60m+54.8m) +(54.8m+2@60m+54.8m)	7@65m+64.2m
Tổng chiều dài	5,442.9m	5,442.9m

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.3 Nghiên cứu Cầu chính

8.3.1 Lựa chọn kiểu Cầu chính

8.3.1.1 Khái quát

(1) Các mục đích nghiên cứu

Để lựa chọn cầu chính thích hợp bằng cách đánh giá toàn diện các hạng mục về chi phí xây dựng, kế hoạch thi công và yếu tố thẩm mỹ, đã tiến hành nghiên cứu so sánh các kiểu cầu chính.

(2) Các điều kiện nghiên cứu

Trong nghiên cứu này, giả thiết bố trí nhịp 95m+150m+150m+95m để hoàn thành tỉnh không thông thuyền mà đã đề cập trong chương trước. Móng Cọc ván ống thép và phương pháp thi công đúc hẫng cũng được giả định theo kiến nghị trong Khảo sát chuẩn bị đầu tư của JICA (SAPROF Study). Các nghiên cứu so sánh về phương pháp thi công và kiểu móng được thảo luận trong Chương 8.3.2 và 8.3.5.

(3) Phạm vi Nghiên cứu

Nghiên cứu được dựa trên các hạng mục sau:

1) Lựa chọn Kiểu Cầu chính

Trong Báo cáo khảo sát chuẩn bị đầu tư của JICA, đã đề xuất kiểu cầu dầm bê tông đúc sẵn trụ chữ V và đã được Bộ GTVT chấp thuận.

Trong nghiên cứu này, tiến hành nghiên cứu 4 phương án.

(i) Phương án -1: Dầm BT DUL trụ chữ V (đã được Bộ GTVT chấp thuận)

(ii) Phương án -2: Cầu Extradosed

Vì việc bố trí làn xe trong tương lai được trình bày trong hình dưới đây, tháp của cầu extradosed sẽ được đặt ngoài dầm.

(4) Các hạng mục sẽ được nghiên cứu

Các hạng mục sẽ được nghiên cứu gồm kinh tế, kỹ thuật và các tiêu chí khác như trình bày trong Bảng 8.1.6-1.

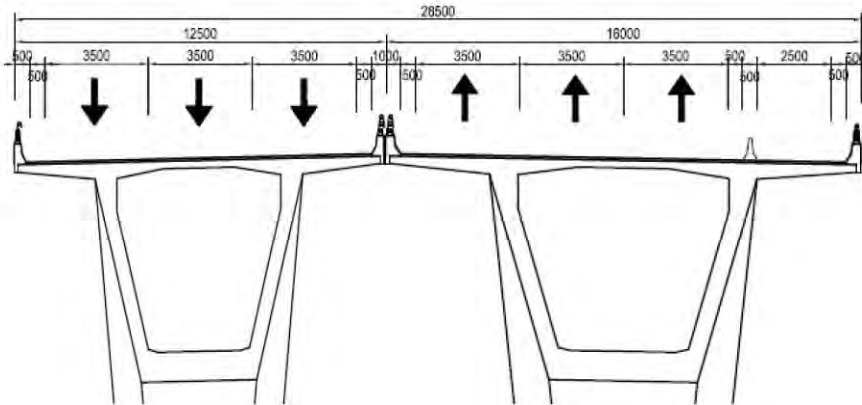
8.3.1.2 Nội dung nghiên cứu

(1) Nghiên cứu so sánh

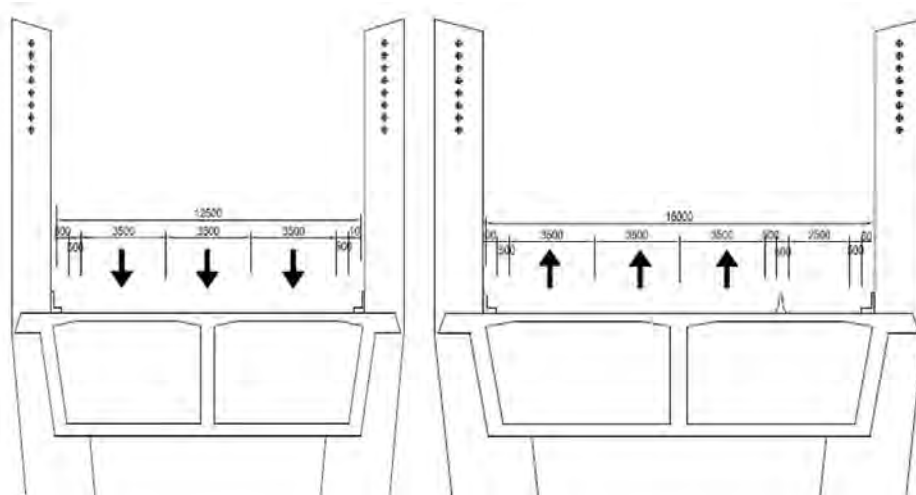
Nghiên cứu so sánh được trình bày trong bảng dưới đây.

1) Nghiên cứu so sánh

Như trình bày trong hình dưới đây, kiến nghị Phương án-1: Dầm BT DU'L trụ chữ V trên quan điểm xét toàn diện về kinh tế, kỹ thuật và các tiêu chí khác.



(a) Phương án -1: Dầm BT DU'L với trụ chữ V

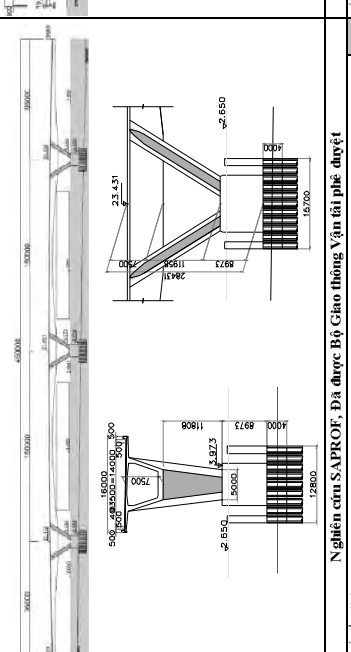
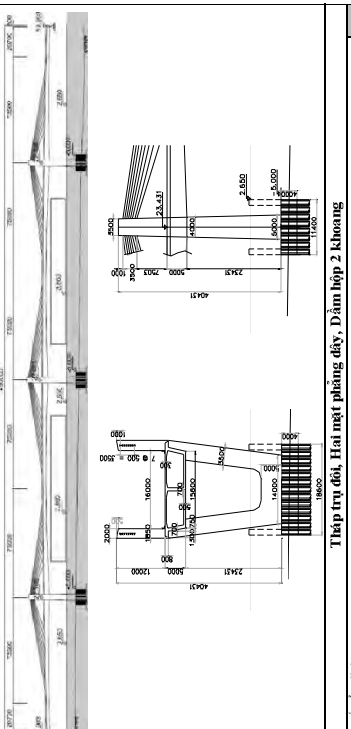


(b) Phương án -2: cầu Extradosed

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.1-1 Mặt cắt ngang Cầu chính tại trụ (giai đoạn hai)

Bảng 8.3.3-1 So sánh kiểu Cầu chính

Hạng mục đánh giá	Điểm Cao Cấp	Điểm thấp
	Phương án - 1 Dầm DUL với trụ hình chữ V	Phương án - 2 Cầu dây văng cải tiến Extradosed với tháp đôi
Phác họa		
	Nghiên cứu S.APROF, Đã được Bộ Giao thông Vận tải phê duyệt	Thiết trụ đôi, Hai mặt phẳng dây, Dầm hộp 2 khoang
Kết cấu ổn định	Dầm cao hơn Phương án - 2, dẫn tới là bình độ theo phương ngang cao hơn Kí hiệu cao trụ hoặc cáp bên ngoài dầm, dẫn tới là tổn hĩ diện tích hơn Kí hiệu cách xa sườn ngăn non (9m), dẫn tới là khối lượng bê tông lớn hơn Số lần trụ hình chữ V, chặn dầm hộp giữa là 12m, dẫn tới là chi phí lắp rý Độ công suất cao, dẫn tới là tăng suất cấp 2 trong giây ra công gót cho dầm	Kết cấu ổn định Dầm thấp hơn Phương án, dẫn tới là bình độ theo phương ngang thấp hơn Thiết trụ đôi với hai mặt phẳng dây dẫn tới chiếm nhiều diện tích hơn Kí hiệu cách xa sườn rộng (1-4m), dẫn tới là khối lượng bê tông lớn và dầm là dầm hộp 2 khoang Chặn dầm hộp là 15m, giảm thiểu chặn dài đối với kết cấu extradosed Độ công suất cao, dẫn tới là tăng suất cấp 2 trong giây ra công gót cho dầm Số lần trụ hình chữ V, chặn dầm giữa là 12m, dẫn tới là chi phí lắp rý
Chi phí thi công	40	8
Thời gian và kết hoạch thi công	10	6
Bảo dưỡng	15	10
Thành tiền theo hình thức STEP	10	10
Tính thẩm mỹ	5	4
Công nghệ mới	5	5
Quản lý an toàn/Tác động môi trường	5	4
Đánh giá	100	71
	Đề xuất	Đề xuất
	142.818.000.000 VND Kế cấu trúc Kế cấu trúc Tổng Tỷ lệ	235.482.000.000 VND Kế cấu trúc Kế cấu trúc Tổng Tỷ lệ
	Trụ hình chữ V và dầm trụ cao đã giữ kích thước lớn. Thời gian thi công: 22 tháng	Thiết công thép là giai đoạn bổ sung cho phương án - 1. Thời gian thi công: 22 tháng
	Kí hiệu cần bãi lý báo dưỡng đặc biệt nào cho cáp DUL Số lượng gói giằng với Phương án - 2.	Bảo dưỡng cáp như áp dụng giằng sắt lực kéo. Số lượng gói giằng Phương án - 1.
	63% (Thành toán sơ bộ) Lắp phân bố cho cọc vòm ống thép, bộ cáp DUL, thanh cốt thép và xi măng	74% (Thành toán sơ bộ) Ngoài phương án - 1, phân phần bộ cáp extradosed, neo và giá đỡ
	Hình dáng mảnh Trụ hình chữ V làm nền kết đặc trưng riêng.	Hình dáng mảnh với nhịp dài Tháp và cáp extradosed làm nền kết đặc trưng riêng
	Móng cọc ống vòm thép là công nghệ mới tại Việt Nam	Cầu Extradosed là công nghệ mới tại Việt Nam Móng cọc ống vòm thép là công nghệ mới tại Việt Nam
	Kí hiệu có tháp neo không gây cản trở đối với tính không thông thuyền Phương pháp đặc hàng cho lắp dầm có thể tránh cản trở đối với tính không thông thuyền	Cố thép, nhưng đã thép đối với tính không thông hàng không Phương pháp đặc hàng cho lắp dầm có thể tránh cản trở đối với tính không thông thuyền
	Chi phí thi công thấp hơn Phương án - 2	Chi phí cao hơn Phương án - 1

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.3.2 So sánh phương pháp thi công Cầu chính

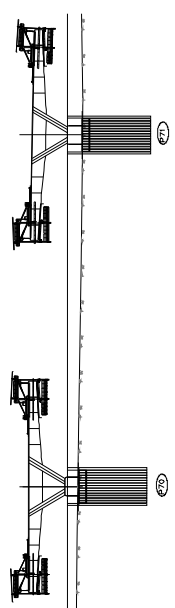
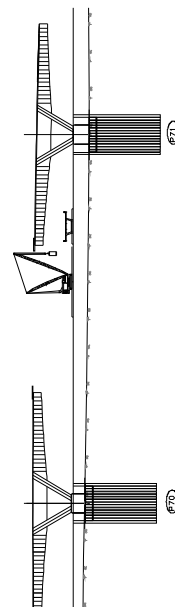
8.3.2.1 Nghiên cứu so sánh giữa đót dầm đúc sẵn và đúc tại chỗ

Đối với dầm hộp bê tông có nhịp dài trên 100m, thì phương pháp thi công phù hợp và thích hợp nhất là đúc hẫng cân bằng dưới điều kiện hạn chế như qua luồng hàng hải, sông và thung lũng sâu. Cầu chính có 2 nhịp dài 150m để tạo tính không thông thuyền và 90m ở các nhịp cả hai bên được thi công bằng phương pháp hẫng cân bằng. Thi công hẫng cân bằng được chia thành hai phương pháp là đúc hẫng và lắp hẫng liên quan đến giải pháp thiết kế và thi công và yếu tố kinh tế. Nghiên cứu so sánh phương pháp đúc hẫng và lắp hẫng được trình bày trong trang bên.

Theo kết quả nghiên cứu so sánh, việc lựa chọn phương pháp đúc hẫng dựa trên các điểm chính sau;

- Phương pháp lắp hẫng cân bằng có thể rút ngắn thời gian thi công khoảng 2 tháng so với phương pháp đúc hẫng nhưng thời hạn thi công của đúc hẫng không nằm trong đường găng của kế hoạch thi công tổng thể.
- Các đót đúc sẵn được lắp dựng bằng cầu bánh xích cố định trên xà lan sẽ làm ảnh hưởng tới việc đi lại của tàu thuyền trong luồng hàng hải trong quá trình thi công.
- Yêu cầu bãi đúc sẵn rộng và thiết bị đúc để chế tạo dầm hộp bên Cát Hải nơi diện tích thi công bị giới hạn.

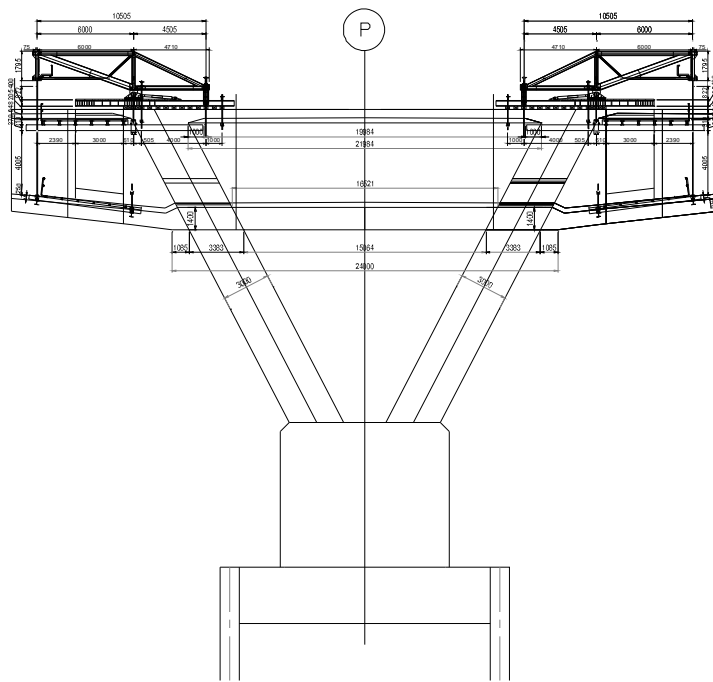
Bảng 8.3.2-1 So sánh biện pháp đúc hẫng cân bằng đúc sẵn và biện pháp đúc hẫng cân bằng đổ tại chỗ cho cầu chính

Hang mục đánh giá	Điểm cao nhất	Phương án - 1	Phương án - 2																
Mặt bên																			
		Biện pháp đúc hẫng cân bằng đổ tại chỗ	Biện pháp đúc hẫng cân bằng đúc sẵn																
Dạng kết cấu và độ ổn định	10	<ul style="list-style-type: none"> Công nghệ đổ tại chỗ được áp dụng cho nhịp dài và không đồng đều chiều dài với độ sâu đầm đả dạng như cầu chính được đề xuất Áp dụng chủ yếu cầu đúc hẫng đổ tại chỗ được sử dụng hơn lượng lưu thông hàng hải mà không làm ảnh hưởng đến giao thông biển. 	<ul style="list-style-type: none"> Đúc sẵn các đốt kết cấu phần trên được bắt đầu ở thời điểm bắt đầu thi công giống như thi công kết cấu phần dưới Các đốt được sản xuất tại sân chế tạo cho tỷ lệ ổn định của sản phẩm với chất lượng tốt nhất 																
Chi phí thi công (triệu VND)	40	<table border="1"> <tr><td>Kết cấu phần trên</td><td>154,459</td></tr> <tr><td>Kết cấu phần dưới</td><td>282,784</td></tr> <tr><td>Tổng</td><td>430,281</td></tr> <tr><td>Tỷ lệ</td><td>1,00</td></tr> </table>	Kết cấu phần trên	154,459	Kết cấu phần dưới	282,784	Tổng	430,281	Tỷ lệ	1,00	<table border="1"> <tr><td>Kết cấu phần trên</td><td>177,628</td></tr> <tr><td>Kết cấu phần dưới</td><td>282,784</td></tr> <tr><td>Tổng</td><td>460,412</td></tr> <tr><td>Tỷ lệ</td><td>1,22</td></tr> </table>	Kết cấu phần trên	177,628	Kết cấu phần dưới	282,784	Tổng	460,412	Tỷ lệ	1,22
Kết cấu phần trên	154,459																		
Kết cấu phần dưới	282,784																		
Tổng	430,281																		
Tỷ lệ	1,00																		
Kết cấu phần trên	177,628																		
Kết cấu phần dưới	282,784																		
Tổng	460,412																		
Tỷ lệ	1,22																		
Thời gian và kế hoạch thi công	10	<ul style="list-style-type: none"> Số lượng cầu kiến giảm do sử dụng xe lắp dựng lớn và tỷ lệ thi công được nâng cao Thời gian thi công: 24 tháng 	<ul style="list-style-type: none"> Từ khi bỏ sử dụng ván khuôn, tỷ lệ đầm lắp dựng được tăng lên so với đổ tại chỗ Thời gian thi công: 22 tháng 																
Bảo dưỡng	15	<ul style="list-style-type: none"> Toàn bộ cầu kiến cầu được nối cứng và không phải bảo dưỡng ngoại trừ 4 gối cầu. Lốp phủ bê tông hiệu quả được áp dụng cho khu vực trên biển 	<ul style="list-style-type: none"> Toàn bộ cầu kiến cầu được nối cứng và không phải bảo dưỡng ngoại trừ 4 gối cầu. Lốp phủ bê tông hiệu quả được áp dụng cho khu vực trên biển 																
Thanh toán theo hình thức STEP	10	<ul style="list-style-type: none"> Mưa vật liệu: ống thép, cáp DUL và neo, cọc ống thép Mưa sắm thiết bị: xe lắp dựng lớn Tỷ lệ mua sắm: xấp xỉ 55% 	<ul style="list-style-type: none"> Mưa vật liệu: ống thép, cáp DUL và neo, cọc ống thép Mưa sắm thiết bị: Cản lắp dựng, máy đúc khuôn Tỷ lệ mua sắm: xấp xỉ 55% 																
Mỹ quan	5	<ul style="list-style-type: none"> Hình dáng có tính thẩm mỹ giống như sau khi hoàn thành cầu. 	<ul style="list-style-type: none"> Hình dáng có tính thẩm mỹ giống như sau khi hoàn thành cầu. 																
Công nghệ mới	5	<ul style="list-style-type: none"> Công nghệ thông thường nhưng có quy mô lớn tại Việt Nam 	<ul style="list-style-type: none"> Công nghệ mới của đúc sẵn: đúc khuôn tại Việt Nam 																
Tác động môi trường	5	<ul style="list-style-type: none"> Tránh làm gián đoạn luồng giao thông thủy hiện tại tại khu vực tình không. 	<ul style="list-style-type: none"> Yêu cầu có sân tam cho đốt đầm đúc sẵn và không làm ảnh hưởng giao thông thủy trong quá trình thi công 																
Đánh giá	100	<ul style="list-style-type: none"> Phương pháp đúc hẫng cân bằng đổ tại chỗ được đề xuất bởi thi công đầm có thể được thực hiện mà không làm ảnh hưởng giao thông thủy và bên ngoài phạm vi của dự án 	<ul style="list-style-type: none"> Phương án có tiến ích là thời gian thi công ngắn nhưng ảnh hưởng tới lưu thông đường thủy do vận chuyển các đốt Đốt hơi phải có khu vực chế tạo rỗng trên đảo Cát Hải 																
		Đề xuất	Đề xuất																
Ghi chú: Chi phí thi công là chi phí trực tiếp trên cơ sở khảo sát chuẩn bị đầu tư của JICA, do đó chi phí này sẽ được điều chỉnh trong giai đoạn thiết kế chi tiết																			

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(1) Thi công lắp dựng Cầu chính

Lắp dựng các dốt bằng phương pháp hẫng cân bằng được thực hiện bằng các ván khuôn di động được đỡ bằng các phân kết cấu phần trên đã được hoàn thành trước đó như trình bày trong hình dưới đây. Các khung không gian này để đỡ ván khuôn và trọng lượng bê tông ướt của các dốt dầm, dốt lớn nhất có trọng lượng mức 4,000 KN và rộng khoảng 16 m. Các xe đúc cũng đỡ sàn công tác để hoàn thiện bề mặt bê tông và để lắp đặt các bó cáp DUL theo chiều dọc và chiều ngang. Quá trình thi công được trình bày trong Kế hoạch thi công.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.2-1 Phương pháp lắp dựng Dầm chủ bằng xe đúc

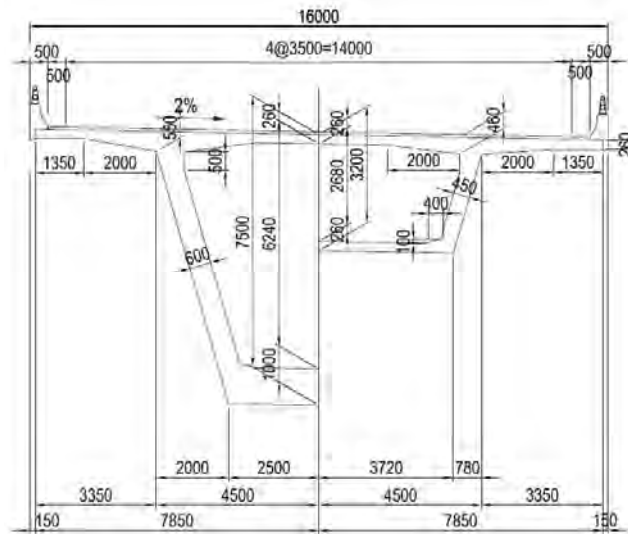
8.3.3 Kết cấu phần trên của Cầu chính

8.3.3.1 Mặt cắt ngang Dầm chủ

Hình dáng bên ngoài của Cầu chính và Cầu dẫn áp dụng cùng kích thước với Cầu dẫn để tạo sự liên tục của kết cấu. Nghiên cứu so sánh mặt cắt ngang được trình bày trong mục 3.5 Báo cáo Nghiên cứu Sơ bộ.

Mặt cắt ngang cầu chủ là dầm hộp một khoang, gồm bản trên có cánh hẫng, bản sườn, và bản dưới như trong hình dưới đây. Bản sườn dầm hộp có độ nghiêng theo chiều đứng ổn định là từ 28.78 tới 100 có xét đến bề rộng bản dưới 5.0m của cầu chính.

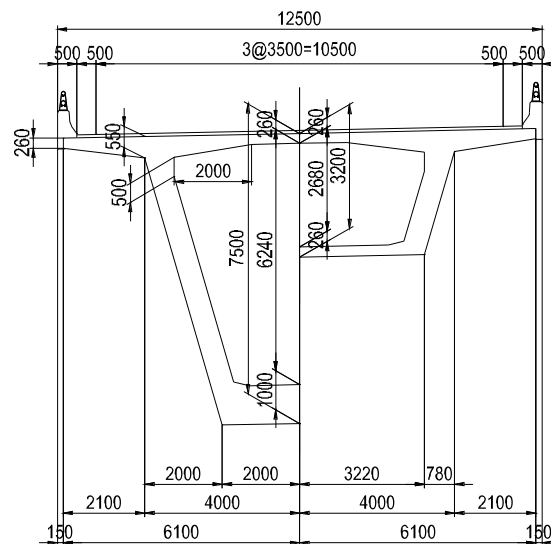
Chiều cao dầm hộp thay đổi từ 7.5m (Chiều cao/Nhịp = $7.5/150=1/20$) tại đỉnh trụ tới 3,5m tại các nhịp giữa. Chiều rộng bản trên đồng nhất là 16,0 m gồm mỗi tấm hẫng rộng khoảng 3.35m. Dầm hộp chia thành 4 làn xe mỗi làn rộng 3.50m. Bản mặt cầu có dốc ngang 2% để thoát nước và gồm lan can cầu bằng bê tông tại các mối cạnh. Chiều dày bản hẫng trên thay đổi theo chiều ngang từ 0,26m tới 0,55m phía ngoài hộp nhưng từ 0,26m tới 0,46m tại các đốt cuối của cầu chính để điều chỉnh chiều dày đối với cầu dẫn. Bản dưới có chiều dày thay đổi từ 1,0m tại đỉnh trụ tới 0,26m tại nhịp giữa. Chiều dày bản sườn cũng thay đổi theo chiều ngang từ 0,6m tới 0,45m như trong hình dưới đây. Bố trí khung ngang bên trong tại đỉnh trụ tường hình chữ V mà trên đó bản mặt cầu bị giữ lại có độ dày 3.0m, đồng thời tại trụ cuối của cầu chính có chiều dày 2,5m được bố trí bên trên gối cầu tại đốt dầm hộp cuối cùng ngay sát với cầu dẫn. Khung ngang trong được bố trí bên trong nhịp để định vị tại đốt thứ 7 tính từ đỉnh trụ.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.3-1 Mặt cắt ngang Dầm chủ trong giai đoạn đầu

Trong Nghiên cứu chuẩn bị đầu tư của JICA, cầu chính được thiết kế thi công theo giai đoạn liền với bộ cọc. Trong trường hợp áp dụng bộ cọc liền khối; mặt cắt ngang giai đoạn 2 có cấu trúc như trong hình vẽ dưới đây để dự kiến ngoại lực khi thiết kế bộ cọc.

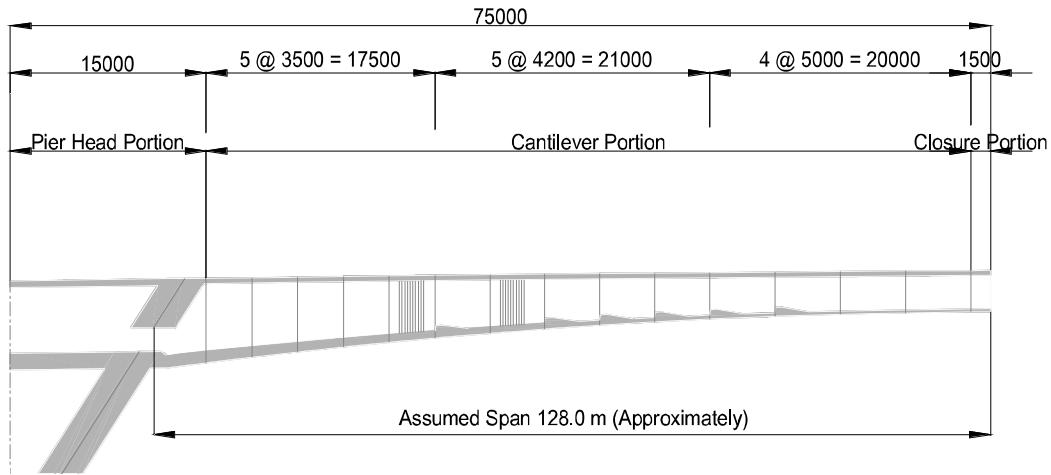


Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.3-2 Mặt cắt ngang Dầm chủ trong giai đoạn hai

8.3.3.2 Các đốt đúc hẫng và đỉnh trụ

Độ dài khối đỉnh trụ là 15.0m đối xứng tại tim trụ, và một vài loại đốt, dài 5.0m tại các nhịp và 3.0m tại đốt hợp long, nhưng gần khối đỉnh trụ chỉ dài 3.5m như trình bày trong hình dưới đây. Duy trì các đốt sâu hơn thì ngắn hơn để cân bằng khối lượng đổ bê tông và năng lực của xe ván khuôn trong quá trình thi công. Để giảm số lượng đốt dầm, xe ván khuôn với năng lực 4,000kNm được sử dụng cho cầu nhịp lớn.

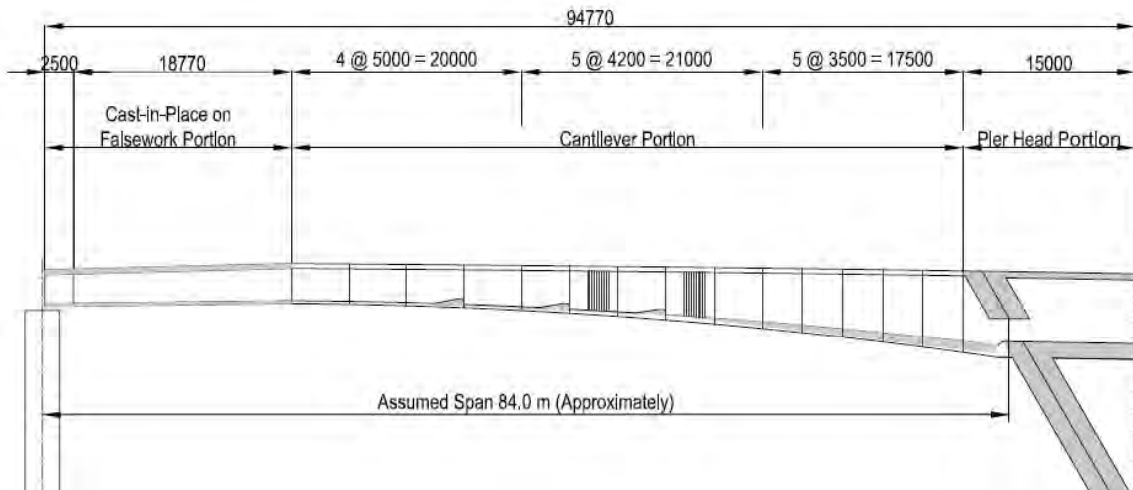


Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.3-3 Các đốt đúc hẫng và đỉnh trụ

8.3.3.3 Các đốt đổ tại chỗ trên giàn giáo

Tại các đốt cuối của nhịp bên, các đốt dài ngoài phần đúc hẫng được thi công tại chỗ bằng các ván khuôn được đỡ trên giàn giáo tạm như hình dưới đây.

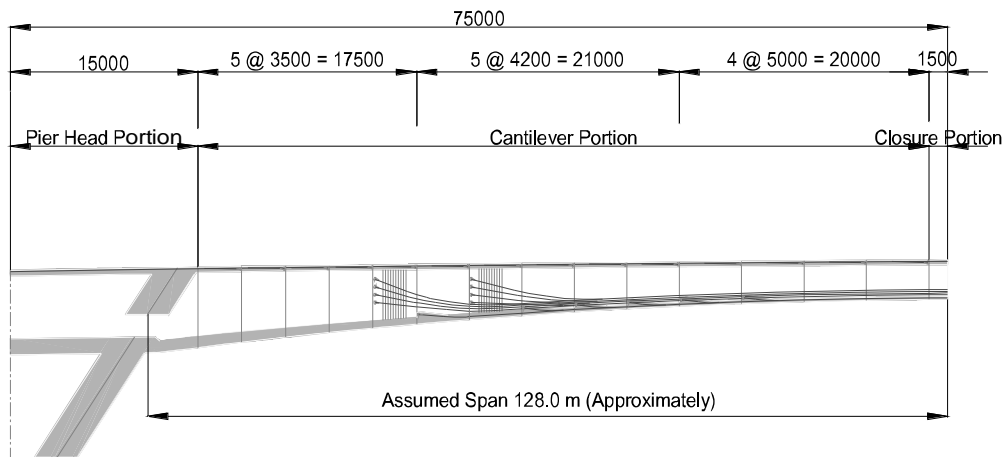


Hình 8.3.3-4 Các đốt tại chỗ trên giàn giáo

8.3.3.4 Hệ căng kéo sau

Các bó cáp lắp dựng để đúc hẫng theo chiều dọc được đặt tại bản đỉnh của cả phần hộp và phần đúc hẫng. Về bản chất, chúng sẽ được tạo ứng suất bắt đầu từ bó cáp ngắn nhất nối với một vài đốt dầm. Tiến hành tạo ứng suất cho bó cáp trên các đốt dầm mới đúc trước khi tháo ván khuôn theo cách luân phiên trên đoạn cuối nơi có dầm mới đúc. Quá trình này có thể tạo ra sự phân bố đều hơn lực ứng suất trước bao gồm cả hao hụt ứng suất trong kết cấu phần trên.

Tiến hành căng kéo cho bó cáp liên tục sau khi hoàn thành đốt dầm đúc hẫng và kết nối chúng bằng cách đúc chốt khóa tại nhịp giữa. Các bó cáp được chia thành 5 nhóm: 2 trong số chúng được đặt trên phần mở rộng của bản sườn và 3 bó còn lại đặt tại bản đáy. Các bó cáp được neo vào bao quanh bằng các cốt thép lò xo tại khối neo, cũng được gọi là vấu neo, chúng được đặt một cách đối xứng lên mép bản đáy trong của dầm hộp. Chiều dài bó cáp thay đổi từ 30.0 m tới 68.0 m và hình dạng của chúng theo hình dạng của bản đáy. Bố trí bó cáp để đúc hẫng theo chiều dọc trên bản đỉnh được trình bày trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.3-5 Bố trí cáp hẫng theo phương dọc

8.3.3.5 Các vật liệu sử dụng cho Dầm chủ

Các vật liệu chính để thi công cầu chính được liệt kê như dưới đây

- Cáp đúc hẫng và cáp liên tục : 12S15.2 or 19S15.2
- Cáp ngang : 1S28.6
- Cường độ bê tông : 40 N/mm²
- Thanh cốt thép : SD345

8.3.4 Kết cấu phần dưới của Cầu chính

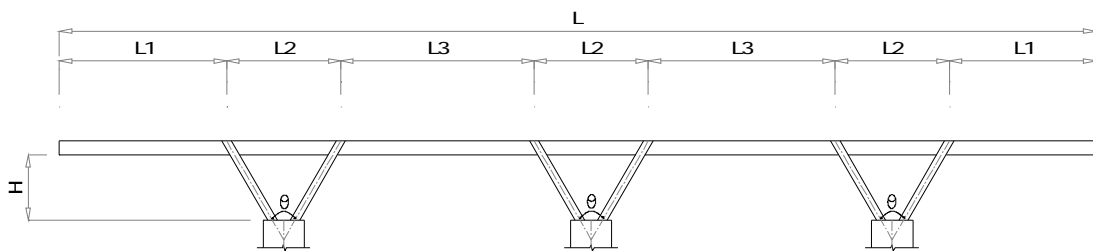
8.3.4.1 Khái quát

Cầu chính của Cầu Lạch Huyện có 4 nhịp và tổng chiều dài là 490m được đỡ trên 3 trụ chữ V. Việc lựa chọn trụ chữ V trong Nghiên cứu NCKT là dựa trên quan điểm về kinh tế do giảm được chiều dài nhịp và có tính thẩm mỹ. Trong Báo cáo Khảo sát chuẩn bị đầu tư của JICA năm 2010, trụ chữ V cũng được Đoàn Nghiên cứu JICA và đã được chấp thuận bởi Bộ GTVT.

Để lựa chọn kết cấu trụ thích hợp cho cầu chính, các vấn đề về trụ chữ V; cân bằng khung, hình dáng theo phương dọc, cao độ trên đáy và yếu tố thẩm mỹ cũng đã được thảo luận trong chương này.

8.3.4.2 Cân bằng khung của trụ chữ V

Trụ chữ V của Cầu chính được xác định bằng cách cân bằng 6 yếu tố (khung) θ , L, L1, L2, L3 và H như trình bày trong hình dưới đây trên cơ sở các điều kiện kết cấu, bản chất và thẩm mỹ. H (chiều cao tường hình chữ V) phải được ấn định để duy trì hình dáng tam giác giống nhau và làm cho đơn giản kết cấu. Trong trường hợp đỉnh kết cấu phần dưới đặt trên mực nước cao 2.55 m (Tần suất thiết kế: P=5%), kiểm định và bảo trì tường hình chữ V được thực hiện một cách dễ dàng sau khi thi công. Trong trường hợp đỉnh Kết cấu phần dưới được đặt ở mực nước 2.65 m như đề xuất trong Mục 8.3.4.4, đảm bảo chiều cao 10cm là giới hạn cho phép. θ (Góc tại đỉnh tam giác là yếu tố chính quyết định tính kinh tế và thẩm mỹ. Nghiên cứu được tiến hành để so sánh trụ chữ V thay đổi θ từ 30° tới 90° như trình bày trong bảng ở trang bên.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-1 Khung trụ chữ V

Bảng 8.3.4-1 Nghiên cứu so sánh góc trụ hình chữ V

Hạng mục	Điểm tải địa	Phương án -1	Phương án-2	Phương án -3																									
Mặt bên																													
		Xấp xỉ 0=15°	Xấp xỉ 0=30°	Xấp xỉ 0=45°																									
Độ ổn định và dạng kết cấu	10	<ul style="list-style-type: none"> Nhịp gàn được giảm từ 150m xuống 140m trừ đi độ cao dầm (7.5m) gàn giảm như trên (8.0m). Đáy trụ chữ V được kết nối cùng với kết cấu hạ bộ có xét đến yếu tố chống dòng đất. 	<ul style="list-style-type: none"> Nhịp gàn được giảm từ 150m xuống còn 125m và chiều cao dầm giảm từ 8.0m xuống còn 7.5m cho kính tế. Đáy trụ chữ V được kết nối cùng với kết cấu hạ bộ có xét đến yếu tố chống dòng đất. 	<ul style="list-style-type: none"> Nhịp gàn được giảm từ 150m xuống còn 110m và chiều cao dầm giảm từ 8.0m xuống còn 7.2m. Nhưng kết cấu đáy trụ chữ V được kết nối cùng với kết cấu dưới có tính đến yếu tố chống dòng đất. 	6																								
Chỉ phí thi công (VNĐ)	40	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Kết cấu trên</td> <td>171,631</td> </tr> <tr> <td>Kết cấu dưới</td> <td>274,548</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td>446,169</td> </tr> <tr> <td>Tỷ lệ</td> <td>1.02</td> </tr> </table>	Kết cấu trên	171,631	Kết cấu dưới	274,548	Tổng	446,169	Tỷ lệ	1.02	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Kết cấu trên</td> <td>154,459</td> </tr> <tr> <td>Kết cấu dưới</td> <td>282,784</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td>437,243</td> </tr> <tr> <td>Tỷ lệ</td> <td>1.00</td> </tr> </table>	Kết cấu trên	154,459	Kết cấu dưới	282,784	Tổng	437,243	Tỷ lệ	1.00	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Kết cấu trên</td> <td>145,878</td> </tr> <tr> <td>Kết cấu dưới</td> <td>329,458</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td>475,335</td> </tr> <tr> <td>Tỷ lệ</td> <td>1.09</td> </tr> </table>	Kết cấu trên	145,878	Kết cấu dưới	329,458	Tổng	475,335	Tỷ lệ	1.09	32
Kết cấu trên	171,631																												
Kết cấu dưới	274,548																												
Tổng	446,169																												
Tỷ lệ	1.02																												
Kết cấu trên	154,459																												
Kết cấu dưới	282,784																												
Tổng	437,243																												
Tỷ lệ	1.00																												
Kết cấu trên	145,878																												
Kết cấu dưới	329,458																												
Tổng	475,335																												
Tỷ lệ	1.09																												
Thời gian và kế hoạch thi công	10	<ul style="list-style-type: none"> Kết cấu dưới hình như là giống Phương án 2 nhưng cần 1.5 đoạn dục hàng. Thời gian thi công: 25 tháng 	<ul style="list-style-type: none"> Thời gian thi công có thể giảm tối thiểu do giảm số lượng đoạn dục hàng xuống từ 15 tới 14 đoạn. Thời gian thi công: 24 tháng 	<ul style="list-style-type: none"> Thời gian lắp dựng 13 đoạn có thể giảm xuống tối thiểu thời gian thi công kết cấu dưới bị kéo dài do mang rộng Thời gian thi công: 26 tháng 	6																								
Duy tu bảo dưỡng	15	<ul style="list-style-type: none"> Các cấu kiện cầu được nối cùng và không cần duy tu trừ 4 gói cầu. Sự dụng lớp bảo vệ bê tông trong môi trường xâm thực nước biển. 	<ul style="list-style-type: none"> Tất cả cấu kiện cầu được nối cùng và không cần duy tu trừ 4 gói cầu. Sự dụng lớp bảo vệ bê tông trong môi trường xâm thực nước biển. 	<ul style="list-style-type: none"> Tất cả cấu kiện cầu được nối cùng và không cần duy tu trừ 4 gói cầu. Sự dụng lớp bảo vệ bê tông trong môi trường xâm thực nước biển. 	12																								
Thanh toán theo STEP	10	<ul style="list-style-type: none"> Vật liệu cấn maa, ống thép, cáp và neo DUL Thiết bị cấn maa, xe lao lắp lớn Tỷ lệ cấn maa, khoảng 35% Trụ chữ V góc nhọn trong thanh thoát như trụ đơn, 	<ul style="list-style-type: none"> Vật liệu cấn maa, ống thép, cáp và neo DUL Thiết bị cấn maa, xe lao lắp lớn Tỷ lệ cấn maa, khoảng 35% Trụ chữ V có hình tam giác đều giảm đơn và ổn định về 	<ul style="list-style-type: none"> Vật liệu cấn maa, ống thép, cáp và neo DUL Thiết bị cấn maa, xe lao lắp lớn Tỷ lệ cấn maa, khoảng 37% Trụ chữ V rộng sẽ có hình ảnh không ổn định trong điều 	8																								
Thẩm mỹ	5	nhưng trông không cân đối với nhịp giữa (150m) về thẩm mỹ	thẩm mỹ và hài hòa với đường bờ biển	khó khó thông thuyền thấp	3																								
Công nghệ mới	5	Trụ có hình dạng mới sử dụng hệ đà giáo ở Việt nam	Trụ có hình dạng mới sử dụng hệ đà giáo ở Việt nam	Trụ có hình dạng mới sử dụng hệ đà giáo ở Việt nam	5																								
Tác động môi trường	5	Cơ bản không ảnh hưởng đến môi trường	Cơ bản không ảnh hưởng đến môi trường	Cơ bản không ảnh hưởng đến môi trường	5																								
Đánh giá	100	<ul style="list-style-type: none"> Có thể để xuất về mặt thẩm mỹ nhưng trụ chữ V hẹp có ít hiệu quả về kính tế và kết cấu hơn Phương án 2 	<ul style="list-style-type: none"> Phương án này tối ưu hơn các trường hợp khác về mặt kính tế và thẩm mỹ. 	<ul style="list-style-type: none"> Góc chữ V quá mở rộng dẫn đến kết cấu và thẩm mỹ không phù hợp với công trình trên biển 	77																								
		Nhận xét: Chi phí thi công là chi phí trực tiếp trên cơ sở khảo sát do JICA chuẩn bị do đó chi phí này sẽ chính xác trong quá trình nghiên cứu chi tiết.		Để xuất cao nhất	Không để xuất																								

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.3.4.3 Nghiên cứu so sánh hình dáng trụ theo phương dọc

Góc tại đỉnh tam giác (θ) xấp xỉ 60° được thiết kế cho trụ chữ V dựa trên quan điểm về kết cấu và tính kinh tế. Trụ chữ V theo phương dọc có 3 phương án cấu hình dựa trên nghiên cứu về tính ổn định kết cấu và yếu tố thẩm mỹ.

- a) Phương án -1: Kiểu chữ nhật đặc giản đơn
- b) Phương án -2: Kiểu hình thang ngược rộng
- c) Phương án -3: Kiểu hình thang ngược có khe hở

Đề xuất lựa chọn tường hình chữ V được kéo dài tới bản trên để làm thành một hình tam giác lớn có hình dáng của biểu tượng và kết cấu thẩm mỹ khi nhìn từ mặt bên. Nghiên cứu so sánh kết cấu phần dưới với trụ chữ V được trình bày trong bảng trang bên. Đánh giá so sánh chủ yếu trên quan điểm kết cấu và thẩm mỹ. Sự chênh lệch về chi phí thi công là tối thiểu nên sự đánh giá về yếu tố kinh tế hầu như là giống nhau. Đề xuất Phương án -3 được dựa trên yếu tố thẩm mỹ.

Bảng 8.3.4-2 Nghiên cứu so sánh hình dáng trụ theo chiều dọc

Hạng mục đánh giá	Điểm tối đa	Phương án -1	Phương án -2	Phương án -3																								
Mặt bên																												
Độ ổn định và dạng kết cấu	10	<ul style="list-style-type: none"> Các tải trọng (Mô men) từ kết cấu trên được tập trung tại phần nối của kết cấu trên và tương chữ V. 	<ul style="list-style-type: none"> Các tải trọng từ kết cấu trên đi lên kết cấu dưới một cách êm thềm qua mang dầm hộp và trụ tương hình chữ V. 	<ul style="list-style-type: none"> Các tải trọng từ kết cấu trên đi lên kết cấu qua mang dầm hộp và trụ tương hình chữ V. 																								
Chỉ phí thi công (VND)	40	<table border="1"> <tr> <td>Kết cấu trên</td> <td>154,459</td> </tr> <tr> <td>Kết cấu dưới</td> <td>282,784</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td>437,243</td> </tr> <tr> <td>Tỷ lệ</td> <td>1,00</td> </tr> </table>	Kết cấu trên	154,459	Kết cấu dưới	282,784	Tổng	437,243	Tỷ lệ	1,00	<table border="1"> <tr> <td>Kết cấu trên</td> <td>154,459</td> </tr> <tr> <td>Kết cấu dưới</td> <td>282,632</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td>438,091</td> </tr> <tr> <td>Tỷ lệ</td> <td>1,002</td> </tr> </table>	Kết cấu trên	154,459	Kết cấu dưới	282,632	Tổng	438,091	Tỷ lệ	1,002	<table border="1"> <tr> <td>Kết cấu trên</td> <td>154,4</td> </tr> <tr> <td>Kết cấu dưới</td> <td>284,4</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td>438,5</td> </tr> <tr> <td>Tỷ lệ</td> <td>1,00</td> </tr> </table>	Kết cấu trên	154,4	Kết cấu dưới	284,4	Tổng	438,5	Tỷ lệ	1,00
Kết cấu trên	154,459																											
Kết cấu dưới	282,784																											
Tổng	437,243																											
Tỷ lệ	1,00																											
Kết cấu trên	154,459																											
Kết cấu dưới	282,632																											
Tổng	438,091																											
Tỷ lệ	1,002																											
Kết cấu trên	154,4																											
Kết cấu dưới	284,4																											
Tổng	438,5																											
Tỷ lệ	1,00																											
Thời gian và kế hoạch thi công	10	24 tháng	24 tháng	24 tháng																								
Duy tu bảo dưỡng	15	<ul style="list-style-type: none"> Các cấu kiện cầu được nối cứng và không cần duy tu trừ 4 góc cầu. Sử dụng lớp bảo vệ bê tông trong môi trường xâm thực nước biển. 	<ul style="list-style-type: none"> Các cấu kiện cầu được nối cứng và không cần duy tu trừ 4 góc cầu. Sử dụng lớp bảo vệ bê tông trong môi trường xâm thực nước biển. 	<ul style="list-style-type: none"> Các cấu kiện cầu được nối cứng và không 4 góc cầu. Sử dụng lớp bảo vệ bê tông trong r thực nước biển. 																								
Thanh toán theo STEP	10	<ul style="list-style-type: none"> Vật liệu cần mua: ống thép, cáp và neo DUL Thiết bị cần mua: xe lao lập lớn Tỷ lệ cần mua: Khoảng 55% 	<ul style="list-style-type: none"> Vật liệu cần mua: ống thép, cáp và neo DUL Thiết bị cần mua: xe lao lập lớn Tỷ lệ cần mua: Khoảng 55% 	<ul style="list-style-type: none"> Vật liệu cần mua: ống thép, cáp và neo DUL Thiết bị cần mua: xe lao lập lớn Tỷ lệ cần mua: Khoảng 55% 																								
Thẩm mỹ	5	<ul style="list-style-type: none"> Tương chữ V tam giác nhỏ sẽ có cảm giác nặng nề trong điều kiện tình không của cầu thấp. Tương chữ V, có kết cấu rất đơn giản cần có bổ sung thêm về tính thẩm mỹ 	<ul style="list-style-type: none"> Tam giác rộng có dạng tương chữ V kéo dài đến bên phía trên có hình biểu tượng và kết cấu thẩm mỹ. 	<ul style="list-style-type: none"> Kề hở rộng có dạng hình thang kéo dài dài dưới có hình biểu tượng và trong thẩm mỹ. Kề hở có thể sơn màu để tạo sự tương ph 																								
Công nghệ mới	5	<ul style="list-style-type: none"> Trụ có hình dạng mới sử dụng hệ đỡ giáo ở Việt nam 	<ul style="list-style-type: none"> Trụ có hình dạng mới sử dụng hệ đỡ giáo ở Việt nam 	<ul style="list-style-type: none"> Trụ có hình dạng mới sử dụng hệ đỡ giáo ở 																								
Tác động môi trường	5	<ul style="list-style-type: none"> Có bản không ảnh hưởng đến môi trường 	<ul style="list-style-type: none"> Có bản không ảnh hưởng đến môi trường 	<ul style="list-style-type: none"> Có bản không ảnh hưởng đến môi trường 																								
Đánh giá	100	Không để xuất	Không để xuất	Để xuất cao nhất																								

Nhận xét: Chỉ phí thi công là chi phí trực tiếp trên cơ sở khảo sát do JICA chuẩn bị do đó chi phí này sẽ được chính sủa trong quá trình nghiên cứu chi tiết.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.3.4.4 Cao độ đáy của trụ tường hình chữ V (Cao độ đỉnh trụ)

Cao độ đáy của trụ tường hình chữ V được xác định trên các yếu tố sau:

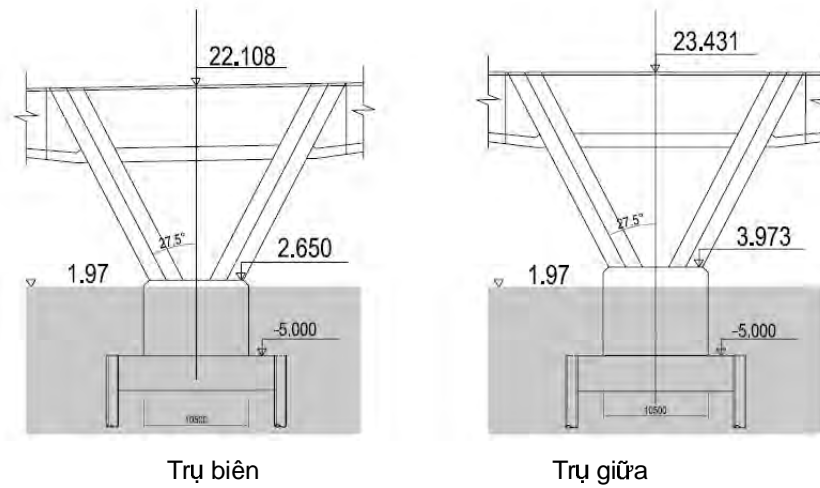
- a) Mực nước biển
- b) Kích cỡ hình tam giác của trụ tường hình chữ V
- c) Chiều cao dự kiến của cầu

Cầu chính là tuyến đối xứng theo chiều thẳng đứng tại điểm giữa của chiều dài cầu. 3 trụ chữ V của cầu chính cơ bản có hình tam giác kích cỡ giống nhau về mặt kết cấu và sự thẩm mỹ. Cao độ đáy của trụ tường hình chữ V tại trụ giữa là cao hơn so với hai trụ bên sát bên cạnh. Để dễ kiểm định và bảo dưỡng cầu trong tương lai (nếu cần), cao độ đỉnh trụ phải đảm bảo cao hơn mực nước biển. Mực nước biển ở vị trí cầu chính được lập để thiết kế cầu như sau:

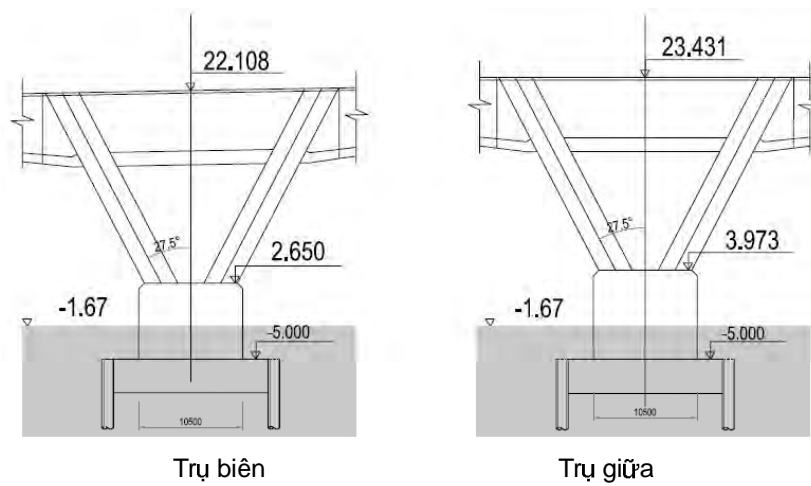
- Mực nước cao thiết kế (P=1%): 2.720m
- Mực nước cao (P=5%) : 2.550m
- Mực nước cao trung bình : 1.970m
- Mực nước trung bình : 0.150m
- Mực nước thấp trung bình: -1.67m

Trong trường hợp đáy tường hình chữ V của cả hai trụ bên cao hơn mực nước cao (P=5%) để xác định khổ thông thuyền, tường hình chữ V luôn được nhìn thấy ở trên mực nước. Tuy nhiên, khối bê tông lớn của kết cấu dưới xuất hiện phía trên mặt nước ở mực nước thấp trung bình và có thể làm hỏng tính thẩm mỹ của trụ chữ V như trong hình 8.3.4-2 dưới đây. Mặt khác, trong trường hợp đáy tường hình chữ V của cả hai trụ hai bên được đặt cao hơn mực nước thấp trung bình như trong 8.3.4-3, thì tường hình chữ V luôn luôn bị chìm dưới nước và không chỉ làm hỏng tính thẩm mỹ do bị chìm mất hình tam giác mà còn đòi hỏi phải kiểm định và duy tu định kỳ.

Kết quả, cao độ đỉnh trụ được thiết kế dựa trên việc so sánh cả về mực nước 2,55m (Mực nước cao) để dễ bảo trì và so sánh mực nước 1,97m (Mực nước cao trung bình) về tính thẩm mỹ. Cao độ đỉnh trụ được thiết kế theo mực nước cao 2.45 m (Tần suất thiết kế: P=5%) để dễ duy tu bảo dưỡng. Đỉnh trụ của kết cấu dưới phải được đặt trên mực nước 2.65 m (Tần suất thiết kế: P=1%) có tính đến dung sai 10 cm.



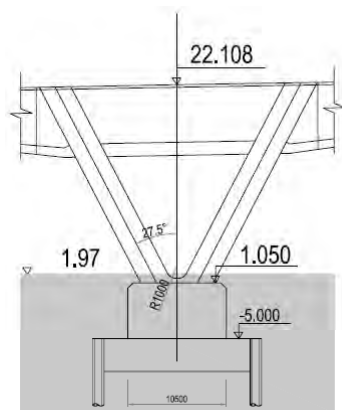
(a) Mức nước cao trung bình



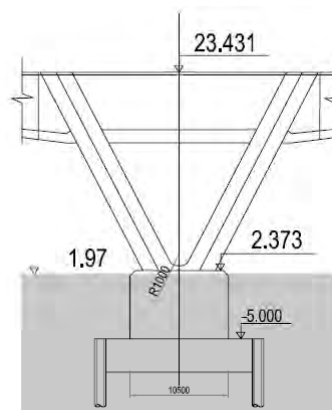
(b) Mức nước thấp trung bình

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-2 Trụ được tính toán (2,650m) trên Mức nước cao trung bình và Mức nước thấp trung bình

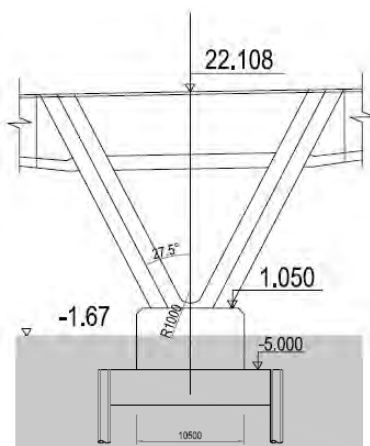


Trụ biên

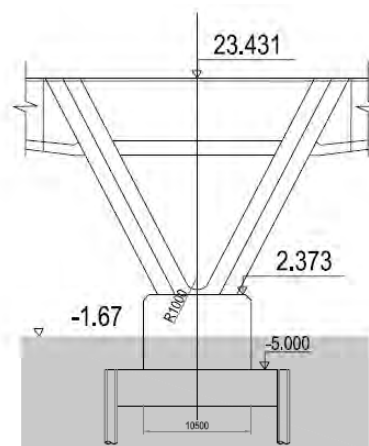


Trụ giữa

(a) Mức nước cao trung bình



Trụ biên



Trụ giữa

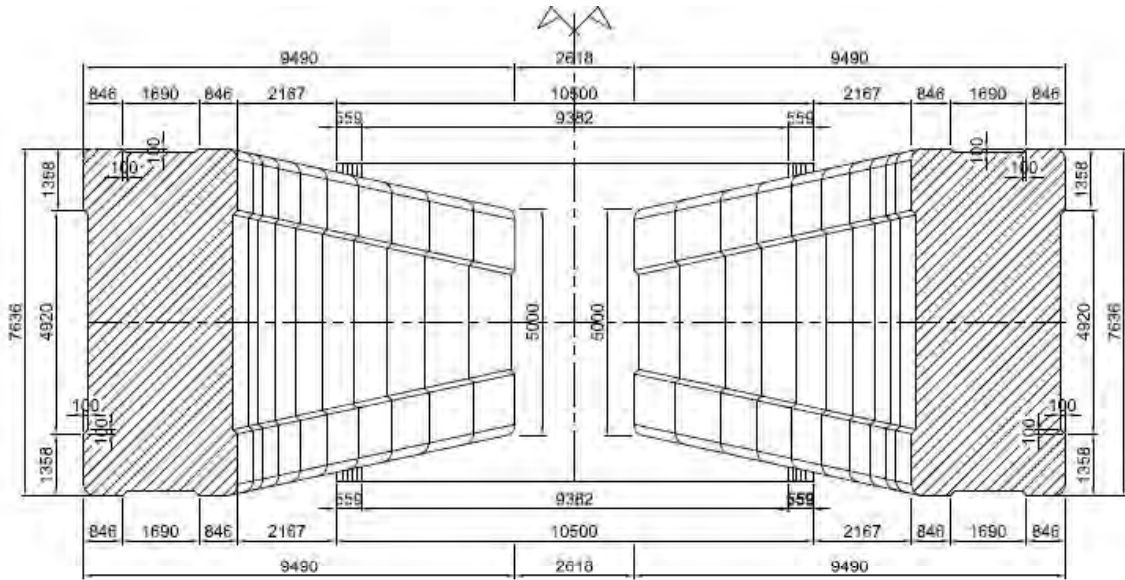
(b) Mức nước biển thấp trung bình

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-3 Trụ được tính toán (1,050m) trên mức nước cao và mức nước thấp trung bình

8.3.4.5 Nghiên cứu tính thẩm mỹ của Trụ chữ V

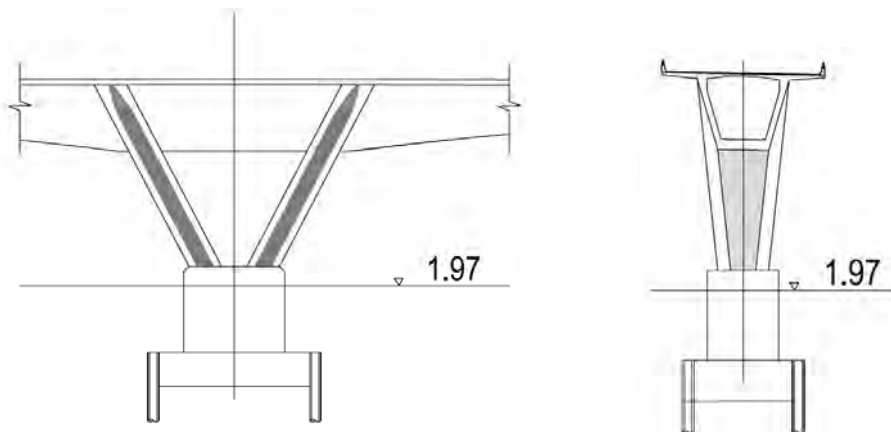
Một trong những sáng tạo về kết cấu là tính thẩm mỹ của trụ. Chúng tôi tạo một hình dạng mềm mại và phẳng nhẵn bằng cách tạo đường cong. Các tường trụ chữ V tạo sự thanh mảnh trên tường bê tông với những đường cong và đường thẳng hợp lý. Tại điểm góc của thân trụ, tạo các đường cong bán kính 250mm để làm cho góc với đường thẳng mềm mại như thể hiện trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-4 Bố trí góc Trụ tường hình chữ V

Các khe hở theo chiều đứng cũng làm cho trụ của trụ tường hình chữ V thanh mảnh và cũng tạo sự tương phản giữa độ sáng và độ bóng như thể hiện trong Hình dưới đây. Hơn nữa, để tăng hiệu quả, các khe hở sẽ được sơn để tạo sự tương phản giữa màu trắng của bê tông và màu xanh của nước biển.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-5 Khe hở theo chiều đứng tạo tính thẩm mỹ

8.3.4.6 Hiệu ứng Từ biến và Co ngót trên trụ chữ V

(1) Hiệu ứng Từ biến và Co ngót trong Cầu khung cứng

1) Khái quát

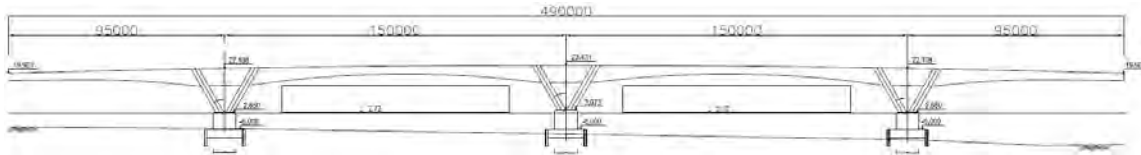
Nói chung, các trụ của cầu khung bê tông cứng dễ ảnh hưởng bởi từ biến và co ngót của dầm, đặc biệt; trong trường hợp cầu cứng nhịp dài có trụ ngắn.

Dầm bê tông DƯL trong vòng đời của nó có xu hướng ngấn lại do từ biến và co ngót và độ biến dạng sẽ lớn tỷ lệ với chiều dài nhịp.

2) Hiệu ứng Từ biến và Co ngót trên trụ của Cầu chính.

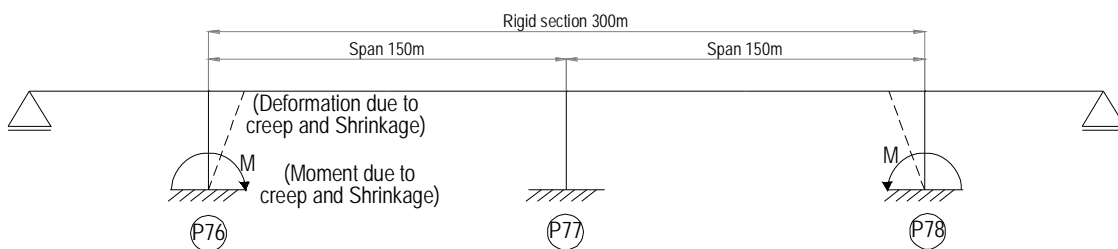
Cầu chính gồm cầu khung cứng 4 nhịp liên tục bê tông DƯL có 2 nhịp dài 150m ở giữa. Đoạn cứng dài 300m theo chiều dọc và các trụ ngắn(khoảng cao 20m tính từ đỉnh bộ cọc), được nối cứng với dầm hộp có hình tam giác như trong hình dưới đây. Cầu chính, được thi công theo phương pháp đúc hẫng, không đủ linh hoạt để điều tiết sự chuyển vị theo phương dọc do từ biến và co ngót qua trạng thái phục vụ thời gian dài của nó.

Sau khi cầu chính được kết nối tại nhịp giữa, sự biến dạng xuất hiện về phía trong. Hiệu ứng hạn chế chuyển vị dọc của dầm hộp có thể tạo ra ứng suất lớn và dẫn đến chuyển vị lớn trong các trụ chữ V ngắn. Hiệu ứng phụ thuộc thời gian của từ biến và co ngót đặc biệt có ý nghĩa đối với biến dạng dầm dài.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-6 Bố trí nhịp và Trắc dọc của Cầu chính



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

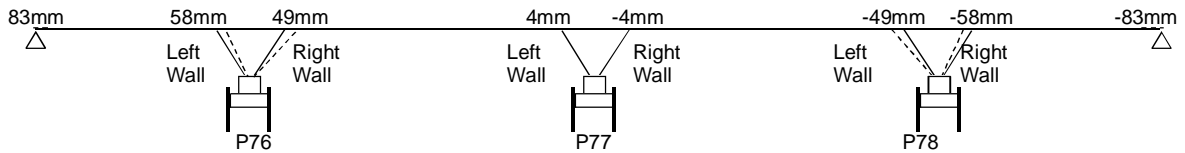
Hình 8.3.4-7 Biến dạng và chuyển vị do Từ biến và Co ngót

(2) Kết quả phân tích sơ bộ

Để xác định hiệu quả của biện pháp, các kết quả phân tích kết cấu sơ bộ, sự dịch chuyển, lực tiết diện và ứng suất được trình bày trong phần này. Các điều kiện phân tích được trình bày trong Phần 8.3.7.2. Các giá trị chuyển dịch, lực tiết diện và ứng suất trong phần này chỉ là ước thử dựa trên phân tích sơ bộ.

1) Sự dịch chuyển

Sự dịch chuyển trong 100 năm sau khi hoàn thành thi công được tóm tắt trong hình dưới đây.

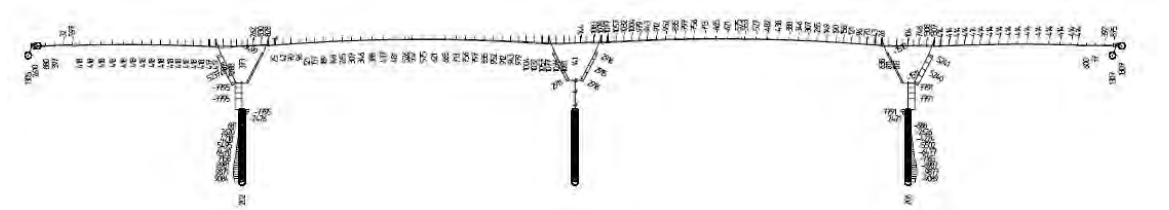


Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-8 Chuyển dịch theo phương dọc do Từ biến và Co ngót

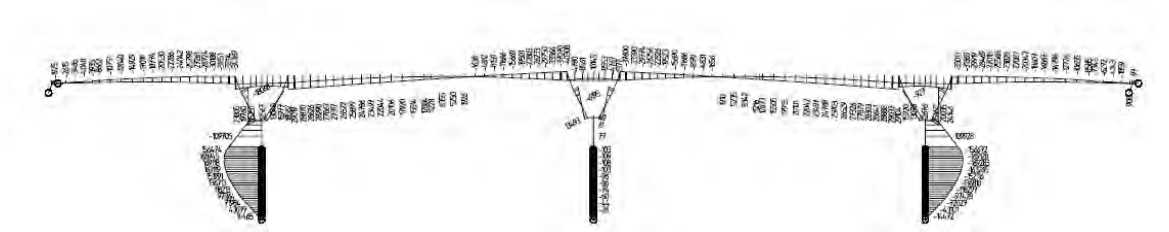
2) Lực tiết diện

Lực tiết diện 100 năm sau khi hoàn thành thi công do từ biến và co ngót được trình bày trong hình và bảng dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-9 Lực cắt* do Từ biến và Co ngót



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-10 Lực uốn* do Từ biến và Co ngót

Bảng 8.3.4-1 Tóm tắt Lực tiết diện* của Trụ do Từ biến và Co ngót

Trụ số	Tường	Vị trí	Lực dọc trục * (kN)	Lực cắt * (kN)	Momen uốn* (kN·m)
P76	Tường trái	Đỉnh tường	-2,136	5,380	-34,349
		Đáy tường	-2,136	5,358	-35,857
	Tường phải	Đỉnh tường	2,488	-1,324	2,542
		Đáy tường	2,488	-1,324	-15,214
P77	Tường trái	Đỉnh tường	-1,187	3,111	-24,448
		Đáy tường	-1,187	3,111	14,496

3) *Các giá trị được dựa trên các kết quả từ nghiên cứu kết cấu sơ bộ

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

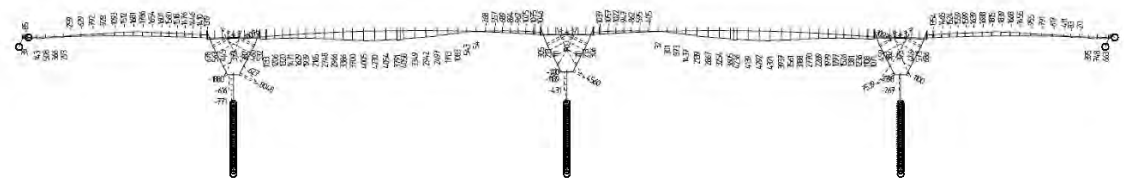
4) Ứng suất

Ứng suất do từ biến và co ngót 100 năm sau khi hoàn thành được tóm tắt trong hình và bảng dưới đây. Từ biến và Co ngót của đầm tạo ra ứng suất căng kéo bổ sung lên đến 5MPa gây ra hư hỏng tại tường trái của trụ P76 và tại tường phải của trụ P78.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-11 Ứng suất * của Thớ trên do Co ngót và Từ biến



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-12 Ứng suất * của Thớ dưới do Từ biến và Co ngót

Bảng 8.3.4-2 Tổng hợp ứng suất * của Trụ do Từ biến và Co ngót

Trụ số	Tường	Vị trí	Ứng suất kéo * (MPa)		
			Tĩnh tải (DC, DW, PS)	Từ biến, Co ngót (CR,SH)	DC+DW+PS+CR+SH
P76 (Trụ trái)	Tường trái	Đáy tường	5.258	3.428	8.686
		Đỉnh tường	7.079	4.933	12.012
	Tường phải	Đáy tường	4.582	-0.143	4.439
		Đỉnh tường	6.521	-1.988	4.533
P77 (Trụ giữa)	Tường trái	Đáy tường	2.977	2.456	5.433
			5.778	1.972	7.751

5) *Các giá trị được dựa trên các kết quả phân tích kết cấu sơ bộ

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

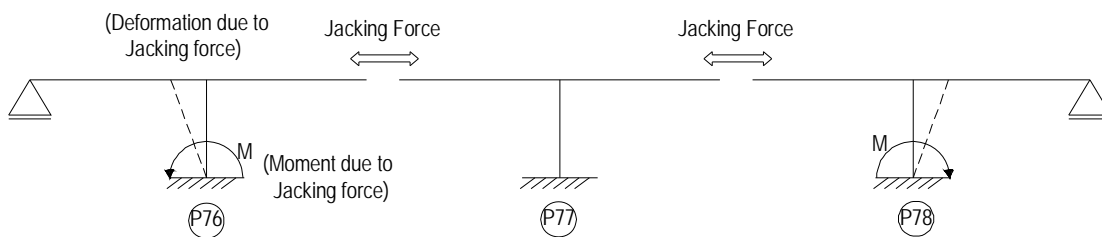
(3) Biện pháp bổ sung

1) Tạo áp lực trước khi hợp long

Để giảm mô men uốn lớn do từ biến và co ngót, làm hư hỏng các trụ chữ V, cần phải có biện pháp bổ sung.

Biện pháp đề xuất là tạo áp lực ngay sau khi thi công các đốt bằng phương pháp đúc hẫng áp dụng cho cầu khung cứng thuộc dự án cầu Thanh Trì và một số dự án khác (xem Phụ lục 1).

Trong biện pháp bổ sung, lực kích theo chiều dọc được đặt tải trước khi đúc đốt hợp long tại giữa nhịp. Mô men uốn tại trụ chữ V do lực kích có thể triệt tiêu một phần mô men uốn do từ biến và co ngót.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-13 Biến dạng và Mô men do tạo áp lực (Lực kích)

2) Quá trình thi công và Kiểm soát áp lực

Phương pháp đề xuất gồm các bước thi công sau được trình bày trong hình và trang bên.

Bước 1 : Lắp dựng liên tục các dầm hộp với bó cáp hẫng DUL.

Bước 2: Lắp đặt các ụ neo, giá đỡ và giá chống để kích tại cả bản đỉnh và bản dưới của dầm hộp. 4 thiết bị kích (2,000 kN) đặt tại ụ neo và giá chống và đẩy về cuối dầm hộp phía ngoài để tạo mô men ở trụ chữ V.

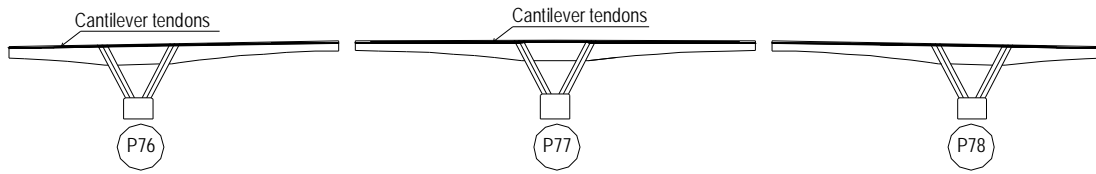
Bước 3: Bảo dưỡng bê tông tại đốt hợp long của nhịp giữa. Thiết bị kích được duy trì cho đến khi bê tông đạt được cường độ yêu cầu.

Bước 4: Tháo lực kích và tiếp tục căng kéo cáp.

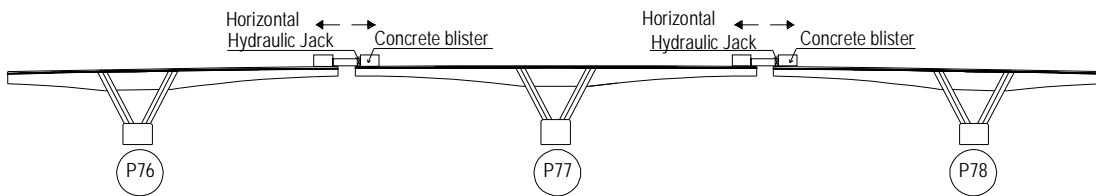
Tạo áp suất bằng kích trong Bước -2 được thực hiện đồng bộ tại cả các nhịp giữa và dùng toàn bộ kích thủy lực để đồng bộ hóa, kiểm soát và giám sát lực kích, pittong và chuyển vị của dầm hộp.

Vì việc thi công đốt hợp long trong Bước -3 được thực hiện trong không gian hẹp và phức tạp do thiết bị tăng áp lực, ván khuôn, cần phải có cốt thép và lớp bảo vệ bê tông khép dầm đặt tại vị trí trước khi thiết bị được cung cấp.

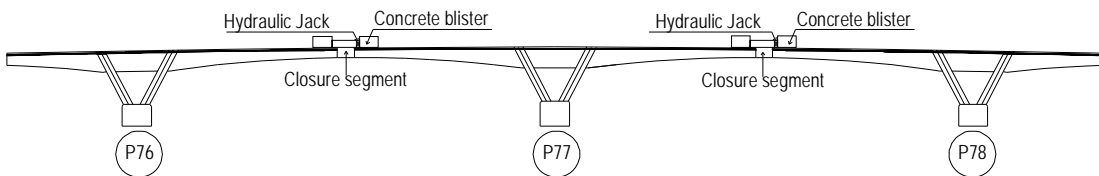
Cần khẳng định rằng các cáp liên tục tại các nhịp giữa phải được căng kéo và tiếp đến là các cáp liên tục tại các nhịp bên được căng kép sau vì sự biến dạng và momen do từ biến và co ngót được kiểm soát một cách đúng đắn.



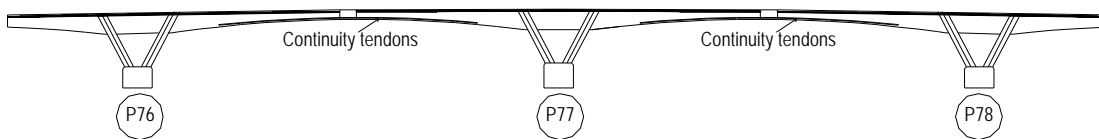
Bước-1 Hoàn chỉnh các đốt đúc hẫng



Bước-2 Tạo áp lực ngoài bằng lực kích



Bước-3 Thi công đốt hợp long



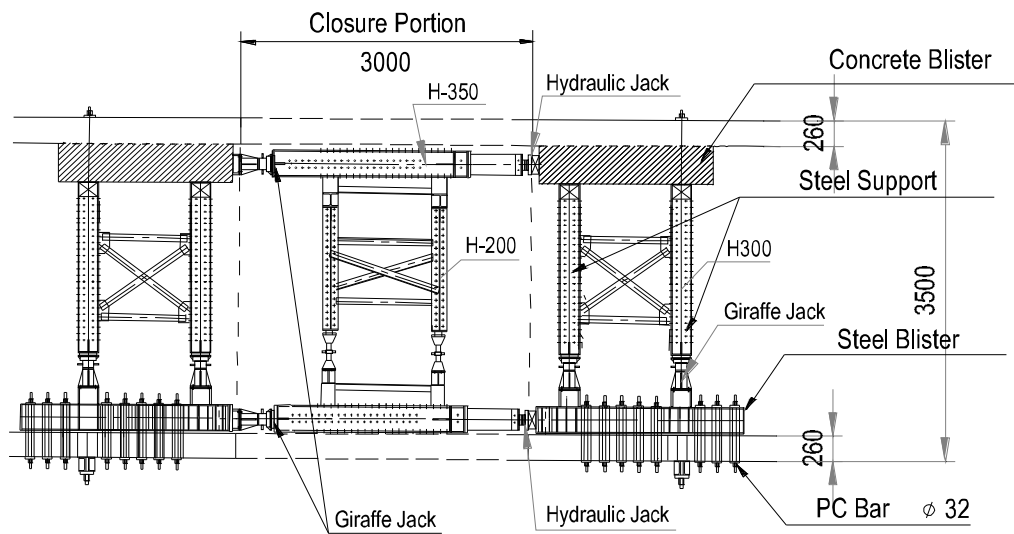
Bước-4 Căng kéo cáp DƯ'L liên tục

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-14 Quy trình phương pháp tạo áp lực bằng lực kích

3) Kết cấu tạo áp lực bằng kích

Để giảm mô men thứ cấp các bản trên và dưới và các bản sườn do tạo áp lực, sử dụng 4 ụ neo để đặt kích tại các bản trên và bản dưới và áp lực được tạo áp lực bằng 4 kích nâng đồng thời tại hai nhịp trung tâm như trình bày trong hình dưới đây. Tổng lực kích tại mỗi vị trí kích ước tính là 2,000kN đưa vào trong dầm hộp và sự chuyển vị của nó là khoảng 40mm được tính xấp xỉ bằng nửa thời gian chuyển vị độc lập do từ biến và co ngót trong suốt tuổi thọ của cầu (100 năm). Đặc tính vật liệu của bê tông DUL được giả thiết cường độ nén 28 ngày là 400Mpa, hệ số từ biến tới hạn là 2.35 và biến dạng do co ngót tới hạn là 0.0008 tương ứng.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

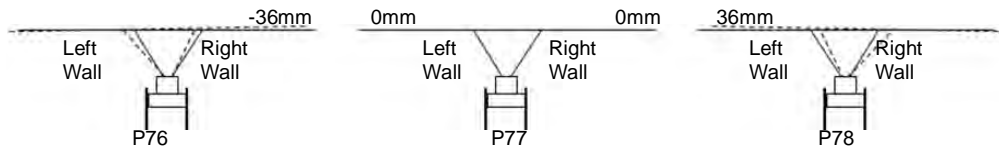
Hình 8.3.4-15 Kết cấu tạo áp lực bằng kích

(4) Hiệu quả của việc tạo áp lực trên các trụ chữ V

Để xác định hiệu quả của biện pháp bổ sung, đã tiến hành nghiên cứu phân tích kết cấu, chuyển vị, momen uốn và ứng suất.

1) Chuyển vị

Chuyển vị do tạo áp lực được trình bày trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.4-16 Chuyển vị dọc do tạo áp lực

2) Mô men uốn

Mô men uốn trên các trụ chữ V do tạo áp lực được trình bày trong bảng dưới đây.

Bảng 8.3.4-3 Tổng hợp mô men uốn của trụ do tạo áp lực

Pier No.	Tường	Vị trí	Momen uốn (kN·m)	
			Từ biển và Co ngót	Tạo áp lực
P76	Tường trái	Đỉnh tường	-34,349	15,228
		Đáy tường	35,857	-29,014
	Tường phải	Đỉnh tường	2,542	-13,269
		Đáy tường	-15,214	27,850
P77	Tường trái	Đỉnh tường	-24,448	955
		Đáy tường	14,496	-194

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

3) Ứng suất

Ứng suất trong các trụ chữ V do tạo áp lực được tổng hợp trong bảng dưới đây.

Bảng 8.3.4-4 Tổng hợp ứng suất của trụ do tạo áp lực

Trụ số	Tường	Vị trí	Ứng suất kéo (MPa)		
			Từ biến và Co ngót (CR,SH)	Tạo áp lực	DC+DW+PS+CR+SH
P76 (Trụ trái)	Tường trái	Đỉnh tường	3.428	-1.649	7.037
		Đáy tường	4.933	-4.224	7.788
	Tường phải	Đỉnh tường	-0.143	1.456	5.895
		Đáy tường	-1.988	4.071	8.604
P77 (Trụ giữa)	Tường trái	Đỉnh tường	2.456	-0.096	3.227
		Đáy tường	1.972	-0.024	7.726

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(5) Đo đạc trong quá trình gia tải

Hiệu quả của việc tạo áp lực được kiểm tra bằng cách đo sau đây;

- 1) Đo chuyển vị tại từng đỉnh trụ trên bản phía trên và độ dài không gian giữa đỉnh cả hai dầm hộp đúc hẫng tại đoạn tạo áp lực.
- 2) Thiết bị và cách đo độ xoay tại cuối trụ trong quá trình đặt tải
- 3) Bề rộng tại đáy tường hình chữ V và phân kết nối tường hình chữ V và dầm hộp

(6) Dự toán

Dự toán cho một (1) bộ tạo áp lực được tổng hợp trong bảng dưới đây. Xin lưu ý là cần phải có (2) bộ cho các nhịp giữa.

Bảng 8.3.4-5 Tổng hợp Dự toán sơ bộ cho công tác tạo áp lực (1 bộ)

Hạng mục	Mô tả	Đơn vị: JPY
A. Chi phí trực tiếp	Dầm chữ H	150,220
	Các vật liệu để cố định	405,898
	Kích thủy lực	1,351,800
	Công nhân, Vận hành cầu và các công việc khác	266,090
	Chi phí trực tiếp khác	43,480
	Tổng chi phí trực tiếp	2,217,488
B. Chi phí chung	(5.5% x A)	121,962
C. Thu nhập chịu thuế	(6% x (A + B))	140,367
Chi phí trước thuế	(A+B+C)	2,479,817

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.3.5 Nghiên cứu Móng cầu chính

8.3.5.1 Lựa chọn kiểu móng cho Cầu chính

(1) Giới thiệu chung

1) Khái quát

Trong Nghiên cứu khảo sát chuẩn bị đầu tư của JICA, đã đề xuất kiểu móng Cọc ván ống thép (SPSP) cho Cầu chính đặt dưới nước sâu. Trong phần này trình bày nghiên cứu so sánh lựa chọn kiểu móng cho Cầu chính. Nghiên cứu gồm 2 phần, 1) nghiên cứu so sánh giữa móng Cọc ván ống thép và móng cọc đổ tại chỗ, 2) nghiên cứu so sánh móng Cọc ván ống thép giữa kiểu móng liền và kiểu móng rời của cầu chính. Phần nghiên cứu tập trung vào thời gian thi công và thi công an toàn trong môi trường biển sâu.

2) Điều kiện hiện trường

Các điều kiện hiện trường như sau

Bảng 8.3.5-1 Các điều kiện hiện trường cho việc Nghiên cứu

Kiểu Nghiên cứu	Kiểu 3
Kiểu cầu	Cầu chính
Lý trình	Km +561.3 ~8+77.12
Trụ số	P76 ~ P78
Kế hoạch tôn tạo bãi	Không
Chiều dài nhịp cầu (m)	150.0
Độ dày của cọc thép dự tính chịu ăn mòn (mm)	7
Độ sâu nước (m)	7.0~11.0
Cao độ (E.L) của bệ cọc	E.L.-9.0 (Đỉnh bệ cọc)

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(2) Lựa chọn Kiểu móng cho Cầu chính

1) Khái quát

Đề lựa chọn kiểu móng thích hợp cho cầu chính đã tiến hành nghiên cứu so sánh như sau.

2) Nghiên cứu so sánh

a) Kiểu móng so sánh

Trong nghiên cứu này, đã tiến hành so sánh 3 phương án.

Phương án -1: Móng cọc ống thép (đã đề xuất trong Nghiên cứu của SAPROF)

Phương án -2: Móng cọc đúc tại chỗ

b) Kết quả Nghiên cứu so sánh

Kết quả nghiên cứu so sánh được trình bày trong bảng 8.3.5-2 sau đây. Theo kết quả trong bảng, Phương án -1, móng Cọc ván ống thép là được đề xuất cao nhất cho kiểu móng cầu chính. Vì Phương án -1 có lợi thế về chi phí xây dựng và khả năng thi công trên biển.

Bảng 8.3.5-2 So sánh móng cho cầu chính

Tiêu chuẩn đánh giá	Điểm tối đa	Phương án -1 Móng kiểu SPSP	Phương án -2 Móng cọc C.I.P với kiểu vòng quay SPSP																																																																								
Mặt bên		<p>Nghiên cứu SAPROF</p> <p>Đường kính cọc : 1200 mm Tổng số cọc : 9 Tổng chiều dài cọc : 47.0 m</p> <p><i>Thi công trong tương lai Thi công giữa kỳ</i></p> <p>Móng Cọc ống ván thép (SPSP) (D=1.2m×16.SK.Y490)</p>	<p>Đường kính cọc : 2500 mm Tổng số cọc : 24 Tổng chiều dài cọc : 50.0 m</p> <p><i>Thi công trong tương lai Thi công giữa kỳ</i></p> <p>Móng Cọc ván thép (SPSP) (D=1.0m×12.SK.Y490)</p>																																																																								
Độ ổn định và dạng kết cấu	10	- Số lượng bê tông nhỏ	8																																																																								
Chi phí thi công (do hạng mục chính của Móng cọc ống ván thép SPSP)	40	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Loại công việc</th> <th>Khối lượng (cho 1 móng)</th> <th>Đơn giá (VNĐ)</th> <th>Tổng (1,000VNĐ)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Thi công Bộ cọc + bộ trụ</td> <td>3.419m³</td> <td>6,859,258</td> <td>23,451,118</td> </tr> <tr> <td>Cọc ống ván thép</td> <td>2,507 t</td> <td>44,003,858</td> <td>110,318,244</td> </tr> <tr> <td>Bê tông (h=1m)</td> <td>1,933m³</td> <td>1,723,811</td> <td>3,331,506</td> </tr> <tr> <td>Đá dính bám (h=1m)</td> <td>483m³</td> <td>737,139</td> <td>356,156</td> </tr> <tr> <td>Đào</td> <td>4,832m³</td> <td>318,066</td> <td>1,536,768</td> </tr> <tr> <td>Cọc C.I.P</td> <td>0m</td> <td>49,217,400</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tổng</td> <td>138,993,792</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tỷ lệ</td> <td>1,000</td> </tr> </tbody> </table>	Loại công việc	Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VNĐ)	Tổng (1,000VNĐ)	Thi công Bộ cọc + bộ trụ	3.419m ³	6,859,258	23,451,118	Cọc ống ván thép	2,507 t	44,003,858	110,318,244	Bê tông (h=1m)	1,933m ³	1,723,811	3,331,506	Đá dính bám (h=1m)	483m ³	737,139	356,156	Đào	4,832m ³	318,066	1,536,768	Cọc C.I.P	0m	49,217,400	0			Tổng	138,993,792			Tỷ lệ	1,000	<p>- Số lượng bê tông và cọc C.I.P lớn do lực siêu tĩnh lớn của trụ khung cứng.</p> <p>- Ngoài ra, công tác thiết kế kiểu móng rời C.I.P. có nhược điểm là lực siêu tĩnh lớn và thi công khó</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Loại công việc</th> <th>Khối lượng (cho 1 móng)</th> <th>Đơn giá (VNĐ)</th> <th>Tổng (1,000VNĐ)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Thi công Bộ cọc + bộ trụ</td> <td>5,035m³</td> <td>6,859,258</td> <td>34,537,866</td> </tr> <tr> <td>Cọc ống ván thép</td> <td>1,139 t</td> <td>44,003,858</td> <td>50,111,593</td> </tr> <tr> <td>Bê tông (h=2m)</td> <td>1,970m³</td> <td>1,723,811</td> <td>3,395,692</td> </tr> <tr> <td>Đá dính bám (h=1m)</td> <td>985m³</td> <td>737,139</td> <td>726,036</td> </tr> <tr> <td>Đào</td> <td>2,955m³</td> <td>318,066</td> <td>939,825</td> </tr> <tr> <td>Cọc C.I.P (D=2.5m)</td> <td>1,200m</td> <td>49,217,400</td> <td>59,060,880</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tổng</td> <td>148,771,893</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tỷ lệ</td> <td>1,070</td> </tr> </tbody> </table>	Loại công việc	Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VNĐ)	Tổng (1,000VNĐ)	Thi công Bộ cọc + bộ trụ	5,035m ³	6,859,258	34,537,866	Cọc ống ván thép	1,139 t	44,003,858	50,111,593	Bê tông (h=2m)	1,970m ³	1,723,811	3,395,692	Đá dính bám (h=1m)	985m ³	737,139	726,036	Đào	2,955m ³	318,066	939,825	Cọc C.I.P (D=2.5m)	1,200m	49,217,400	59,060,880			Tổng	148,771,893			Tỷ lệ	1,070
Loại công việc	Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VNĐ)	Tổng (1,000VNĐ)																																																																								
Thi công Bộ cọc + bộ trụ	3.419m ³	6,859,258	23,451,118																																																																								
Cọc ống ván thép	2,507 t	44,003,858	110,318,244																																																																								
Bê tông (h=1m)	1,933m ³	1,723,811	3,331,506																																																																								
Đá dính bám (h=1m)	483m ³	737,139	356,156																																																																								
Đào	4,832m ³	318,066	1,536,768																																																																								
Cọc C.I.P	0m	49,217,400	0																																																																								
		Tổng	138,993,792																																																																								
		Tỷ lệ	1,000																																																																								
Loại công việc	Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VNĐ)	Tổng (1,000VNĐ)																																																																								
Thi công Bộ cọc + bộ trụ	5,035m ³	6,859,258	34,537,866																																																																								
Cọc ống ván thép	1,139 t	44,003,858	50,111,593																																																																								
Bê tông (h=2m)	1,970m ³	1,723,811	3,395,692																																																																								
Đá dính bám (h=1m)	985m ³	737,139	726,036																																																																								
Đào	2,955m ³	318,066	939,825																																																																								
Cọc C.I.P (D=2.5m)	1,200m	49,217,400	59,060,880																																																																								
		Tổng	148,771,893																																																																								
		Tỷ lệ	1,070																																																																								
Thời gian và kế hoạch thi công	10	- Khả năng thi công có ưu điểm là khối lượng thi công móng nhỏ.	4																																																																								
Bảo dưỡng	15	- Nhược điểm trong bảo dưỡng do trong tương lai thi công bê tông lớn trên biển. - Ưu điểm trong bảo dưỡng với khối lượng bê tông nhỏ trên biển.	10																																																																								
anh toán theo hình thức ST	10	- 85% (Dự toán sơ bộ) - Bao gồm chi phí nghiệm thu khối lượng lớn cọc ống thép.	10																																																																								
Tính thẩm mỹ	5	- Hình dạng trụ thanh mảnh - Bê tông của công tác thi công trong tương lai nổi lên trên mặt nước	3																																																																								
Công nghệ mới	5	- Móng cọc ống thép là công nghệ mới tại Việt Nam	5																																																																								
Tác động môi trường	5	- Ưu điểm trong tác động môi trường là khối lượng đất đào nhỏ.	5																																																																								
Đánh giá	100	- Chi phí thi công là cao nhất với thời gian thi công dài - Khả năng thi công có ưu điểm là khối lượng thi công móng nhỏ.	85																																																																								
		Đề xuất cao nhất	Đề xuất ít																																																																								

*Không tính xói

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu (Tham khảo B/D)

(3) Lựa chọn Kiểu móng cho Cầu chính

1) Khái quát

Đề lựa chọn kiểu móng thích hợp cho cầu chính, đã tiến hành nghiên cứu so sánh.

2) Nghiên cứu so sánh

a) Kiểu móng so sánh

Trong nghiên cứu này, đã tiến hành so sánh 3 phương án.

Phương án -1: Móng cọc ống thép kiểu liền (đã đề xuất trong Nghiên cứu của SAPROF)

Phương án -2: Móng cọc ống thép kiểu rời

b) Kết quả Nghiên cứu so sánh

Kết quả nghiên cứu so sánh được trình bày trong bảng sau đây. Theo kết quả trong bảng, Phương án -2, móng Cọc ván ống thép kiểu rời là được đề xuất cao nhất cho kiểu móng cầu chính. Vì Phương án -2 có lợi thế về thời gian thi công và chi phí. Đặc biệt, thi công kiểu móng liền sẽ không kịp thời gian.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Bảng 8.3.5-3 Bảng so sánh kiểu móng cho Cầu chính

Tiêu chuẩn đánh giá	Điểm tối đa	Phương án - 1 Kiểu móng liền	Phương án - 2 Kiểu móng rời																																																
Mặt bên		Nghiên cứu SAPROF 	Thi công trong tương lai Thi công giữa kỳ 																																																
Độ ổn định và dạng kết cấu	10	- Tải trọng lệch tâm của tính tải trụ luôn tác động lên móng. - Số lượng bệ cọc bê tông lớn - Số lượng cọc ống ván thép lớn	- Yêu cầu xem xét công tác thi công hố (hơn 1m) cho thi công móng trong tương lai - Số lượng bệ cọc bê tông nhỏ - Số lượng cọc ống ván thép nhỏ																																																
Chi phí thi công (do hạng mục chính của Móng cọc ống ván thép SPSP)	40	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Khối lượng (cho 1 móng)</th> <th>Đơn giá (VND)</th> <th>Tổng (1,000VND)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Thi công Bệ cọc + bệ trụ</td> <td>3,419m³</td> <td>6,859,258</td> </tr> <tr> <td>Cọc ống ván thép</td> <td>2,507 t</td> <td>44,003,858</td> </tr> <tr> <td>Bê tông (h=4m)</td> <td>1,933m³</td> <td>1,723,811</td> </tr> <tr> <td>Đá dăm (h=1m)</td> <td>483m³</td> <td>737,139</td> </tr> <tr> <td>Đào</td> <td>4,832m³</td> <td>318,066</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td></td> <td>138,993,792</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tỷ lệ 1.000</td> </tr> </tbody> </table>	Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VND)	Tổng (1,000VND)	Thi công Bệ cọc + bệ trụ	3,419m ³	6,859,258	Cọc ống ván thép	2,507 t	44,003,858	Bê tông (h=4m)	1,933m ³	1,723,811	Đá dăm (h=1m)	483m ³	737,139	Đào	4,832m ³	318,066	Tổng		138,993,792			Tỷ lệ 1.000	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Khối lượng (cho 1 móng)</th> <th>Đơn giá (VND)</th> <th>Tổng (1,000VND)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Thi công Bệ cọc + bệ trụ</td> <td>1,318m³</td> <td>6,859,258</td> </tr> <tr> <td>Cọc ống ván thép</td> <td>1,373 t</td> <td>44,003,858</td> </tr> <tr> <td>Bê tông (h=3m)</td> <td>595m³</td> <td>1,723,811</td> </tr> <tr> <td>Đá dăm (h=1m)</td> <td>198m³</td> <td>737,139</td> </tr> <tr> <td>Đào</td> <td>1,587m³</td> <td>318,066</td> </tr> <tr> <td>Tổng</td> <td></td> <td>72,318,790</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tỷ lệ 0.520</td> </tr> </tbody> </table>	Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VND)	Tổng (1,000VND)	Thi công Bệ cọc + bệ trụ	1,318m ³	6,859,258	Cọc ống ván thép	1,373 t	44,003,858	Bê tông (h=3m)	595m ³	1,723,811	Đá dăm (h=1m)	198m ³	737,139	Đào	1,587m ³	318,066	Tổng		72,318,790			Tỷ lệ 0.520
Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VND)	Tổng (1,000VND)																																																	
Thi công Bệ cọc + bệ trụ	3,419m ³	6,859,258																																																	
Cọc ống ván thép	2,507 t	44,003,858																																																	
Bê tông (h=4m)	1,933m ³	1,723,811																																																	
Đá dăm (h=1m)	483m ³	737,139																																																	
Đào	4,832m ³	318,066																																																	
Tổng		138,993,792																																																	
		Tỷ lệ 1.000																																																	
Khối lượng (cho 1 móng)	Đơn giá (VND)	Tổng (1,000VND)																																																	
Thi công Bệ cọc + bệ trụ	1,318m ³	6,859,258																																																	
Cọc ống ván thép	1,373 t	44,003,858																																																	
Bê tông (h=3m)	595m ³	1,723,811																																																	
Đá dăm (h=1m)	198m ³	737,139																																																	
Đào	1,587m ³	318,066																																																	
Tổng		72,318,790																																																	
		Tỷ lệ 0.520																																																	
Thời gian và kế hoạch thi công	10	- Khả năng thi công có nhược điểm do công tác thi công móng khối lượng lớn trên biển	- Khả năng thi công có ưu điểm là công tác thi công móng khối lượng nhỏ.																																																
Bảo dưỡng	15	- Nhược điểm trong bảo dưỡng do bệ cọc của công tác thi công trong tương lai trên biển lớn	- Ưu điểm trong bảo dưỡng là số lượng điểm bảo dưỡng nhỏ																																																
ánh toán theo hình thức ST	10	- 85% (Dự toán sơ bộ) - Bao gồm chi phí nghiệm thu số lượng cọc ống thép lớn.	- 32% (Dự toán sơ bộ) - Bao gồm chi phí nghiệm thu số lượng cọc ống thép lớn.																																																
Tính thẩm mỹ	5	- Hình dạng trụ thanh mảnh - Bệ cọc cho công tác thi công trong tương lai nổi trên mặt nước.	- Hình dạng trụ thanh mảnh - Bệ cọc cho công tác thi công trong tương lai không nổi trên mặt nước.																																																
Công nghệ mới	5	- Móng cọc ống thép là công nghệ mới tại Việt Nam	- Móng cọc ống thép là công nghệ mới tại Việt Nam																																																
Tác động môi trường	5	- Nhược điểm trong tác động môi trường là do khối lượng đất đào lớn.	- Ưu điểm trong tác động môi trường là do khối lượng đất đào nhỏ.																																																
Đánh giá	100	- Chi phí thi công là lớn nhất với thời gian thi công dài - Tải trọng lệch tâm của tính tải trụ luôn tác động lên móng. - Nhược điểm về tính thẩm mỹ là bệ cọc được thi công trong tương lai nổi lên trên mặt nước. Ít đề xuất	- Chi phí thi công nhỏ nhất với thời gian thi công. - Ưu điểm về tính thẩm mỹ là bệ cọc được thi công trong tương lai không nổi lên trên mặt nước. Đề xuất cao nhất																																																

*Không tính đến xói

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu (tham khảo/B/D)

Oriental Consultants Co., Ltd., Nippon Koei Co., Ltd.,
PADECO Co., Ltd. and Japan Bridge & Structure Institute Inc.

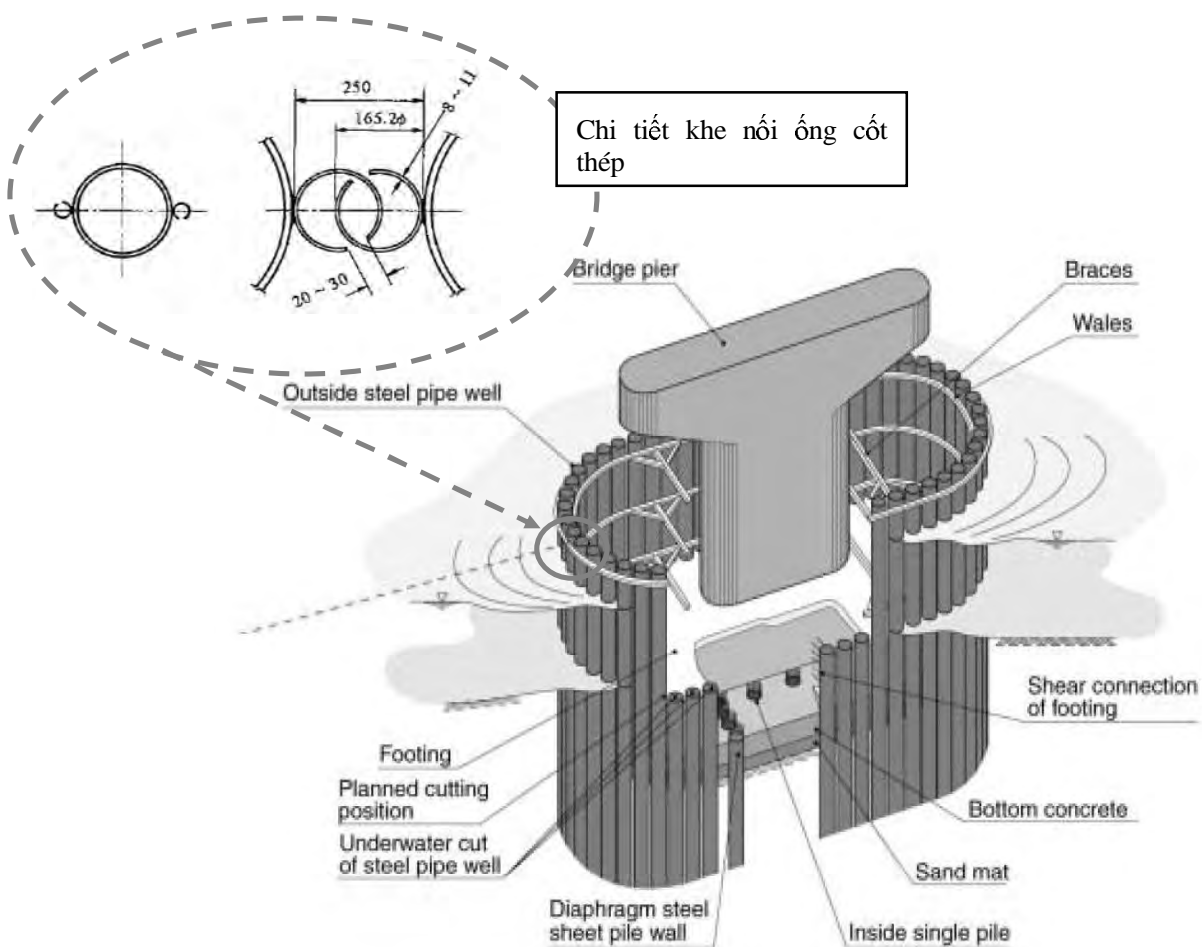
8.3.5.2 Nghiên cứu điều kiện thiết kế cho Cọc ván ống thép

(1) Khái quát

Một cọc ván ống thép gồm cọc ống thép là cấu kiện chính được gắn kèm với các khe nối như minh họa chi tiết trong hình dưới đây. So với cọc ống thép thông thường, nó có ưu điểm là khá cứng; rất có lợi cho kết cấu của trụ tường như là các tường chắn đất cho việc đào sâu và thi công móng dưới nước sâu.

Móng cọc ván ống thép được cấu tạo phía ngoài giếng cọc ván ống thép. Các cọc ván ống thép một đầu hở được đóng tới độ sâu thiết kế, tải trọng từ kết cấu trên được truyền tới bản đỉnh và tiếp tục xuống cọc ván và cuối cùng tới lớp đất ma sát và lớp chịu tải trên cùng.

Móng cọc ván ống thép để bản thân giếng ống ván ngoài nổi trên bề mặt nước, các mối nối của chúng được bít bằng vật liệu chống thấm nước để làm khung vây tạm có sử dụng các thanh chống và giằng ngang cọc. Phía trong giếng được làm khô, sau đó lắp dựng bệ cọc và trụ ở đó, khung vây ống cọc tạm sẽ được cắt quanh phần đầu trên của ống cọc bằng với bệ trụ ở dưới nước và bỏ đi.

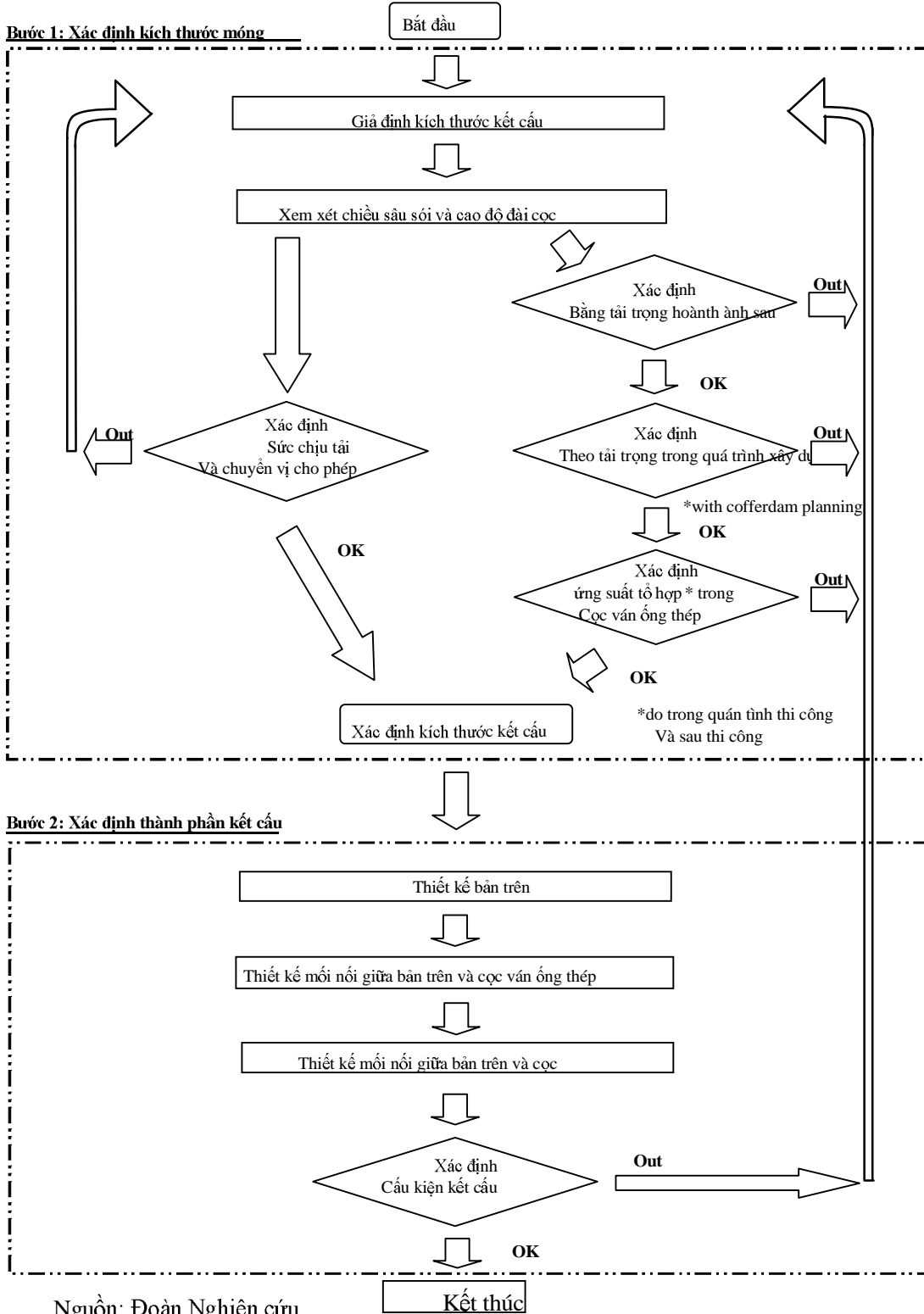


Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.5-1 Khái niệm móng Cọc ván ống thép

(2) Chu trình thiết kế

Thiết kế cơ sở móng cọc ván ống thép được dựa trên chu trình sau



Hình 8.3.5-2 Quá trình thiết kế cơ sở móng Cọc ván ống thép

(3) Trình tự thi công

Quy trình biện pháp thi công móng Cọc ván ống thép và các điểm thi công tại từng giai đoạn được trình bày như sau.

1) Đặt cọc ván ống thép và đóng cọc

Khi đặt và đóng cọc ván ống thép, để tránh việc xoay và nghiêng của ống cọc, các khung định vị được đặt bên trong và bên ngoài vòng tròn giếng. Công tác đặt cọc và đóng cọc được thực hiện bởi máy đóng cọc trên tàu hoặc trên đà giáo ngoài hiện trường. Các cọc được đặt từng cái một bằng búa rung, tại các vị trí được xác định bằng thiết bị định vị.

2) Công tác nổi và đúc bản bê tông

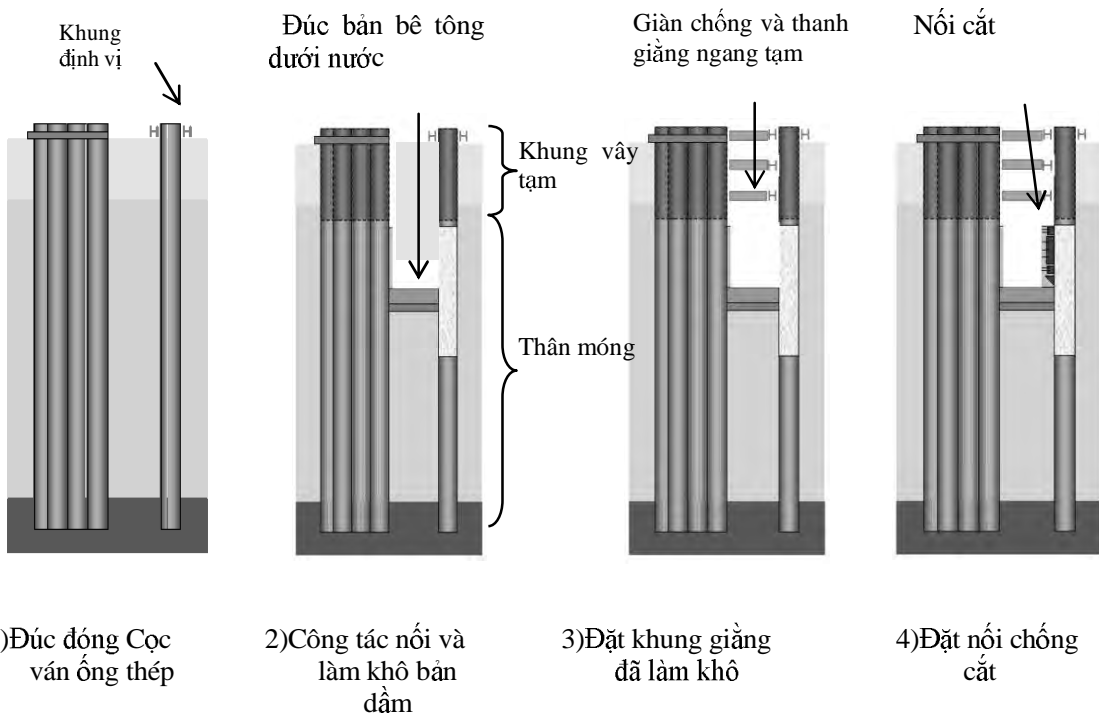
Khi hoàn thành xong việc đóng ống cọc tới độ sâu thiết kế, đất và cát được lấy ra hết và chèn vữa vào khe xuống tới bệ cọc. Tiếp đến là đổ vật liệu chống thấm vào phần nổi của khung vây tạm bằng các túi Nylon. Sau đó đào bên trong tới độ sâu qui định bằng gàu ngoạm và máy bơm nước. Khi hoàn thành xong công tác đào, mặt nền được làm phẳng bằng đá dăm và đúc bản bê tông dưới nước.

3) Đặt giàn chống và làm khô

Sau khi bảo dưỡng bản bê tông dưới nước, bắt đầu làm khô bên trong khung vây tạm. Mực nước được hạ thấp tới mức thấp hơn giàn chống và đặt thanh giằng ngang từng cái một.

4) Đặt phần nổi chống cắt

Để làm cho bệ cọc và tường bên trong của móng vây cọc ván thép thành một khối, sẽ hàn mỗi nổi chống cắt vào ống cọc.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

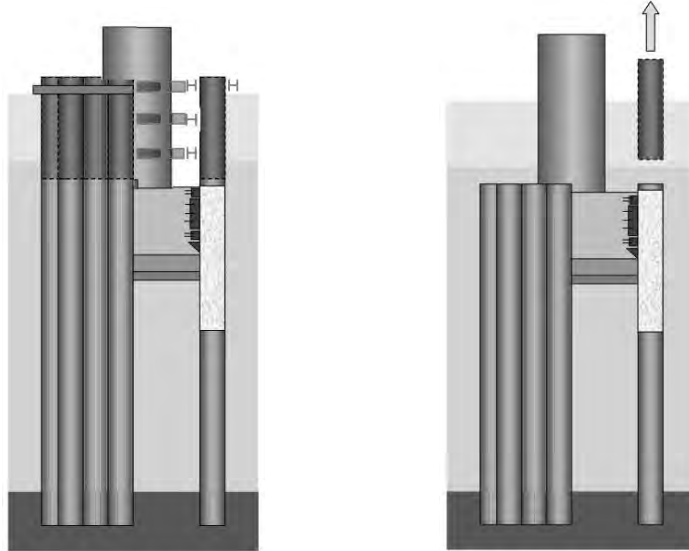
Hình 8.3.5-3 Quy trình biện pháp thi công móng Cọc ván ống thép (1)

5) Thi công bệ cọc và thân trụ

Bố trí trên cốt thép bệ cọc và đổ bê tông như dưới đây sau đó thi công thân trụ.

6) Tháo các giàn chống và thanh giằng ngang tạm và cắt ván cọc dưới nước

Trong khi đổ nước vào trong khung vây tạm, giàn chống và thanh giằng ngang được tháo ra từng cái một. Sau khi áp suất bên trong và bên ngoài được cân bằng, thì tiến hành cắt cọc ván ống thép dưới nước ở phần đầu của mũ cọc.



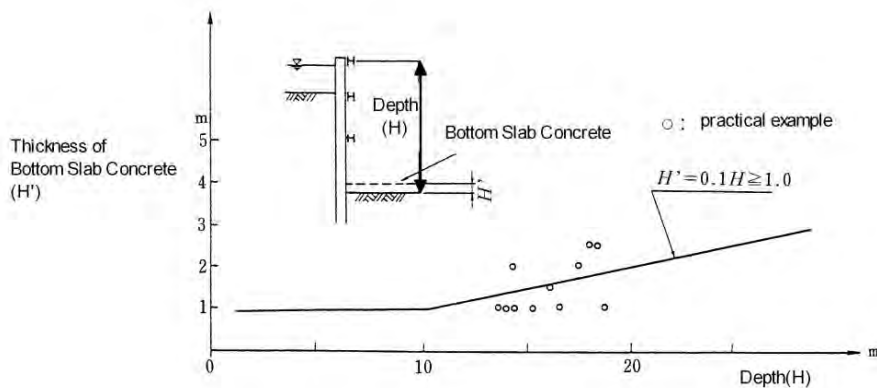
5) Thi công bệ cọc và thân trụ

6) Tháo thanh giằng và khung chống tạm và cắt ống thép dưới nước

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.5-4 Qui trình biện pháp thi công móng vây cọc ván ống thép (2)

Chiều dày bê tông Bản đáy được xác định theo hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu (tham khảo trong “SPSP Foundation”, Japanese Association for Steel Pipe Piles, 2002)

Hình 8.3.5-5 Qui trình biện pháp thi công móng vây cọc ván ống thép

8.3.5.3 Các xem xét thiết kế

(1) Nguyên tắc thiết kế

1) Các tiêu chuẩn thiết kế

Về cơ bản, các cầu và các kết cấu của dự án này sẽ được thiết kế theo tiêu chuẩn của Việt nam (22 TCN 272-05) và AASHTO-LRFD (Thiết kế các yếu tố Kháng và Tải trọng, Xuất bản lần 3 năm 2004). Tuy nhiên, thiết kế cọc ván ống thép không thích hợp theo các tiêu chuẩn này, do vậy việc thiết kế sẽ được xác định theo tiêu chuẩn Cầu và Đường của Nhật bản “Chỉ dẫn kỹ thuật cho Cầu và Đường – Phần IV (JHB-2002).

2) Điều kiện địa chất thiết kế

Số liệu khoan địa chất

Có tổng số 6 lỗ khoan, hai lỗ khoan cho móng cầu chính. Đất gồm có sét và bùn, các lớp trên cùng xấp xỉ 30 m là sét và có giá trị N-SPT thấp. Cao độ và tính đồng nhất địa chất của tầng chịu lực để thiết kế móng của cầu chính được quyết định bởi so sánh hai lỗ khoan mỗi móng, giá trị N-SPT nhỏ hơn và cao độ sâu hơn được áp dụng như sau:

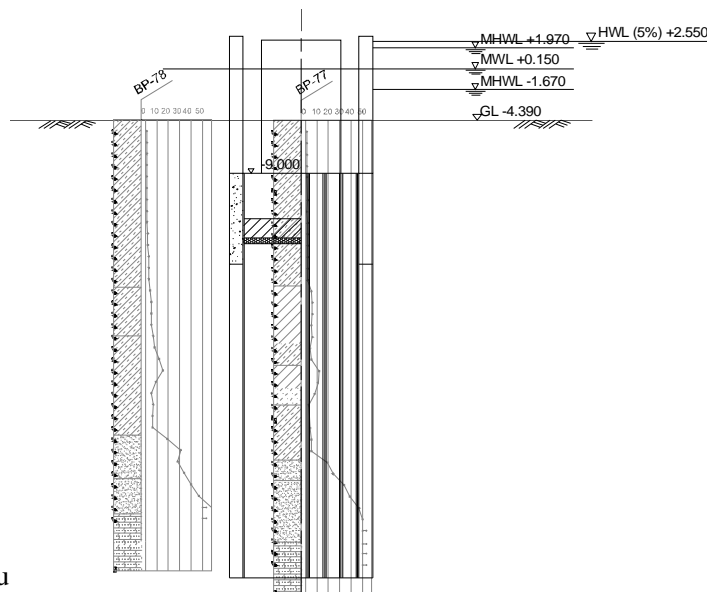
Bảng 8.3.5-4 Số lỗ khoan thiết kế được xác định

Trụ số	Khoan số	Vị trí khoan
P76	BP-77	Tim móng
P77	BP-80	14m từ tim móng
P78	BP-81	Tim móng

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Chảy nhão

Hiện tượng chảy nhão tiềm ẩn khi động đất không được bao gồm trong thiết kế móng cầu chính do không có mực nước nền cao hơn 10m dưới bề mặt nền và ở độ sâu nhỏ hơn 20 m dưới mặt nền.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.5-6 P76 Móng cầu với các lỗ khoan số BP- 77 & BP-78

3) Tổ hợp tải trọng và hệ số an toàn

Các trường hợp thiết kế và hệ số an toàn tương ứng cho sự ổn định và ứng suất cho phép đối với các cấu kiện trình bày trong bảng dưới đây.

Bảng 8.3.5-5 Hệ số an toàn cho khả năng chịu tải và ứng suất cho phép trong cọc thép

Tổ hợp tải trọng	Hệ số an toàn cho sự ổn định (<i>n</i>)	Tăng ứng suất cho phép
1. Điều kiện thông thường : (DC+DW)+EV+CR+SH+EL+LL+WA	3.0	1.00
2. Điều kiện nhiệt độ : (DC+DW)+EV+CR+SH+EL+LL+WA + TG+TU	3.0	1.15
3. Điều kiện gió: (DC+DW)+EV+CR+SH+EL+LL +WA +WS	2.0	1.25
4. Điều kiện địa chấn : (DC+DW)+EV+CR+SH+EL+WA' +EQ	2.0	1.50
5. Lực va xô tàu (DC+DW)+EV+CR+SH+EL+LL+WA' + CV	2.0	1.70

- DC = Tĩnh tải các bộ phận kết cấu và các bộ phận phi kết cấu kèm theo
- DW = Tĩnh tải lớp phủ bề mặt và phần phụ trợ
- EV = Áp lực đứng do tự trọng đất đắp
- CR = Từ biến
- SH = Co ngót
- EL = Các hiệu ứng lực bị hãm tích lũy do phương pháp thi công, bao gồm cả lực thứ cấp do căng kéo sau.
- LL = Hoạt tải xe
- TG = Gradient nhiệt
- TU = Nhiệt đồng đều
- WS = Tải trọng gió trên kết cấu
- EQ = Động đất, gồm hiệu ứng sự phân rã do động đất
- CV = Lực va xô tàu

Source: Article 4 of Prt IV, SHB-2002 & Article 4 of 22 TCN 272-05

4) Khả năng chịu lực theo phương đứng

Khả năng chịu lực theo chiều đứng (R_a) và hệ số an toàn (n , tham chiếu bảng 8.3.5-5) của móng Cọc ván ống thép được tính như sau:

$$R_a = \frac{1}{n} R_u$$

$$R_u = q_d \cdot A_1 + \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} \left\{ U_1 \sum L_i f_i + U_2 \sum L_j f_j \right\}$$

Trong đó

A_1 : phần hàn đầu cọc thép (m^2)

q_d :kháng đầu cọc trên đơn vị diện tích (kN/m^2)

$$\frac{q_d}{N} = 300 \quad \overline{N} = 40$$

n_1 : số lượng cọc thép trong tường ngoài

n_2 : số lượng cọc thép ở tường ngăn

U_1 : chiều dài chu vi ngoài của trụ tường ngoài và tường ngăn (m)

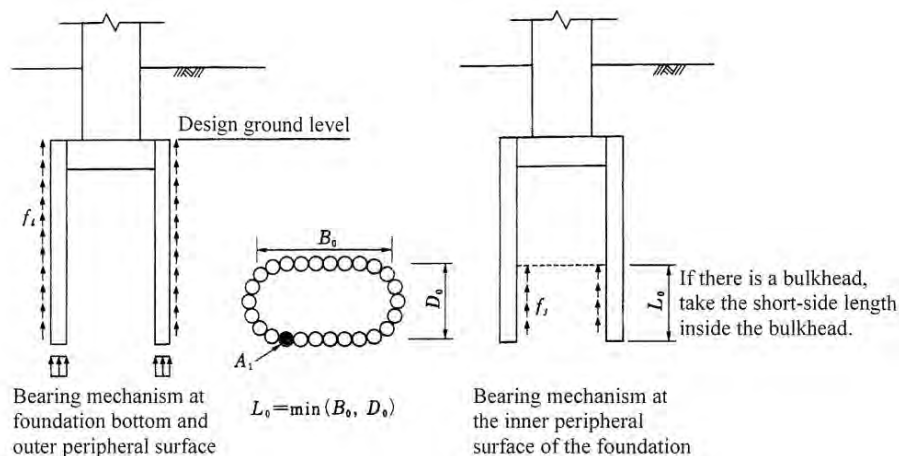
U_2 : chiều dài chu vi ngoài của trụ tường trong và tường ngăn (m)

L_i : chiều dài mỗi lớp có xét đến ma sát bên cho tường ngoài (m)

f_i : hệ số ma sát tối đa cho tường ngoài (kN/m^2)

L_j : chiều dài mỗi lớp có xét đến ma sát bên cho tường ngoài (m)

f_j : hệ số ma sát tối đa cho tường trong (kN/m^2)



Source: Article 13 of Prt IV, SHB-2002

Hình 8.3.5-7 Xét vùng có lực ma sát bề mặt tại bề mặt liên ngoài vi của phần giằng móng

5) Vật liệu

Cọc ván ống thép

Hai loại cọc thép trong Cọc ván ống thép Loại SKY400 và Loại SKY 490 dựa trên Tiêu chuẩn Nhật JIS 5530 hoặc tiêu chuẩn quốc tế tương đương sẽ được áp dụng. Đặc tính và cường độ là như sau.

Bảng 8.3.5-6 Các đặc tính và Giới hạn ứng suất của cọc thép cho Cọc ván ống thép

Loại	Cường độ chảy f_y (MPa)	Cường độ kéo f_u (MPa)	Mô đun đàn hồi (Mpa)
Loại SKY 400	235	400	200,000
Loại SKY 490	315	490	200,000

Source: JIS 5530

Chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính cho cọc thép

Áp dụng chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính cho cọc ống thép và Cọc ván ống thép căn cứ theo Báo cáo số PMU2/110422-1. Thiết kế chiều dày bảo vệ ăn mòn như sau:

Bảng 8.3.5-7 Thiết kế Chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính

	Cast against earth	Tiếp xúc trực tiếp với nước biển
Chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính	2mm	7mm

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(2) Mô hình thiết kế

1) Khái quát

Móng Cọc ván ống thép có phạm vi rất rộng β_{Le} , cho thấy phạm vi áp dụng phương pháp thiết kế, và nói chung thuộc kiểu móng đàn hồi cho chiều dày xác định. Từ β_{Le} , liên quan đến một số vấn đề như móng đàn hồi có giá trị nhỏ hơn 1, tuy nhiên, móng Cọc ván ống thép là kết cấu gồm Cọc ván ống thép nối với nhau bằng các ống có độ cứng thấp hơn độ cứng của thân ống thép và chèn vữa vào ống nối, và sự biến dạng trượt cắt dễ xảy ra trong đó. Do đó, không cần kiểm tra độ trượt tại đáy móng. Đó là, phải kiểm tra độ ổn định khả năng chịu lực theo chiều đứng và chuyển vị ngang.

Đề cương mô hình tính toán ổn định dùng để kiểm tra các điều kiện thông thường, điều kiện bảo vệ và địa chấn như trình bày trong Bảng 8.3.5-8.

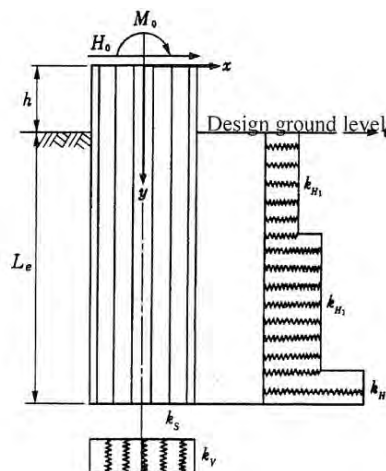
Bảng 8.3.5-8 Mô hình tính toán độ ổn định

		Kiểm tra các điều kiện thông thường, bão và điều kiện động đất cấp 1	
		$B \leq 30m, L/B > 1$ and $\beta L_e > 1$	$B > 30m, L/B \leq 1$ or $\beta L_e \leq 1$
Mô hình Thiết kế		Dầm có chiều dài hữu hạn trên nền đàn hồi (Mô hình dầm)	Phân tích theo dầm của giếng ảo có xét đến trượt cắt của mối nối. (Mô hình giếng)
Thân móng	Cọc ván ống thép	Tuyến tính	
	Sức kháng cắt của mối nối	Đánh giá theo hiệu quả kẹp và hệ số phân bố mô men	Song tuyến tính
Ground hesitance element	Sức kháng nền theo phương ngang tại mặt trước móng	Tuyến tính có xét đến phụ thuộc ứng suất	
	Sức kháng nền theo phương ngang tại mặt ngoài vi móng	Bao gồm trong kháng nền phía trước theo phương ngang	
	Sức kháng nền cắt theo phương đứng tại bề mặt ngoài vi trong và ngoài móng	Bao gồm trong khả năng chịu tải của Cọc ván ống thép	
	Sức kháng nền theo phương đứng tại mặt đáy móng	Tuyến tính	Tuyến tính
	Sức kháng nền cắt theo phương ngang tại mặt đáy móng	Tuyến tính	Tuyến tính

Nguồn: Mục 13 – Phần IV, SHB-2002

2) Mô hình dầm có chiều dài hữu hạn

Lực tiết diện, chuyển vị và phản lực nền đơn vị của móng Cọc ván ống thép kiểu giếng đạt được bằng cách liên quan đến móng Cọc ván ống thép như dầm có độ dài hữu hạn trên mô hình đàn hồi trong hình dưới đây.



Nguồn: Mục 13 of Part IV, SHB-2002

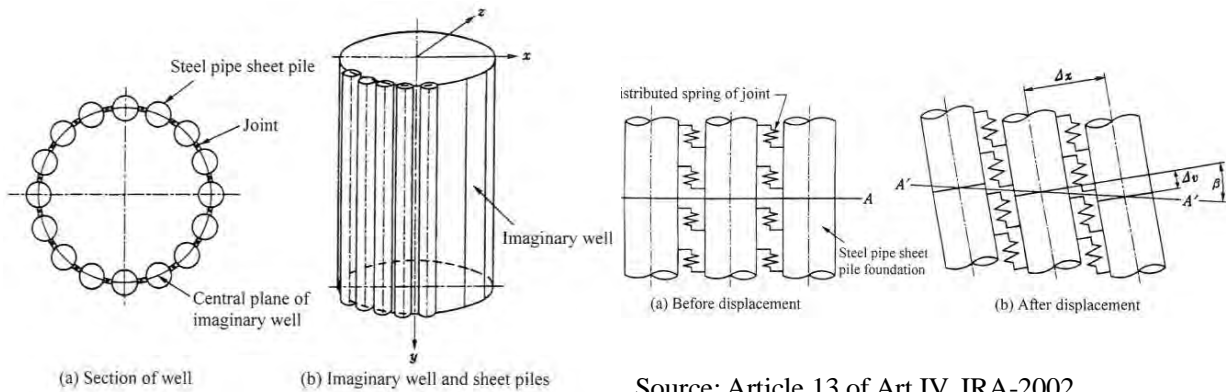
Hình 8.3.5-8 Mô hình tính toán Móng Cọc ván ống thép

3) Phương pháp giếng ảo

Phương pháp phân tích này được dựa trên lý thuyết về dầm có xét đến biến dạng cắt. Đó là giả thiết một giếng ảo bằng cố định các cọc ván thép tại trục tâm của chúng như trong hình 8.3.5-8. Giả thiết trục tâm của mỗi cọc ván ống thép được cố định mặt phẳng qua tâm của trụ tường giếng ảo, tạo giả thiết sau đây để đưa giếng vào một kích thước như trong lý thuyết của dầm.

- a) Giếng ảo sẽ theo đúng lý thuyết dầm để xem xét sự biến dạng cắt.
- b) Mỗi cọc ván ống thép riêng lẻ sẽ tuân theo lý thuyết dầm mà không tính đến biến dạng cắt

Giả sử theo định luật bảo toàn độ phẳng cho giếng ảo. Như trình bày trong Hình 8.3.5-9, định luật này khẳng định rằng mặt cắt AA trong giếng ảo theo phương ngang trước khi chuyển vị sẽ duy trì độ phẳng sau khi chuyển vị và dịch chuyển tới mặt cắt A'A'.



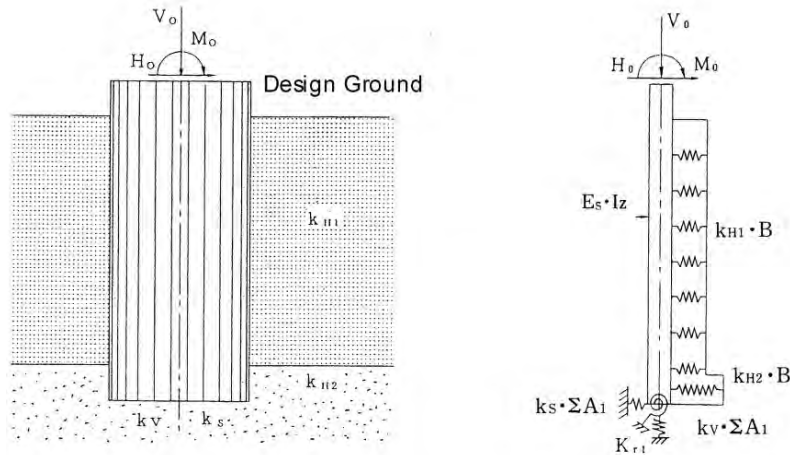
Source: Article 13 of Art IV, JRA-2002

Source: Article 13 of Art IV, JRA-2002

Figure 8.3.5-9 Chuyển vị trượt dọc của mỗi nối kèm theo biến dạng cắt β của giếng ảo

Hình 8.3.5-10 Móng Cọc ván ống thép

Các lực tiết diện, chuyển vị và phản lực nền đơn vị của móng Cọc ván ống thép kiểu giếng có thể đạt được bằng cách liên quan đến móng Cọc ván ống thép như phương pháp giếng ảo như trong mô hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu (refer from “SPSP Foundation”, Japanese Association for Steel Pipe Piles, 2002)

Hình 8.3.5-11 Mô hình tính toán giếng ảo

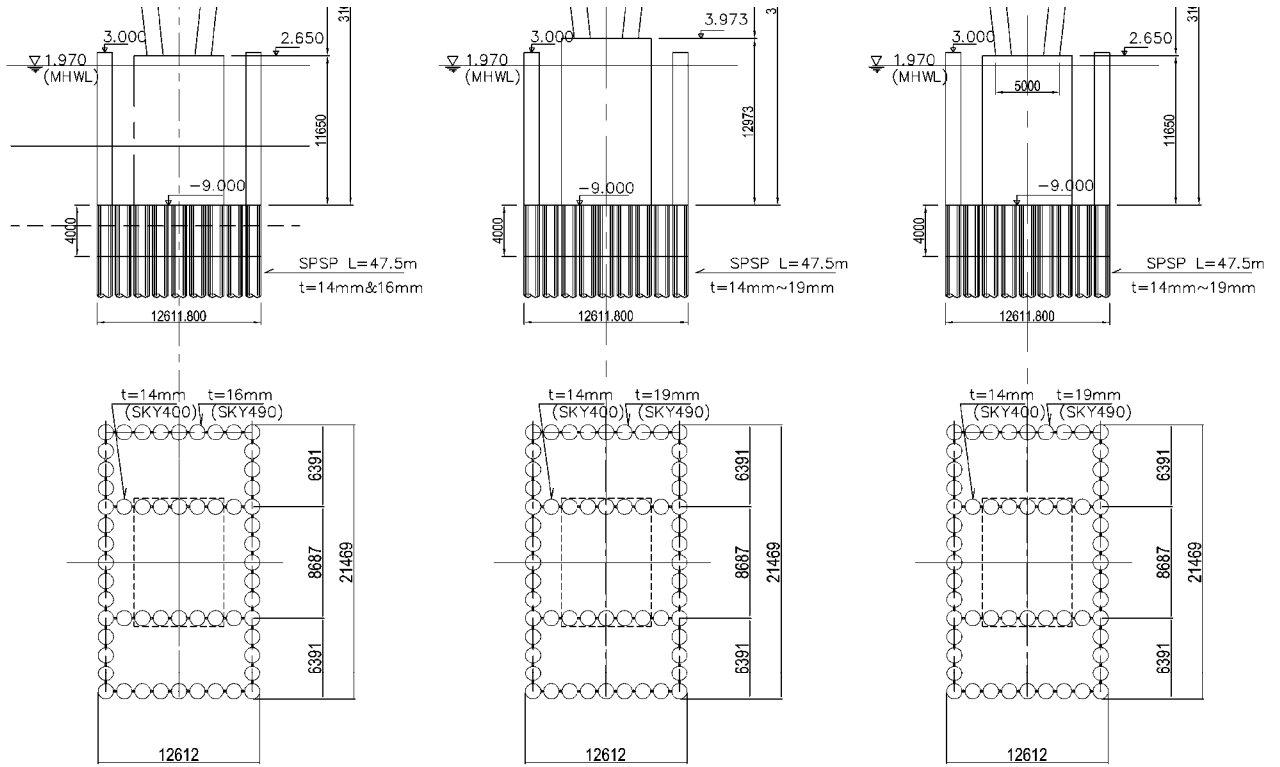
4) Xác định Mô hình thiết kế

Mô hình thiết kế móng Cọc ván ống thép của cầu chính được quyết định trong bảng 8.3.5-9 dưới đây.

Bảng 8.3.5-9 Xác định mô hình thiết kế

			D(m)	L(m)	L/D	$\beta(m^{-1})$	Le(m)	βLe	Mô hình thiết kế*	
P76	Bình thường	LL	21.469 <30m	35.50	1.6535 >1	0.0340	33.69	1.145 >1	Dầm	Dầm
		TT	12.782 <30m	35.50	2.7773 >1	0.0394	33.69	1.327 >1	Dầm	
	Địa chấn	LL	21.469 <30m	35.50	1.6535 >1	0.0328	36.81	1.207 >1	Dầm	Dầm
		TT	12.782 <30m	35.50	2.7773 >1	0.0378	36.81	1.391 >1	Dầm	
P77	Bình thường	LL	21.469 <30m	35.50	1.6535 >1	0.0345	30.19	1.042 >1	Dầm	Dầm
		TT	12.782 <30m	35.50	2.7773 >1	0.0429	30.19	1.295 >1	Dầm	
	Địa chấn	LL	21.469 <30m	35.50	1.6535 >1	0.0324	33.92	1.099 >1	Dầm	Dầm
		TT	12.782 <30m	35.50	2.7773 >1	0.0392	33.92	1.330 >1	Dầm	
P78	Bình thường	LL	21.469 <30m	35.50	1.6535 >1	0.0426	23.49	1.001 ≈ 1	Giếng	Giếng
		TT	12.782 <30m	35.50	2.7773 >1	0.0499	23.49	1.172 >1	Dầm	
	Địa chấn	LL	21.469 <30m	35.50	1.6535 >1	0.0354	29.09	1.030 >1	Dầm	Dầm
		TT	12.782 <30m	35.50	2.7773 >1	0.0443	29.09	1.289 >1	Dầm	

Note) Dầm : Dầm có độ dài hữu hạn trên nền đàn hồi (Mô hình dầm)
 Giếng : Dầm của giếng ảo để xét sự trượt cắt của mỗi nối (Mô hình giếng)



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

P77

P78

Hình 8.3.5-12 Hình dáng móng Cọc ván ống thép

(3) Mô hình lò xo đàn hồi để phân tích tổng thể

1) Hệ số phản lực đất theo phương ngang

$$k_H = \frac{1}{0.3} \alpha E_o \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

Trong đó

k_H : Hệ số phản lực đất theo phương ngang (kN/m³)

B_H : Bề rộng tải trọng được giảm vuông góc với hướng tải trọng (m)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

D: Bề rộng tải trọng vuông góc với hướng tải trọng (m)

De: Bề rộng ảnh hưởng vuông góc với hướng tải trọng

1/β: Độ sâu đất liên quan đến sức kháng phương ngang, và nhỏ hơn chiều dài móng (m)

β: Trị số đặc tính của móng (1/m)

E: Mô đun Young's của móng = 2.00E8 (kN/m²)

I: Mô men quán tính của móng (m⁴)

Le: Độ sâu chôn ảnh hưởng của móng (m)

$$k_{H1} = (1 + \alpha_H) \cdot k_H \cdot \left(\frac{y}{y_o} \right)^{-1/2}$$

Trong đó

k_{H1} : Cơ sở hệ số phản lực ngang có xét đến phụ thuộc ứng suất (kN/m³)

α_H : Hệ số gia tăng có xét đến sự góp phần từ phản lực cắt ngang
và sức kháng của đất trong giếng (=1.00)

y : Sự chuyển vị ngang của móng tại địa tầng thiết kế (m)

y_o : Cơ sở chuyển vị (m)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

P78

Stiffness of SPSP Foundation

- Stiffness

$E = 2.0E+08 \text{ k/m}^2$

$A = 3.8318 \text{ m}^2$

- Geometrical Moment of Inertia

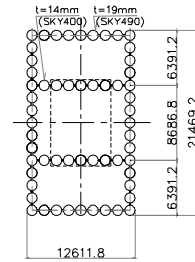
Longitudinal Direction = $149.088 \text{ (m}^4\text{)}$

$(t=14\&19)$

$B_{LL} = 12.611 \text{ m}$

Transverse Direction = $64.663 \text{ (m}^4\text{)}$

$B_{TT} = 21.469 \text{ m}$

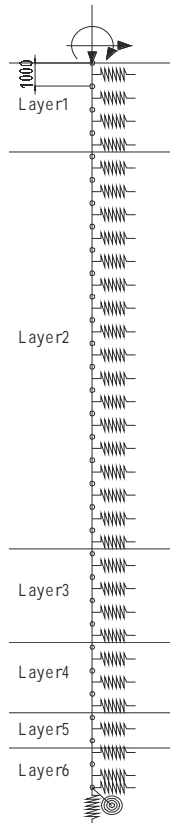


Horizontal Spring (BP-81)

Layer	Depth (m)	Normal				Seismic					
		Longitudinal Direction (LL)		Transverse Direction (TT)		Longitudinal Direction (LL)		Transverse Direction (TT)			
		kh1 (k/m ³)	Spring (k/m)	kh1 (k/m ³)	Spring (k/m)	kh1 (k/m ³)	Spring (k/m)	kh1 (k/m ³)	Spring (k/m)	Spring (k/m)	
overhaul	0					6.41					
1	2.35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
2	5.70	784	9,887	698	14,985	1.64	1,645	20,745	1,440	30,915	
3	3.80	2,351	29,648	2,095	44,978	3.80	4,934	62,223	4,320	92,746	
4	10.10	4,701	59,284	4,189	89,934	10.10	9,867	124,433	8,639	185,471	
5	3.10	23,506	296,434	20,947	449,711	3.10	49,337	622,189	43,197	927,396	
6	8.10	36,043	454,538	32,118	689,541	8.10	75,651	954,035	66,236	1,422,021	
7	2.35	39,177	494,061	34,911	749,504	2.35	82,229	1,036,990	71,995	907,929	
Total	35.50					35.50					

Pile Tip Spring

	Normal	Seismic	
Vertical Spring =	1.0823E+07 k/m	2.1646E+07 k/m	
Horizontal Spring =	3.2469E+06 k/m	6.4937E+06 k/m	
Rotational Spring =	5.3664E+08 k/m/rad	1.0733E+09 k/m/rad	(LL) (for Longitudinal Direction)
	2.3155E+08 k/m/rad	4.6311E+08 k/m/rad	(TT) (for Transverse Direction)



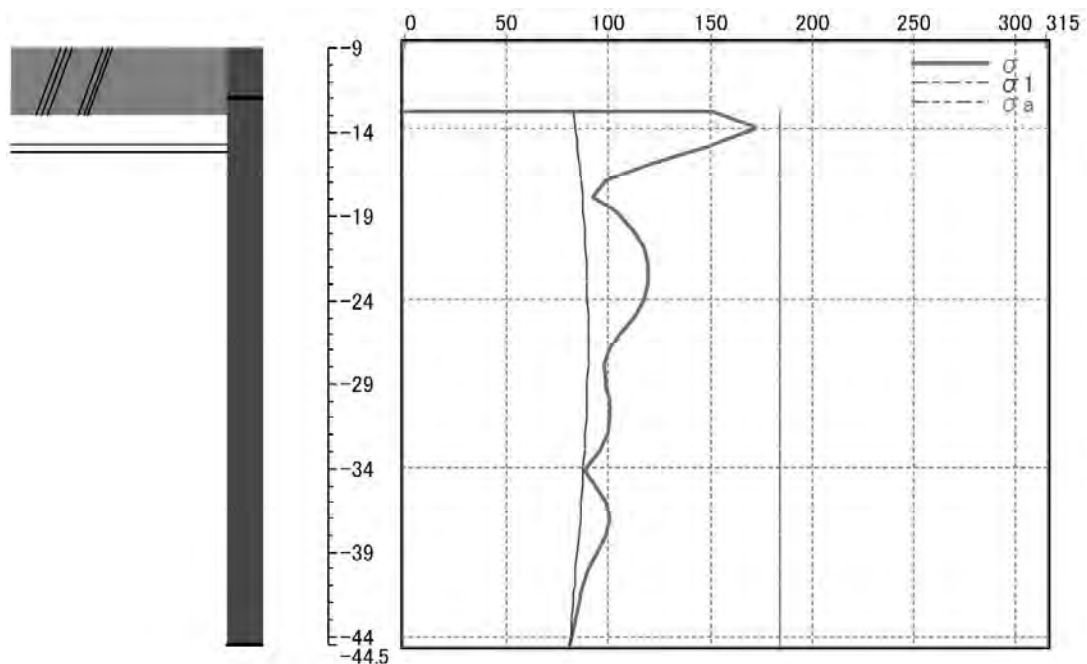
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(4) Ứng suất cọc

Trong móng cọc ván ống thép kiểu móng này cũng dùng cả cho vòng vây tạm, cọc ván ống thép được dùng làm tường vây trong suốt quá trình thi công. Do đó, tường vây cũng phải được đảm bảo an toàn chống các tải trọng tác động trong suốt quá trình công trình tạm tồn tại.

Khi đổ bê tông bản đỉnh với cọc ván ống thép trong trạng thái bị biến dạng, ứng suất dư (σ_1) do thi công và tồn tại sau khi thi công và ứng suất (σ_2) xảy ra do các lực ngoài thiết kế sau khi hoàn thành nên được bổ sung. Tổng cộng (σ) phải bằng với ứng suất cho phép (σ_a) hoặc nhỏ hơn.

Do ứng suất xảy ra tại cọc ván ống thép khi thoát nước chịu ảnh hưởng bởi trình tự thi công hạng mục công việc, cần phải khảo sát kỹ lưỡng trình tự công việc và thực hiện thiết kế theo hạng mục công việc đó.



Trong đó

- σ : ứng suất tổ hợp ($= \sigma_1 + \sigma_2$)
- σ_1 : ứng suất do tải trọng sau thi công.
- σ_2 : ứng suất dư trong quá trình thi công
- σ_a : ứng suất cho phép của cọc ván ống thép.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.3.5-13 ứng suất tổ hợp cho móng cọc ván ống thép

(5) Bản đĩnh

Bản đĩnh của một móng cọc ván ống thép về cơ bản có độ cứng lớn và được kết nối một cách chắc chắn vào cọc ván ống thép, nó có thể được tính toán như một cánh dầm với các phần đầu cuối cố định tại các mép ngoài bên dưới của phần thân. Tuy nhiên, đất trong giếng sẽ không chia phần tải trọng nào.

1) Phản lực cọc

Phản lực cọc đứng (R_i) của cọc ván ống thép được dùng cho thiết kế bản đĩnh phải được tính theo công thức sau:

$$R = \frac{V_0 \cdot A_{oi}}{\sum (n_i \cdot A_{oi})} + \frac{M_0 \cdot A_{oi}}{\sum (I_{Bi} \cdot A_{oi})} \cdot X_i$$

Trong đó,

R_i : phản lực cọc đứng của cọc ống ván thép và cọc đơn bên trong (kN/cọc)

V_0 : tĩnh tải đứng tác động lên bề mặt đáy của bản đĩnh (kN)

M_0 : mô men tác động lên mặt của bản đĩnh (kN.m)

n_1 : số cọc ván bao gồm ở phần ngoài thành giếng

n_2 : số cọc ván bao gồm trong cửa ngăn (bulkhead)

n_3 : số cọc đơn bên trong

A_{o1} : diện tích cắt ngang thực của cọc ván bao gồm ở phần ngoài thành giếng

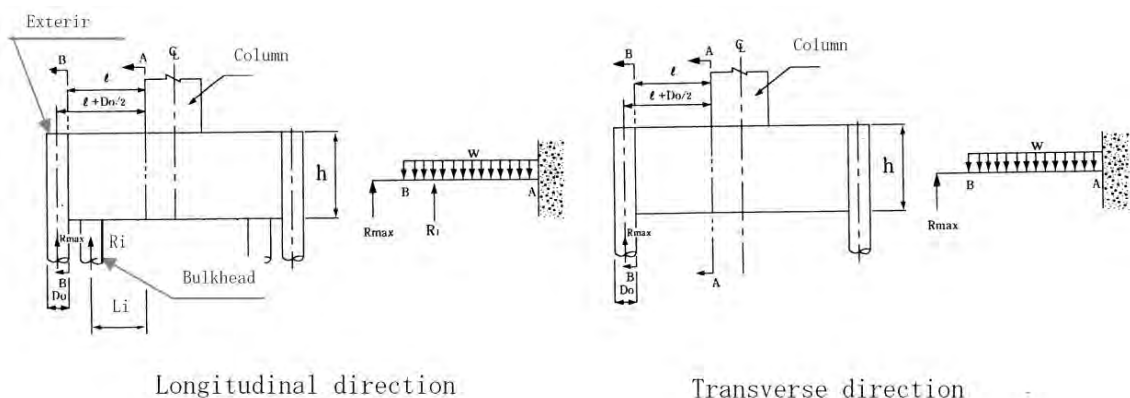
A_{o2} : diện tích cắt ngang thực của cọc ván bao gồm trong cửa ngăn (bulkhead)

A_{o3} : diện tích cắt ngang thực của cọc ván đơn bên trong

I_{Bi} : tổng hợp khoảng cách từ tâm của cọc ván ống thép và cọc đơn bên trong đến đường trung hòa của phần giếng (m^2)

2) Mô men uốn

Trong một phần của tấm bản đĩnh, kiểm tra ứng suất trên bề rộng đơn vị tại từng vị trí của cọc ống ván thép mà có thể tạo ra phản lực cọc đứng lớn nhất.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.3.5-14 Mô hình tính toán từng phần cho bản đĩnh

$$M_A = \frac{R_{max}}{D_o'} \cdot \left(L + \frac{D_o}{2} \right) + \sum \left(R_i \cdot \frac{L_i}{a_i} \right) - \frac{w \cdot L^2}{2} \quad (\text{kN.m/m})$$

$$M_A' = \frac{R_{min}}{D_o'} \cdot \left(L + \frac{D_o}{2} \right) + \sum \left(R_i \cdot \frac{L_i}{a_i} \right) - \frac{w \cdot L^2}{2} \quad (\text{kN.m/m})$$

trong đó, M_A, M_A' : mô-men uốn trên mét tại đáy cột của một mép cố định (kN.m/m)

R_{max} : phản lực dọc tối đa của cọc ngoài (kN/cọc)

R_{min} : phản lực dọc tối thiểu của cọc ngoài (kN/cọc)

R_i : phản lực dọc cọc ngăn (kN/cọc)

L : khoảng cách giữa đáy cột và bề mặt trong của cọc

L_i : khoảng cách từ mặt trên cột đến tâm của cọc ngăn (m)

w : trọng lượng không đổi của bản trên và tải trọng vượt quá (kN/m²)

D_o : đường kính ngoài của cọc ván và cọc trong (m)

D_o' : khoảng cách từ giữa các tâm cọc ngoài (m)

d : chiều cao hiệu dụng của bản đỉnh (m)

(6) Kết nối giữa bản đỉnh và cọc ống ván thép

Kết nối giữa tấm đỉnh và cọc ván ống thép cho biện pháp “Biện pháp gia cố bằng chốt - Reinforcement Stud Method” phải được tính toán như sau:

1) Mô men uốn thiết kế

$$M_e = R_p \cdot e$$

$$M_{Fix} = \sigma_{sa} \cdot Z_o$$

Trong đó, M_e : mô men do độ lệch tâm của phản lực (kN.m)

M_{Fix} : mô men ngàm (kN.m)

R_p : phản lực dọc của một cọc ván (kN)

e : độ lệch tâm (m)

σ_{sa} : ứng suất cho phép của cọc ván thép (kN/m²)

Z_o : mô đun tiết diện của thân cọc ván thép (m³)

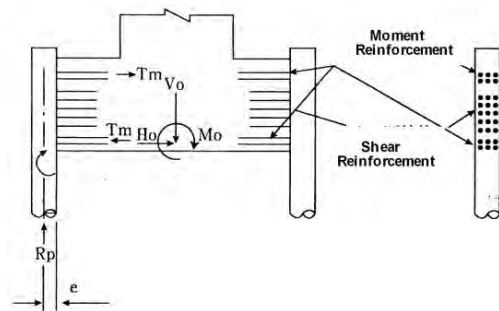
Sử dụng mức tối đa giữa M_e và M_{Fix} .

Thiết kế cốt thép chịu mô men

- Ứng suất kéo do mô men

$$T_l = \frac{M}{h}$$

$$\sigma_{s1} = \frac{T_l}{n_b \cdot A_b}$$



trong đó, T_l : lực căng của tác động trên cốt thép chịu mô men (N)

M : mô men thiết kế (N.mm)

h : khoảng cách từ tâm đến tâm của cốt thép chịu mô men (mm)

σ_{s1} : ứng suất kéo của cốt thép chịu mô men (N/mm²)

n_b : số lượng cốt thép chịu mô men (cọc/lớp)

A_b : diện tích tiết diện của cốt thép chịu mô men (mm²)

- Ứng suất kéo do lực ngang

$$T_2 = \frac{H_b}{n_1}$$

$$\sigma_{s2} = \frac{T_2}{2 \cdot n_b \cdot A_b}$$

trong đó, T_2 : tác động lực ngang lên cốt thép chịu mô men (N)

H_b : tác động lực ngang tại đáy của bản đỉnh (N)

n_1 : số lượng của cọc ván ngoài

σ_{s2} : ứng suất kéo của cốt thép chịu mô men (N/mm²)

- Ứng suất tổng hợp

$$\sigma_s = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq \sigma_{sa}$$

trong đó, σ_{sa} : ứng suất cho phép của cốt thép chịu mô men (N/mm²)

- Số cọc yêu cầu

$$n_{ba} \geq \frac{2 \cdot T_1 + T_2}{2 \cdot \sigma_{sa} \cdot A_b}$$

trong đó, n_{ba} : số lượng cần thiết của cốt thép chịu mô men (cọc/lớp)

2) Thiết kế gia cố cắt

- Ứng suất cắt

$$\tau_s = \frac{R_p}{n_s \cdot A_s} \leq \tau_{sa}$$

trong đó, τ_s : ứng suất cắt của cốt thép chịu cắt (N/mm²)

R_p : phân lực dọc của một cọc ván (N)

n_s : số lượng của cốt thép chịu cắt

A_s : diện tích mặt cắt của cốt thép chịu cắt (mm²)

τ_{sa} : ứng suất cho phép của cốt thép chịu cắt (N/mm²)

- Yêu cầu số lượng cọc

$$n_{sa} \geq \frac{R_p}{\tau_{sa} \cdot A_s}$$

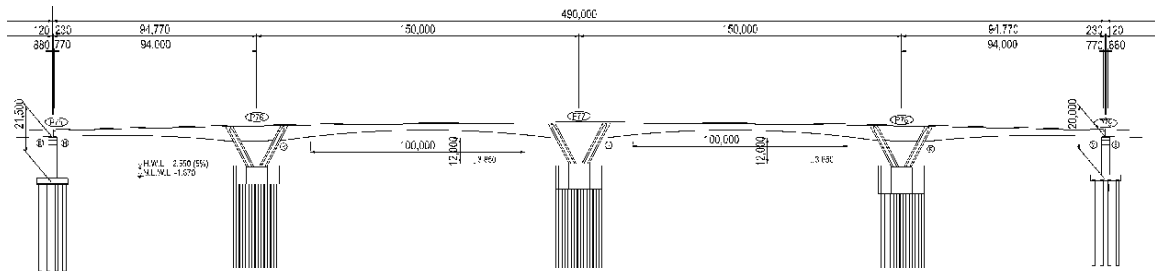
trong đó, n_{sa} : số lượng cần thiết của cốt thép chịu cắt (cọc)

8.3.6 Thiết kế chi tiết Cầu chính

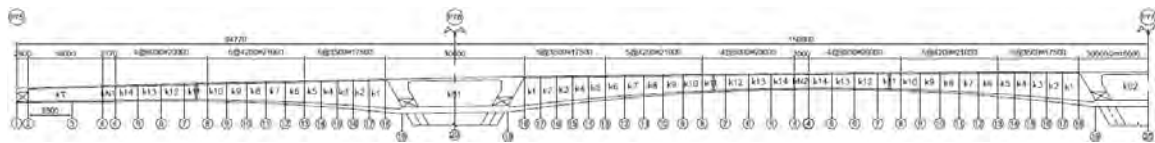
8.3.6.1 Điều kiện thiết kế

(1) Trắc dọc cầu

Trắc dọc Cầu chính được trình bày trong hình dưới đây.



(a) Trắc dọc tổng thể của Cầu chính



(b) Các đố và Các đoạn Kết cấu phần trên

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-1 Trắc dọc của Cầu chính

(2) Các điều kiện thiết kế Móng

Các điều kiện móng của Cầu chính được trình bày trong Phần 8.3.5.3.

(3) Điều kiện thiết kế Kết cấu phần trên và Kết cấu phần dưới

1) Hình học

Các điều kiện hình học của trụ được tóm tắt trong bảng dưới đây.

Bảng 8.3.6-1 Kích thước các cấu kiện của Kết cấu phần dưới

Các hạng mục		Kích thước (m)	Diện tích (m ²)	Quán tính -1 (m ⁴)	Quán tính -2 (m ⁴)
Tường chữ V	Đỉnh	3.0 x 5.0	141	28.9	10.0
	Đáy	3.0 x 7.0	211	98.0	14.6
Thân trụ thấp hơn		7.0 x 10.5	73.5	300	675

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Bảng 8.3.6-2 Kích thước Kết cấu của Kết cấu phần trên

Các hạng mục		Kích thước (m)	Note
Chiều cao dầm	Các đố đúc hẫng	Thay đổi từ 3.50 đến 7.50	
	Các đố ván khuôn	Thay đổi từ 3.20 đến 3.50	
Chiều rộng dầm	Bản trên	15.7	
	Bản dưới	Thay đổi từ 5.00 đến 7.475	
Chiều dày kết cấu	Bản sườn	Thay đổi từ 0.400 đến 0.600	
	Bản trên	Thay đổi từ 0.260 đến 0.550	
	Bản dưới	Thay đổi từ 0.260 đến 1.40	

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

2) Vật liệu

a) Bê tông

Bảng 8.3.6-3 Đặc tính bê tông

Hạng mục		Kết cấu phần trên	Kết cấu phần dưới
Cường độ nén tính toán f^c (Mpa)*		40	40
Cường độ nén khi căng kéo f_{ci} (Mpa)*		32,5	32,5
Trọng lượng riêng (kN/m ³)		24,5	24,5
Mô đun Young, E_c (Mpa)		33900	33900
Ứng suất cho phép (Mpa)			
Ứng suất nén	Trước mất mát	19,5	19,5
	Sau mất mát, Trạng thái giới hạn sử dụng	16	16
Ứng suất kéo	Trước mất mát	Chiều dọc: 1,42	2,85
		Chiều ngang: 2,85	
	Trạng thái giới hạn sử dụng	Chiều dọc: 1,58	3,16
		Chiều ngang: 3,16	

•Dựa trên mẫu trụ

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

b) Thép DUL

Bảng 8.3.6-4 Đặc tính của thép DUL

Hạng mục	ĐV	12S15.2	19S15.2L	1S28.6
Cường độ kéo f_{pu}	Mpa	1850	1850	1800
Cường độ chảy f_{py}	Mpa	1600	1600	1500
Mô đun đàn hồi E_p	Mpa	195000	195000	195000
Cường độ kéo cho phép	Mpa	1295	1295	1260

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

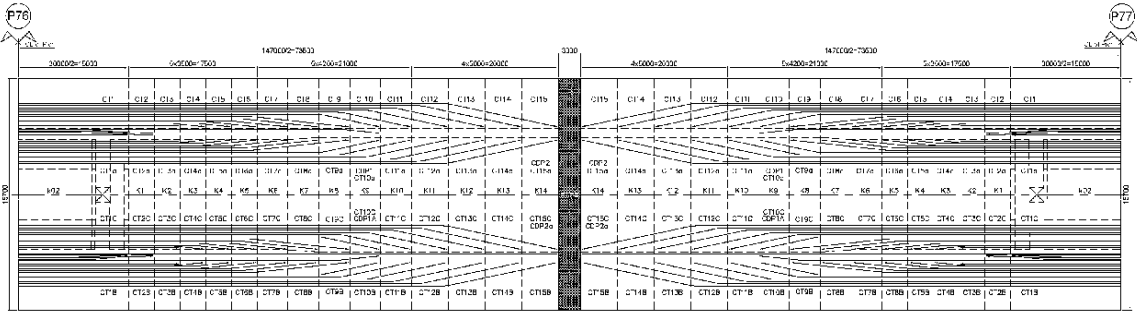
Bảng 8.3.6-5 Đặc tính cốt thép

Hạng mục	ĐV	SD345	Ghi chú
Cường độ kéo f_{pu}	Mpa	490	
Cường độ chảy f_{py}	Mpa	345	
Mô đun đàn hồi E_p	Mpa	200000	

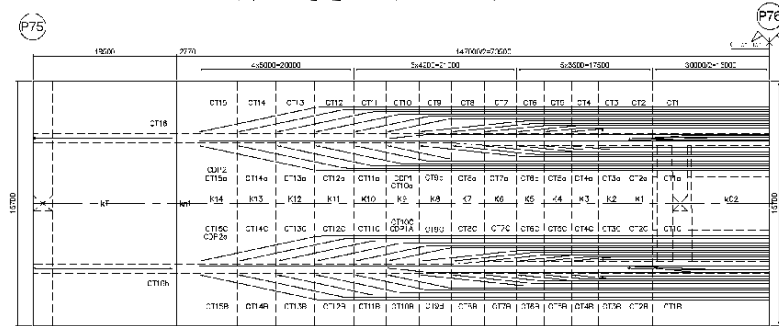
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

3) Bố trí bố cáp DUL

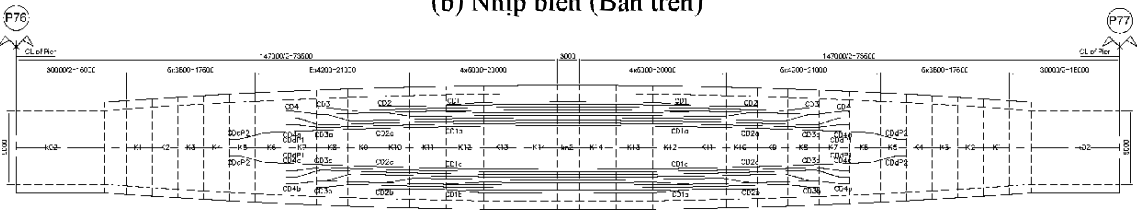
Bố trí bố cáp DUL như trong hình dưới đây.



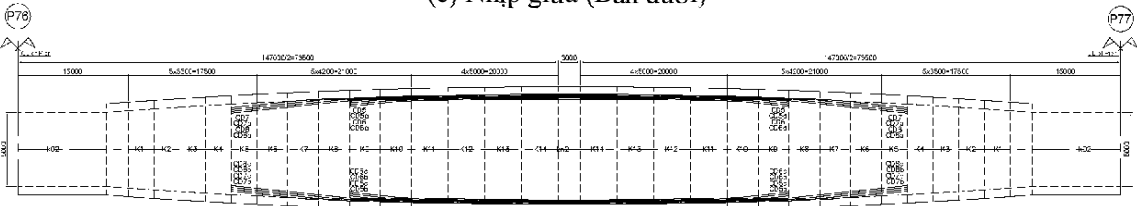
(a) Nhịp giữa (Bản trên)



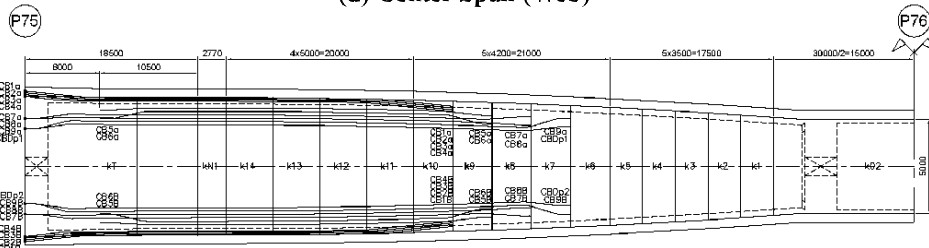
(b) Nhịp biên (Bản trên)



(c) Nhịp giữa (Bản dưới)



(d) Center Span (Web)



(e) Nhịp biên (Bản dưới và bản sườn)

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-2 Bố trí bố cáp DUL

8.3.6.2 Thiết kế kết cấu phần trên theo phương dọc

(1) Mô hình phân tích

Các điều kiện của Mô hình phân tích như sau:

- Mô hình gồm các cấu kiện kết cấu phần trên và phần dưới và móng.
- Các cấu kiện kết cấu được làm mô hình đưa vào các yếu tố khung tại các vị trí trọng tâm.
- Các vùng cứng được coi là chỗ kết nối giữa dầm và tường hình chữ V, tường hình chữ V và thân trụ thấp hơn
- Các móng được mô hình như trong Phần 8.3.5.2
- Cả hai đầu của nhịp biên được cố định theo chiều thẳng đứng, có thể di chuyển theo chiều dọc, và được cố định theo chiều ngang như trình bày trong Phần 8.3.5.2.

Mô hình kết cấu để phân tích được trình bày trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-3 Mô hình phân tích kết cấu

(2) Các điều kiện tải trọng

Các điều kiện tải trọng cho Trạng thái giới hạn được dựa trên nội dung Chương 3 trong Chỉ dẫn kỹ thuật cho Thiết kế Cầu 22TCN272-05, được tổng hợp trong Phần 12.2 và Phụ lục -2.

Các điều kiện tải trọng trong thời gian thi công được dựa trên nội dung Phần 5.14.2.3 trong Chỉ dẫn kỹ thuật cho Thiết kế Cầu, 22TCN272-05.

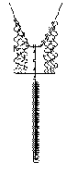
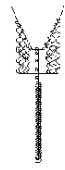
Trọng lượng và năng lực của xe đúc được giả thiết là 1,000 kN và 4,000 kN·m.

(3) Mô phỏng quá trình thi công

Quá trình thi công cầu được mô phỏng bằng việc phân tích như trình bày trong bảng trang bên.

Xem xét đo bổ sung, tạo áp lực bằng lực kích chỉ xảy ra trước khi đổ cốt hợp long như trình bày trong Phần 8.3.4. Lực kích được áp dụng trong phân tích cuối cùng là 2,000kN.

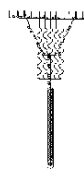
Mô hình phân tích tương ứng các bước thi công được trình bày trong các hình sau.



(a) Bước thi công trụ



(b) Bước thi công đốt K0



(c) Bước thi công đốt K1



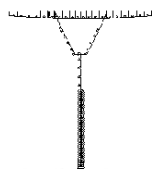
(d) Bước thi công đốt K2



(e) Bước thi công đốt K3



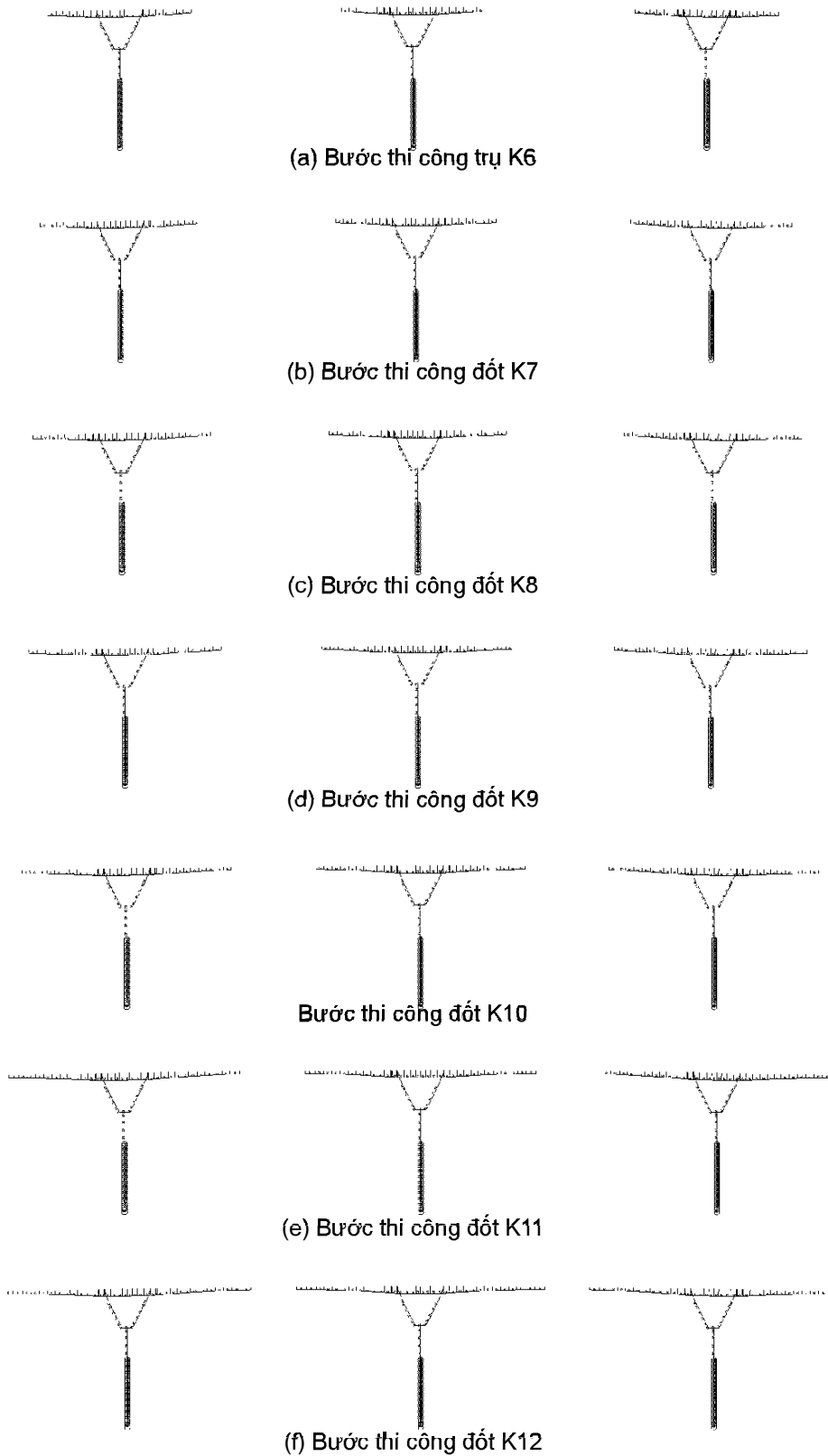
(f) Bước thi công đốt K4



(g) Bước thi công đốt K5

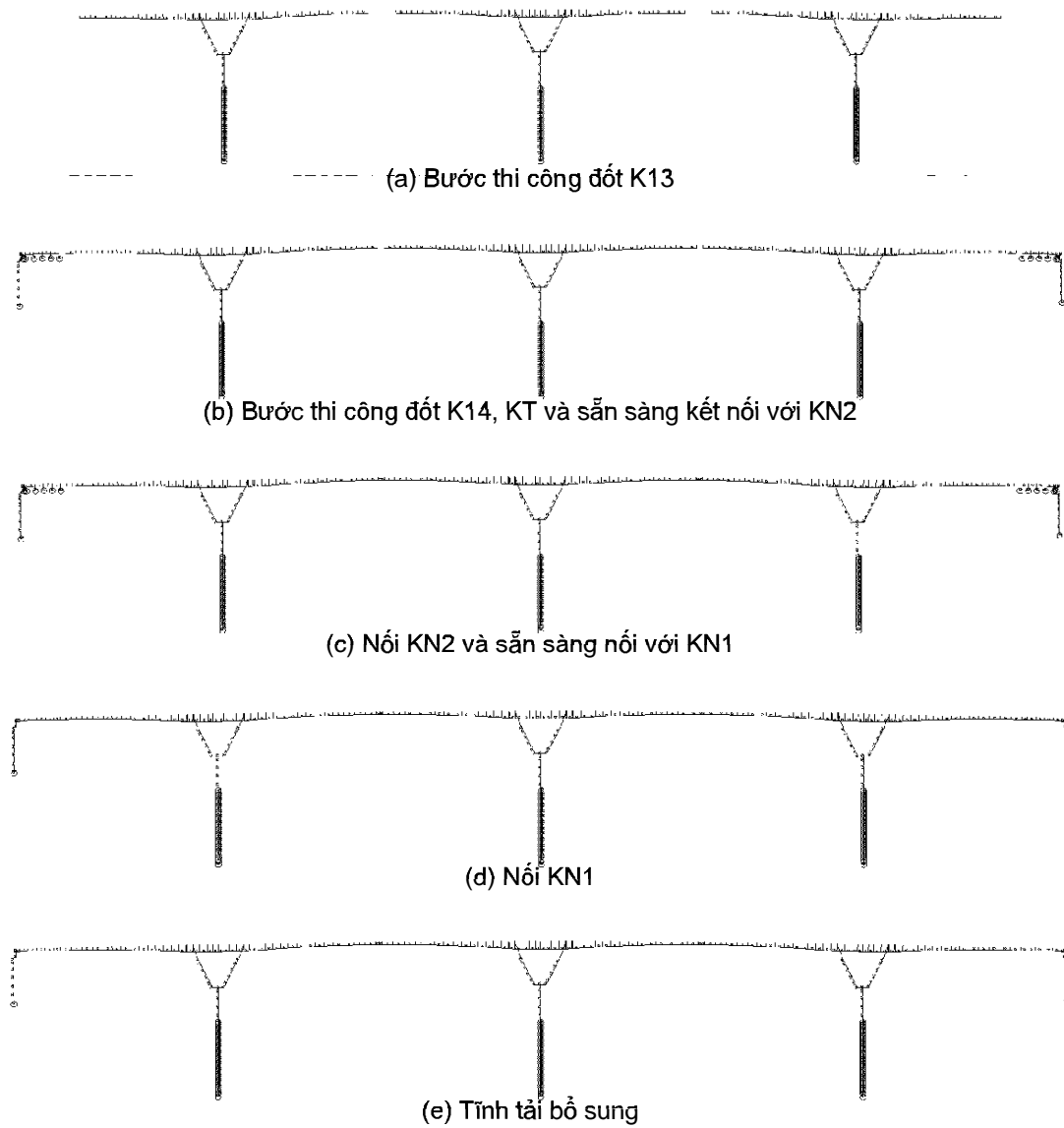
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-4 Mô hình tương ứng với Quá trình thi công (1)



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-5 Các mô hình tương ứng với Quá trình thi công (2)

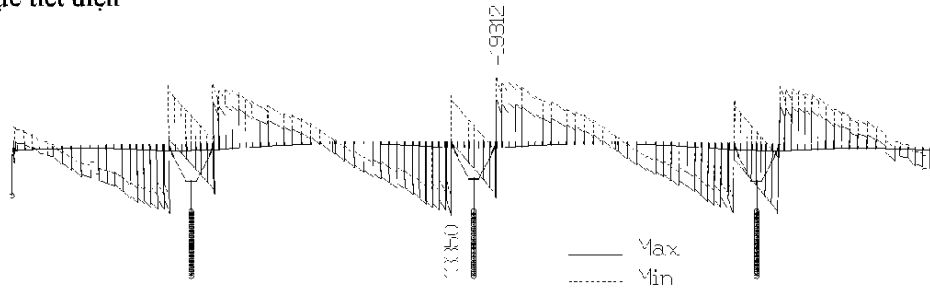


Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

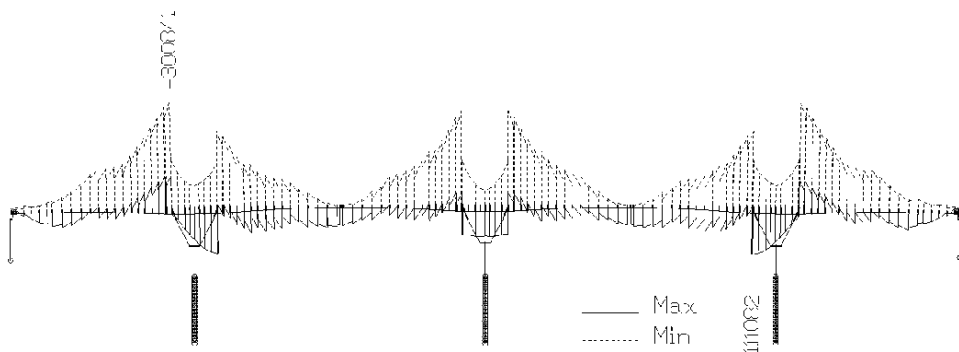
Hình 8.3.6-6 Các mô hình tương ứng Quá trình thi công (3)

(4) Kết quả phân tích

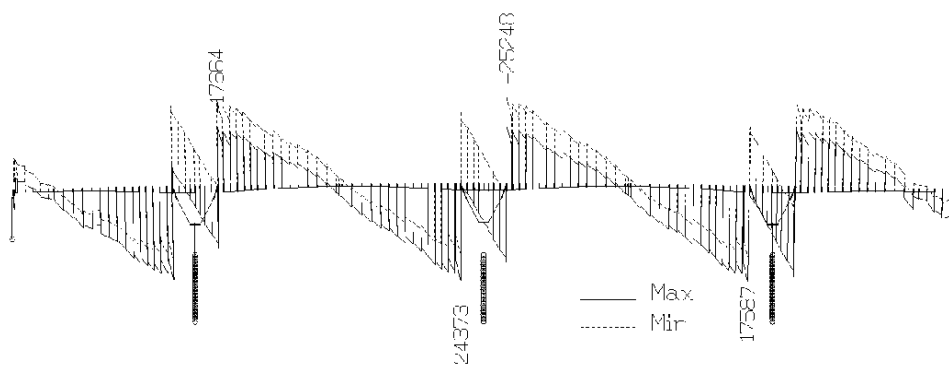
1) Lực tiết diện



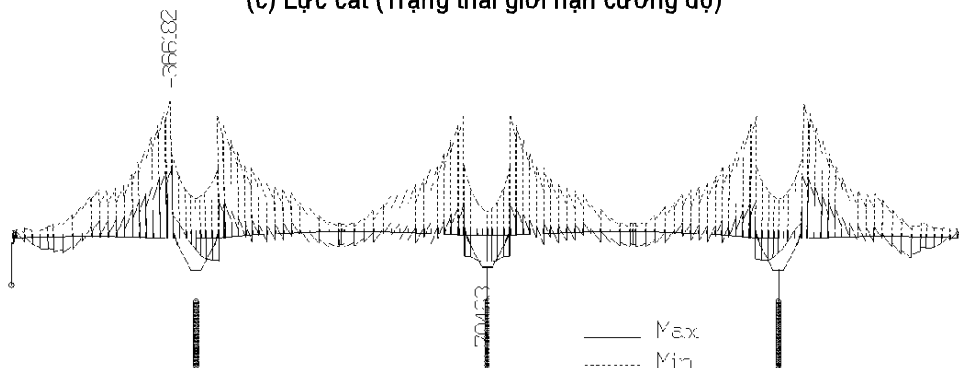
(a) Lực cắt (Trạng thái giới hạn sử dụng)



(b) Mô men uốn (Tải trọng giới hạn phục vụ)



(c) Lực cắt (Trạng thái giới hạn cường độ)

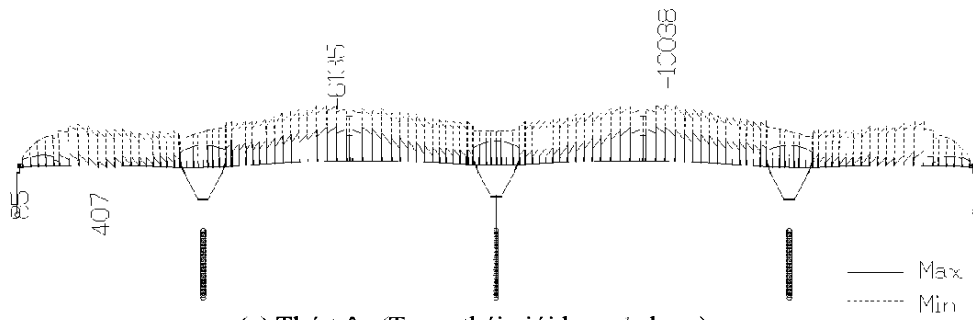


(d) Mô men uốn (Trạng thái giới hạn cường độ)

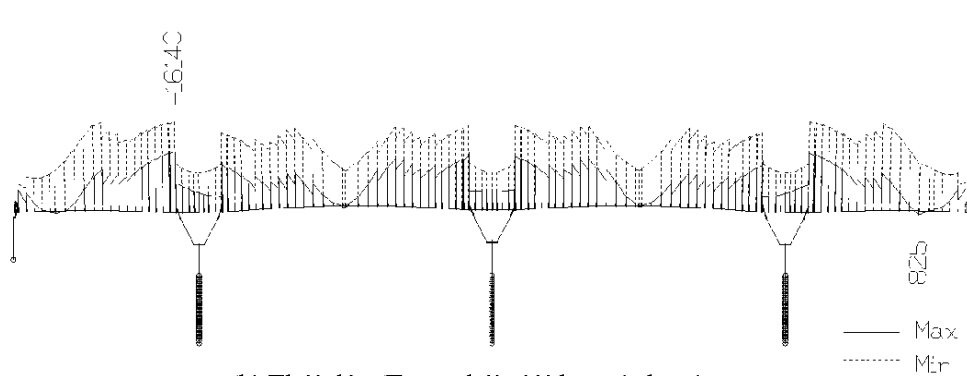
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-7 Lực tiết diện

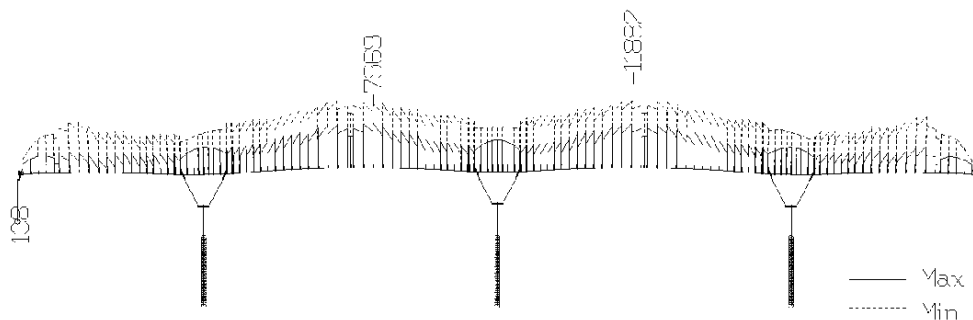
2) Ứng suất thớ



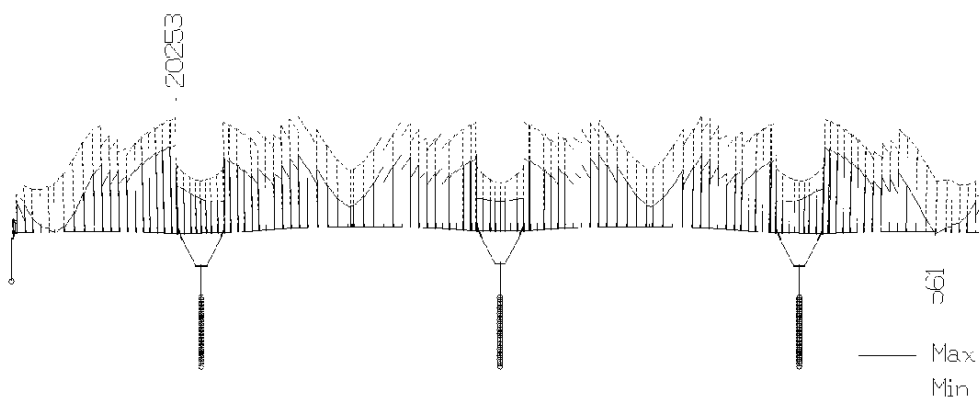
(a) Thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)



(b) Thớ đáy (Trạng thái giới hạn sử dụng)



(c) Thớ trên (Trạng thái Giới hạn Cường độ)



(d) Thớ dưới (Trạng thái Giới hạn Cường độ)

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-8 Ứng suất thớ

(5) Cốt thép

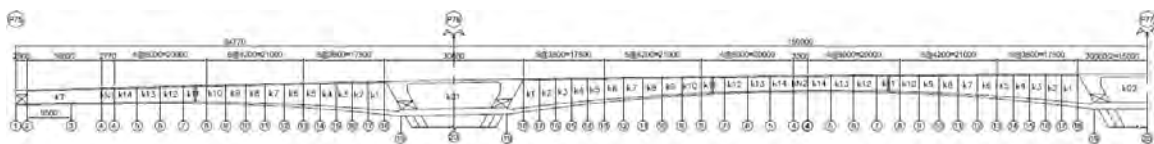
1) Cốt thép cho Mô men uốn theo phương dọc

Sức kháng uốn danh định của dầm theo công thức 5.7.3.2.2-1 của Chỉ dẫn kỹ thuật cho Thiết kế Cầu 22TCN272-05 với cốt thép ít nhất luôn lớn hơn 1.33 lần mô men chỉ tiêu được yêu cầu theo tổ hợp tải trọng cường độ được áp dụng qui định trong Phần 8.1.3. Do đó, cốt thép tối thiểu, xấp xỉ 0.3% tổng diện tích theo công thức 5.7.3.3.2-1 - 22TCN272-05, được áp dụng cho dầm chủ.

2) Cốt thép cho Lực cắt theo phương dọc

Lượng cốt thép yêu cầu được tổng hợp trong bảng dưới đây

Bảng 8.3.6-7 Cốt thép yêu cầu cho Lực cắt theo phương dọc



Đoạn	Lực cắt hệ số Vu min (kN)	Lực cắt hệ số Vu max (kN)	Phần lực căng kéo ứng suất Vp (kN)	Sức kháng cắt danh định của bê tông Vc (kN)	Sức kháng cắt yêu cầu do cốt thép Vs (kN)	Diện tích yêu cầu của cốt thép As (cm ²)*
S1	-7170	-12541	2469	2797	8669	12.6
S2	-5671	-10600	1695	2871	7213	11.1
S3	1213	-2663	-368	2583	744	1.8
S4	2767	-1265	-1126	2425	0	1.8
S5	5136	1091	-989	2350	2368	3.4
S6	7358	3180	-1228	2645	4303	4.6
S7	9621	5168	-1211	3231	6247	4.5
S8	11935	7096	-2904	3531	6826	5.0
S9	14050	8808	-2666	3678	9266	8.3
S10	16193	10523	-3638	3821	10534	8.9
S11	18390	12270	-4954	4035	11445	9.3
S12	21028	14444	-5217	5954	12193	9.7
S13	23439	16440	-5853	6317	13873	10.7
S14	25512	18168	-6983	6736	14628	10.5
S15	27652	19977	-7873	7164	15688	10.4
S16	29859	21867	-9177	7589	16411	10.1
S17	32133	23841	-11979	8046	15679	8.9
S18	34479	25933	-14151	8537	15622	7.3
S21	34798	26196	-13729	8606	16330	7.8

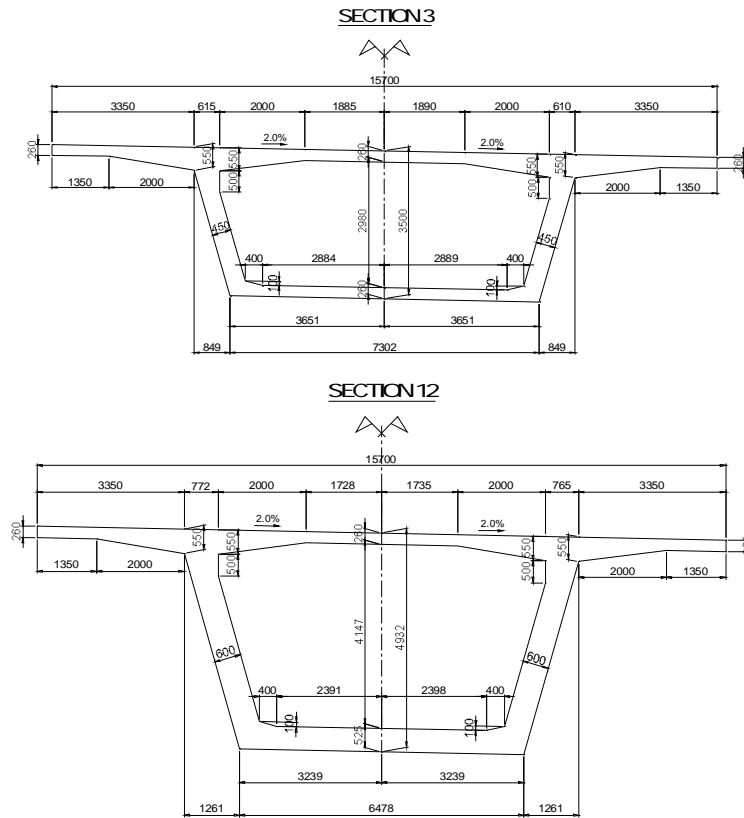
* Khoảng cách giữa các đai : 0.15m, số lượng đai trên một tiết diện: 4

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.3.6.3 Thiết kế Kết cấu phần trên theo phương ngang

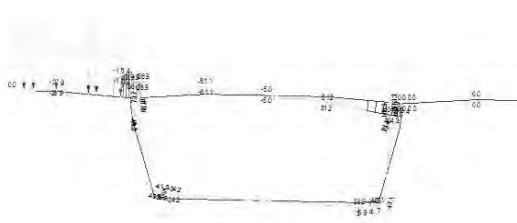
(1) Các đoạn phân tích

Tính toán thiết kế được thực hiện cho hai đoạn có điều kiện bất lợi, Đoạn 3 với bản sườn 450mm tại tâm nhịp và Đoạn 12 với 600mm, như trình bày trong hình dưới đây.

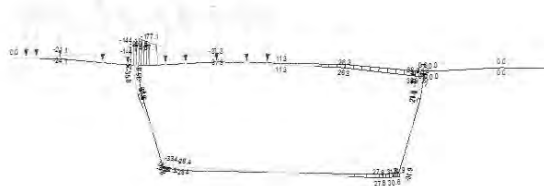
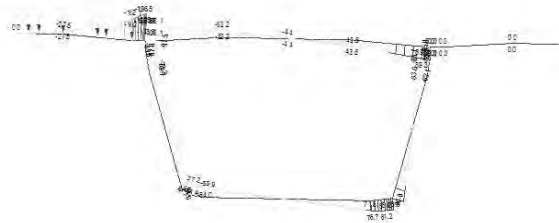


Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

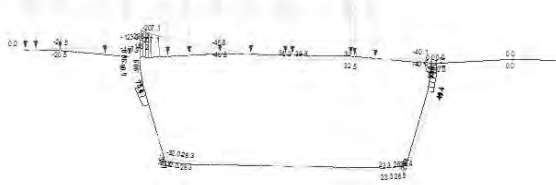
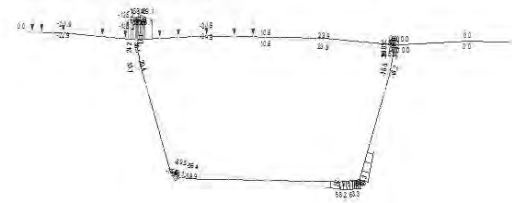
Hình 8.3.6-9 Các đoạn phân tích theo phương ngang



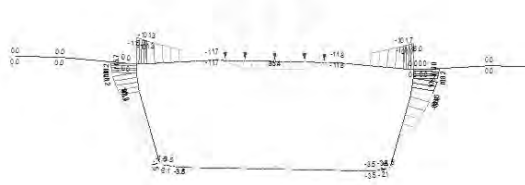
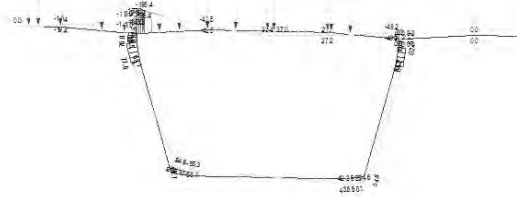
(a) Một làn bên trái (LL1L)



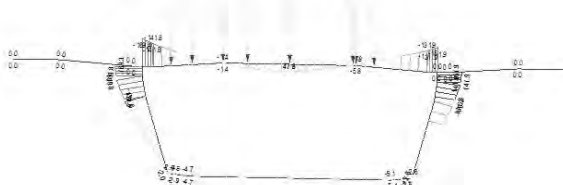
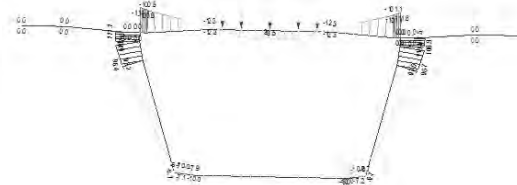
(b) Hai làn bên trái (LL2L)



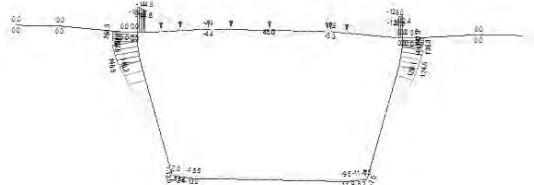
(c) Ba làn bên trái (LL3L)



(d) Một làn ở giữa (LL1C)



(e) Hai làn ở giữa (LL2C)



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

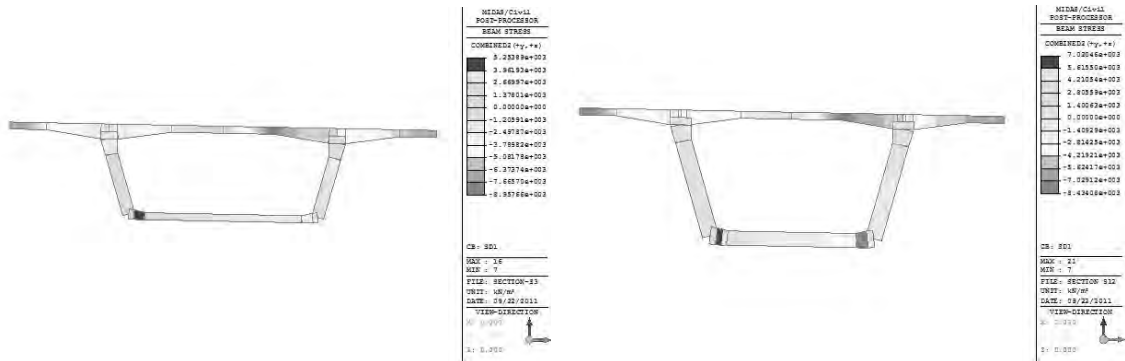
(Trái: Đoạn 3, Phải : Đoạn 12)

Hình 8.3.6-11 Xe thiết kế và tải trọng làn cho phân tích theo phương ngang

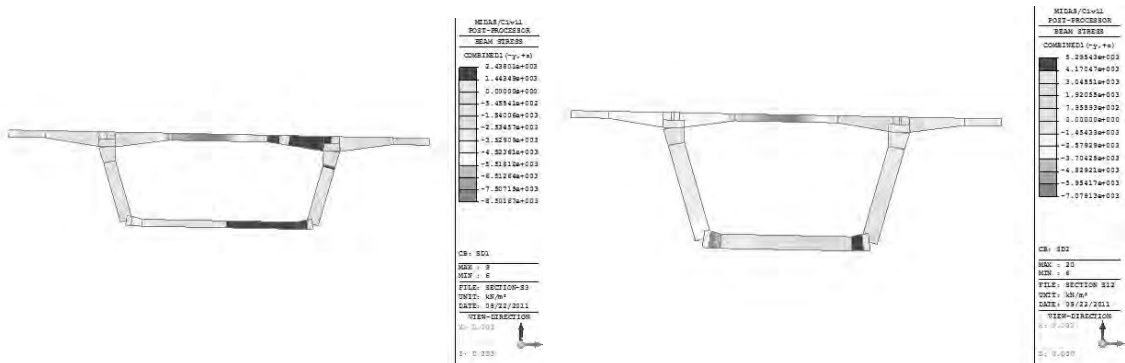
(4) Kết quả Phân tích

1) Trạng thái giới hạn sử dụng

Toàn bộ ứng suất tổng hợp trong bản trên trong Trạng thái giới hạn sử dụng nhỏ hơn ứng suất giới hạn của dự ứng lực toàn bộ, 3.2 MPa. Hình sau đây cho biết các kết quả của ứng suất thớ trong một tổ hợp bất lợi trong Giới hạn phục vụ.



(a) Thớ trên



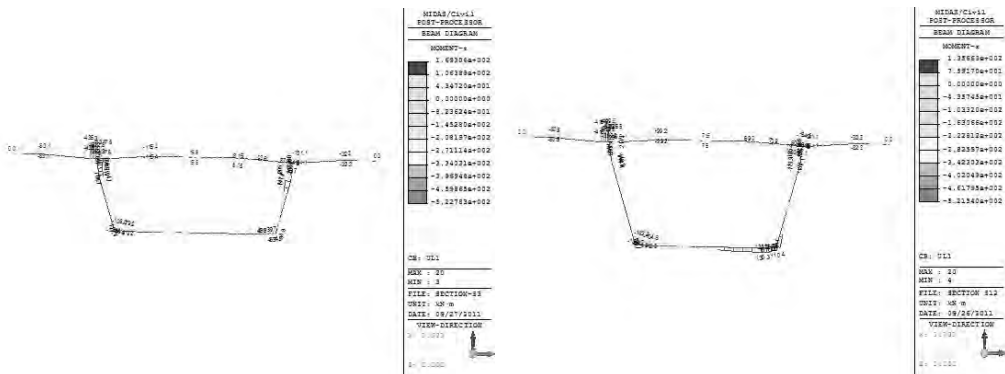
(b) Thớ dưới

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(Trái: Đoạn 3, Phải: Đoạn 12)

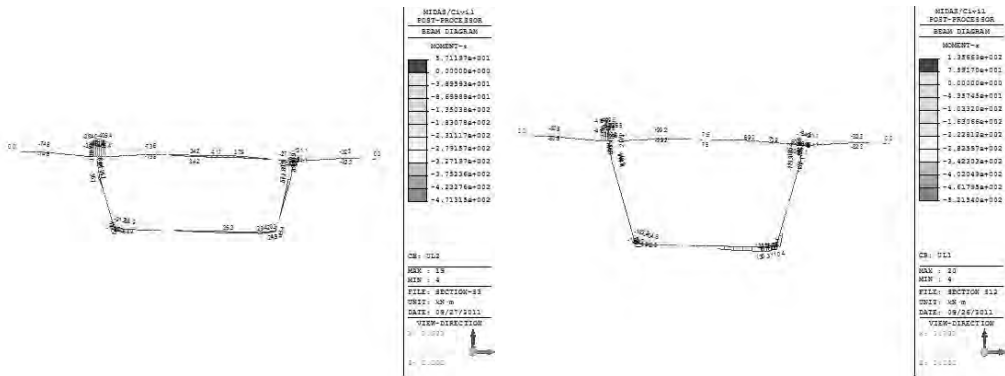
Hình 8.3.6-12 Ứng suất trong Trạng thái giới hạn sử dụng (LL1L)

2) Giới hạn Cường độ

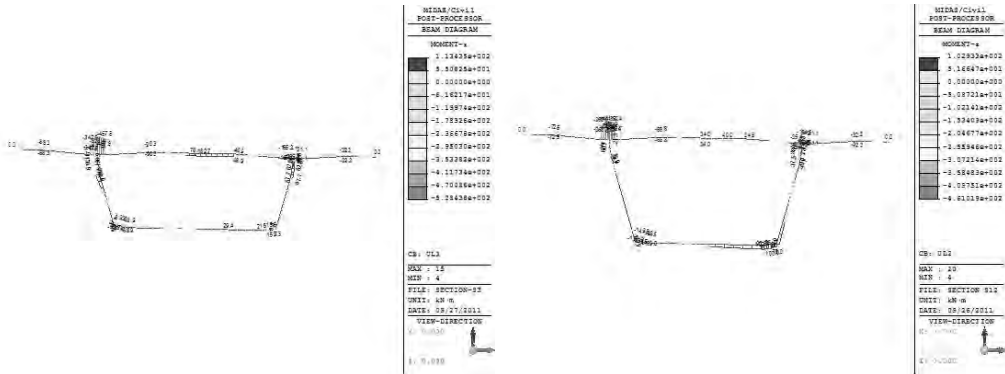


(a) 1.25DC+1.5DW+1.75LL1L

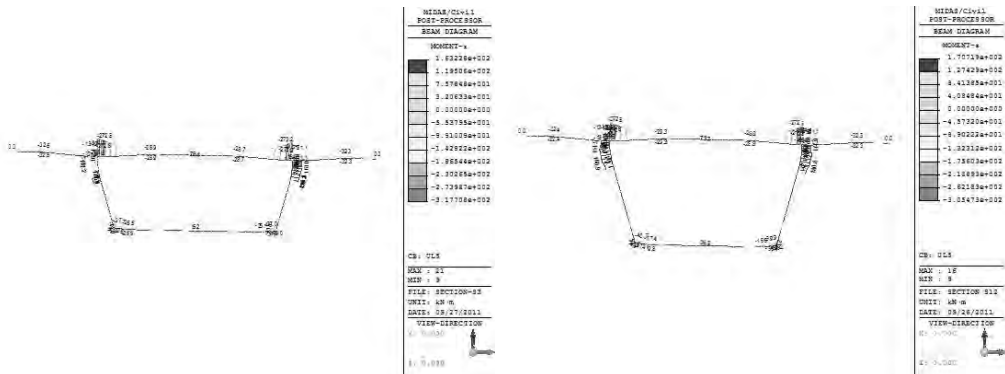
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG



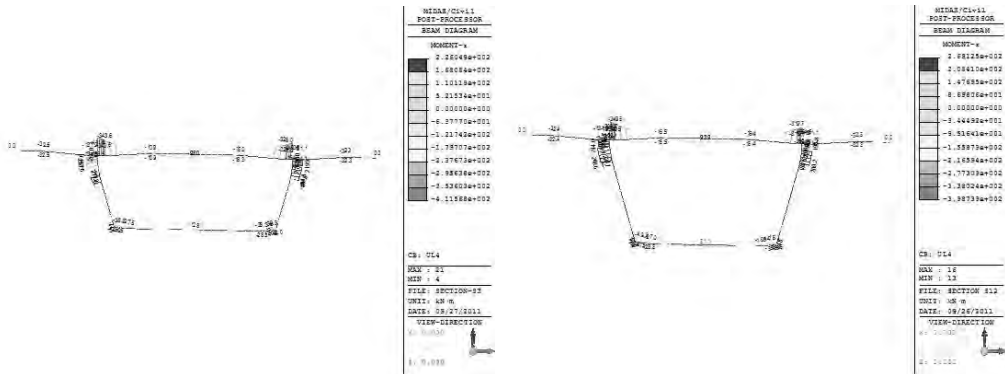
(b) 1.25DC+1.5DW+1.75LL2L



(c) 1.25DC+1.5DW+1.75LL3L



(d) 1.25DC+1.5DW+1.75LL1C



(e) 1.25DC+1.5DW+1.75LL2C

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(Trái: Đoạn 3, Phải: Đoạn 12)

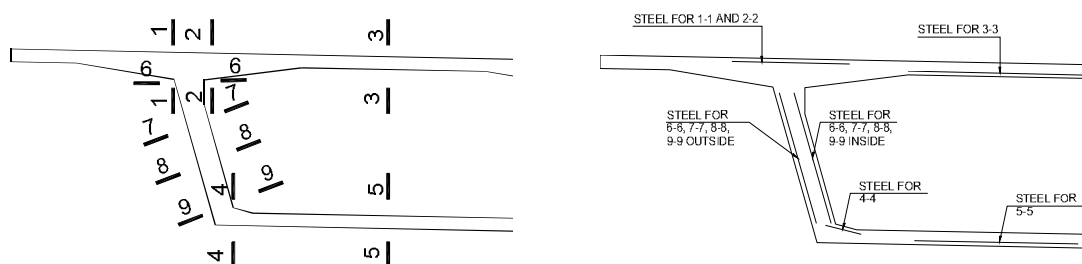
Hình 8.3.6-13 Sơ đồ mô men uốn trong Trạng thái giới hạn cường độ

(5) Cốt thép

1) Cốt thép cho Mô men uốn theo phương ngang

Khối lượng cốt thép yêu cầu được tổng hợp trong bảng dưới đây.

Bảng 8.3.6-8 Cốt thép yêu cầu theo phương ngang



Vị trí	Khối lượng cốt thép yêu cầu		Khối lượng cốt thép được áp dụng	
	Đoạn 3	Đoạn 12	Đoạn 3	Đoạn 12
1-1	-	-	D14@150mm = 10cm ²	D14@150mm = 10cm ²
2-2	-	-	D14@150mm = 10cm ²	D14@150mm = 10cm ²
3-3	-	-	D14@150mm = 10cm ²	D14@150mm = 10cm ²
4-4	16cm ²	12cm ²	D18@150mm = 17cm ²	D16@150mm = 13cm ²
5-5	5cm ²	5cm ²	D14@150mm = 10cm ²	D14@150mm = 10cm ²
6-6 bên trong	11cm ²	9cm ²	D16@150mm = 13cm ²	D16@150mm = 13cm ²
7-7 bên trong	10cm ²	8cm ²	D16@150mm = 13cm ²	D16@150mm = 13cm ²
8-8 bên trong	11cm ²	10cm ²	D16@150mm = 13cm ²	D16@150mm = 13cm ²
9-9 bên trong	12cm ²	13cm ²	D16@150mm = 13cm ²	D16@150mm = 13cm ²
6-6 bên ngoài	21cm ²	17cm ²	D22@150mm = 25cm ²	D18@150mm = 17cm ²
7-7 bên ngoài	22cm ²	17cm ²	D22@150mm = 25cm ²	D18@150mm = 17cm ²
8-8 bên ngoài	20cm ²	7cm ²	D22@150mm = 25cm ²	D18@150mm = 17cm ²
9-9 bên ngoài	5cm ²	5cm ²	D22@150mm = 25cm ²	D18@150mm = 17cm ²

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

2) Cốt thép cho Lực cắt theo phương ngang

Được kiểm chứng rằng khả năng của các đoạn là ngoài lực cắt tối đa.

8.3.6.4 Thiết kế Kết cấu phần dưới của Cầu chính

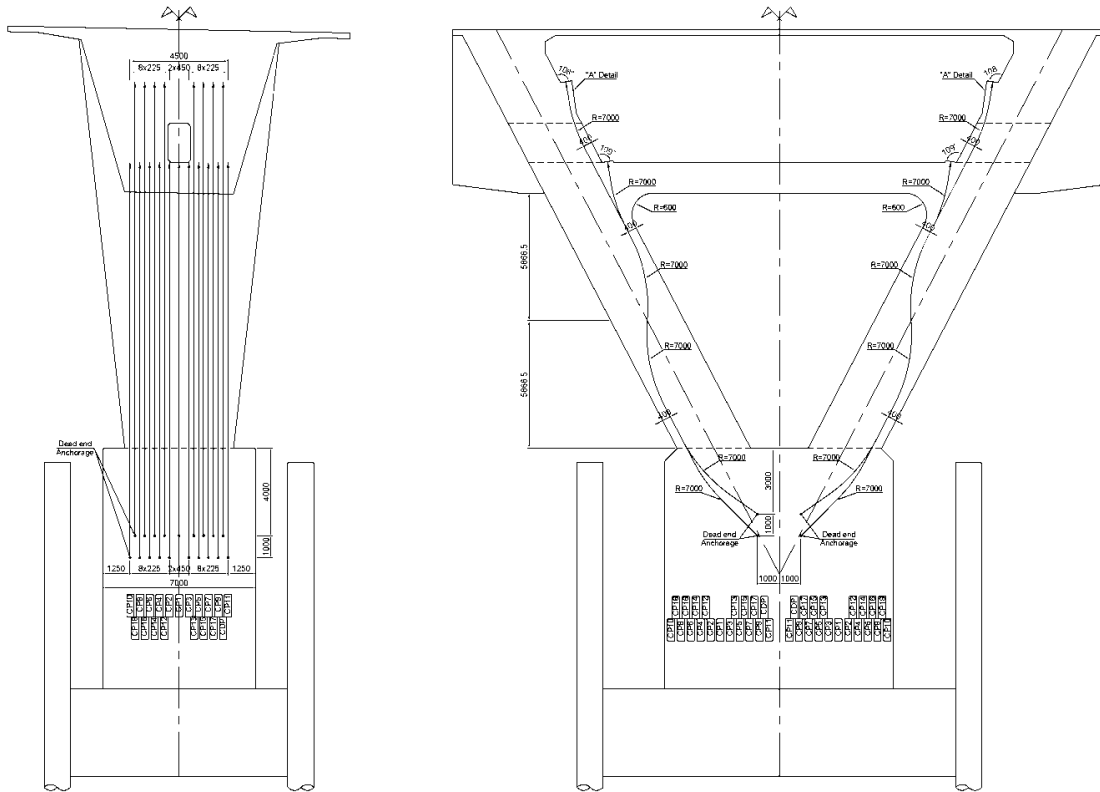
(1) Phân tích kết cấu

Các kết quả phân tích kết cấu theo phương dọc được trình bày trong Phần 8.3.6.2 cũng được sử dụng để thiết kế Kết cấu phần dưới.

(2) Các điều kiện phân tích

1) Mặt cắt ngang của các trụ

Các yếu tố hình học được trình bày trong phần trước. Các mặt cắt ngang của trụ được thể hiện trong hình dưới đây. Theo đó, 18 bó cáp DUL được lắp đặt trong tường trụ chữ V để tránh làm nứt gãy ở Trạng thái giới hạn sử dụng.



(a) Mặt cắt ngang của Trụ

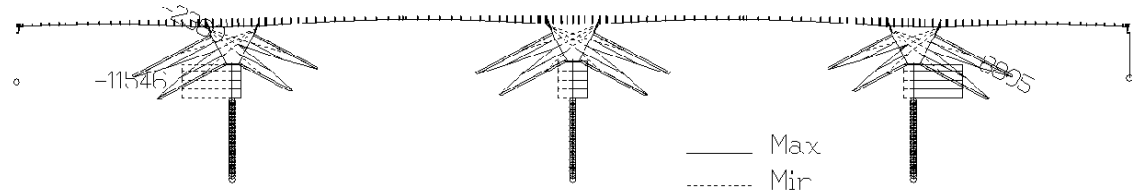
(b) Mặt cắt dọc của Trụ

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

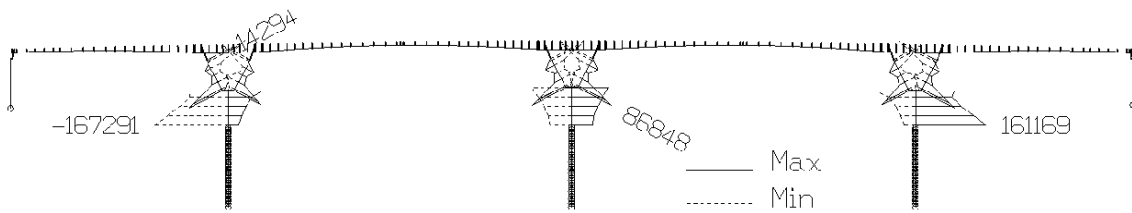
Hình 8.3.6-14 Bố trí các bó cáp DUL

(3) Kết quả Phân tích

1) Lực tiết diện

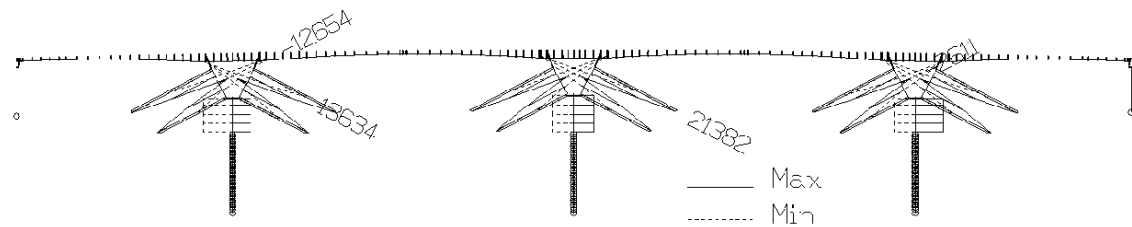


(a) Lực cắt

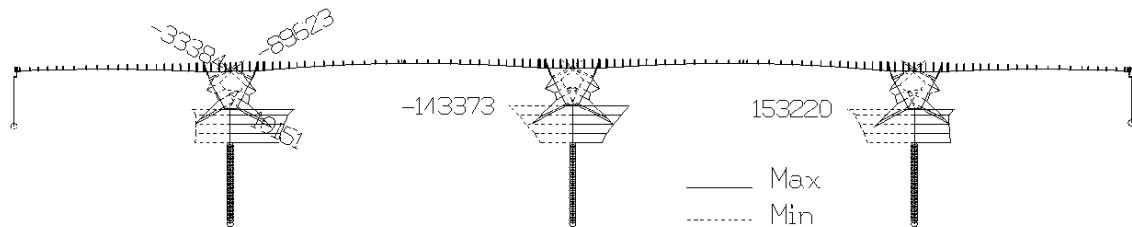


(b) Mô men uốn

Hình 8.3.6-15 Lực tiết diện trong Trạng thái giới hạn sử dụng



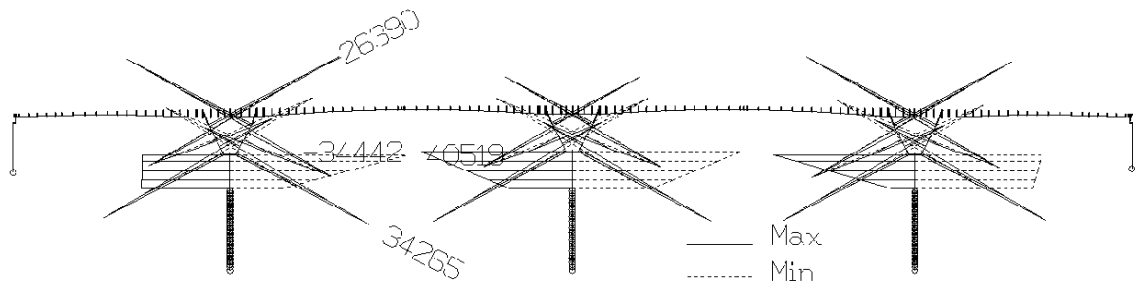
(a) Lực cắt



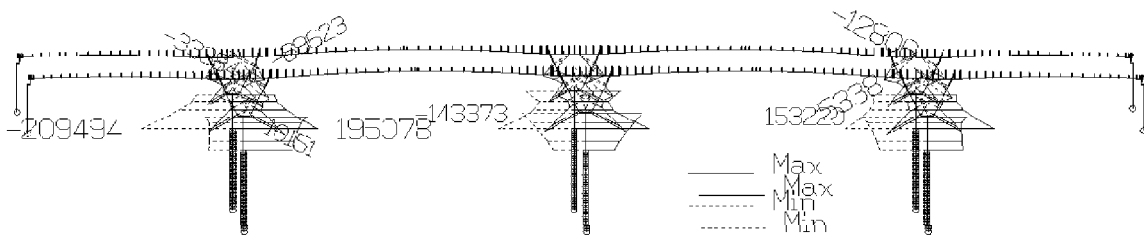
(b) Mô men uốn

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-16 Lực tiết diện trong Trạng thái Giới hạn Cường độ



(a) Lực cắt

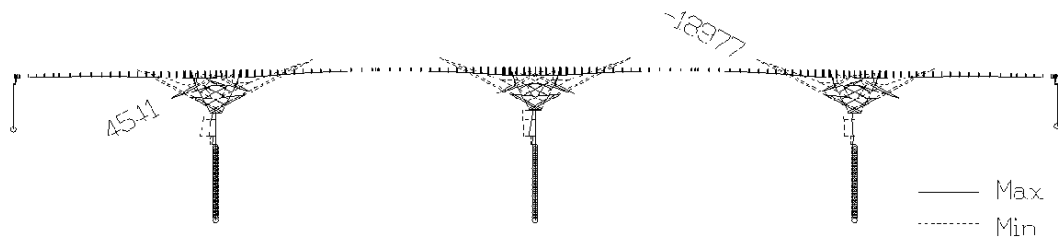


(b) Mô men uốn

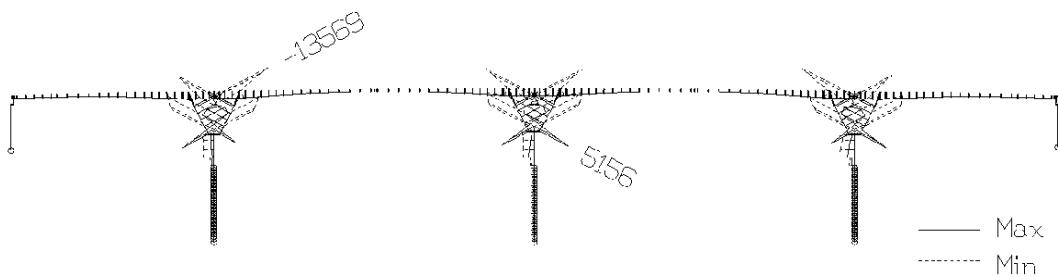
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-17 Các lực tiết diện trong Trạng thái Giới hạn Đặc biệt

2) Ứng suất thớ



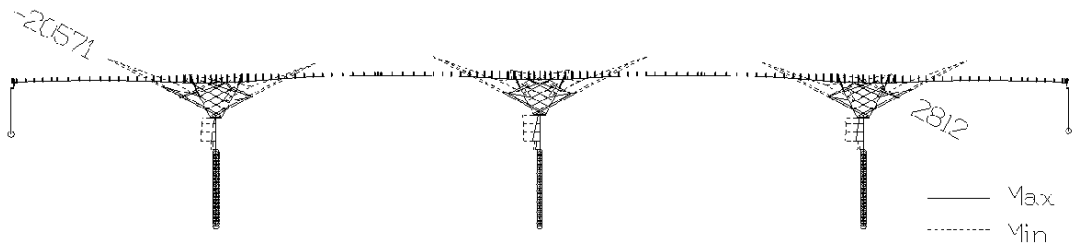
(a) Top Fiber



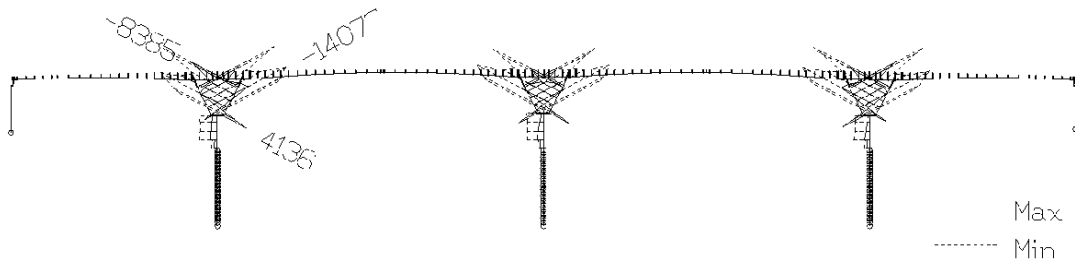
(b) Thớ dưới

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-18 Ứng suất thớ (Trạng thái giới hạn sử dụng)



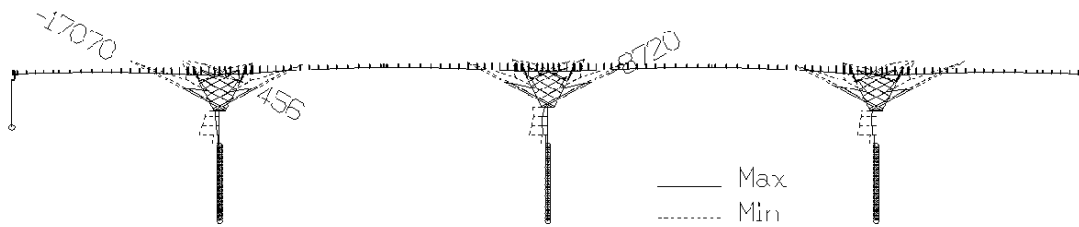
(a) Thớ trên



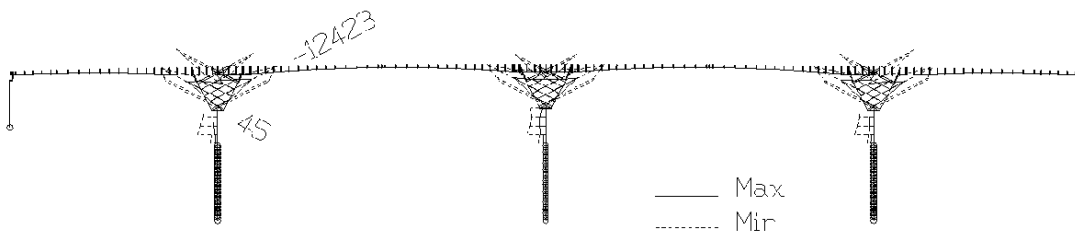
(b) Thớ dưới

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-19 Ứng suất thớ (Trạng thái giới hạn cường độ)



(a) Thớ trên



(b) Thớ dưới

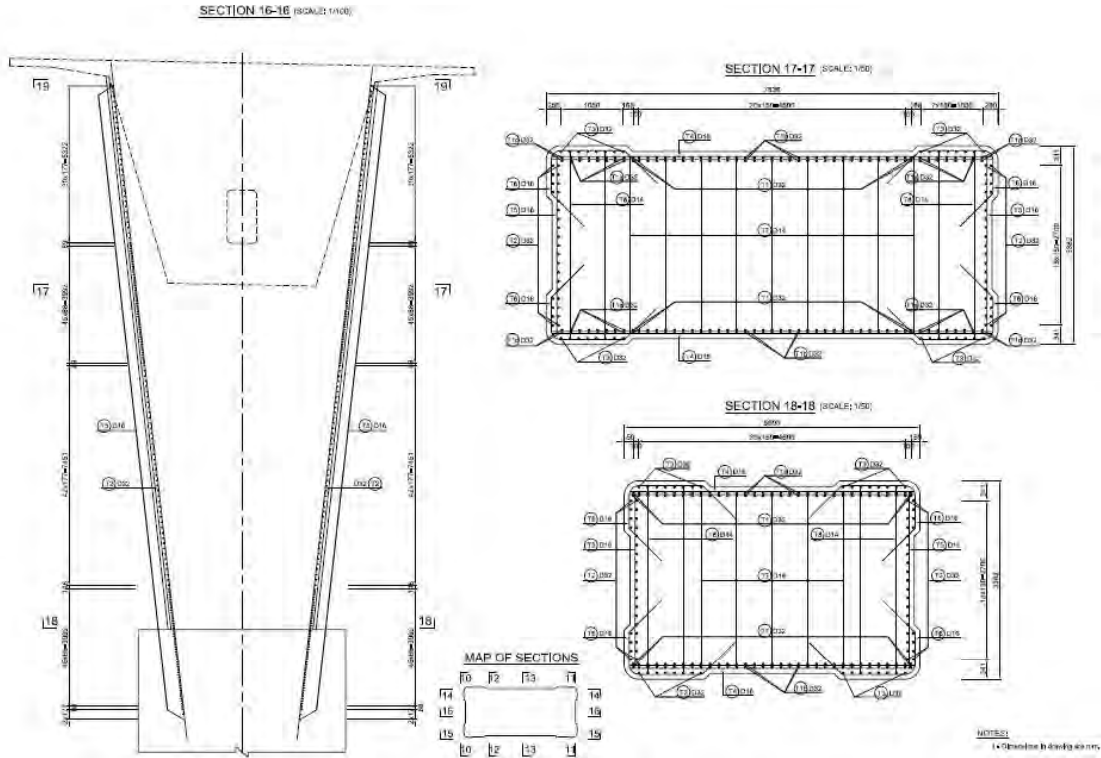
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-20 Ứng suất thớ (Trạng thái Giới hạn Đặc biệt)

(4) Cốt thép của Trụ

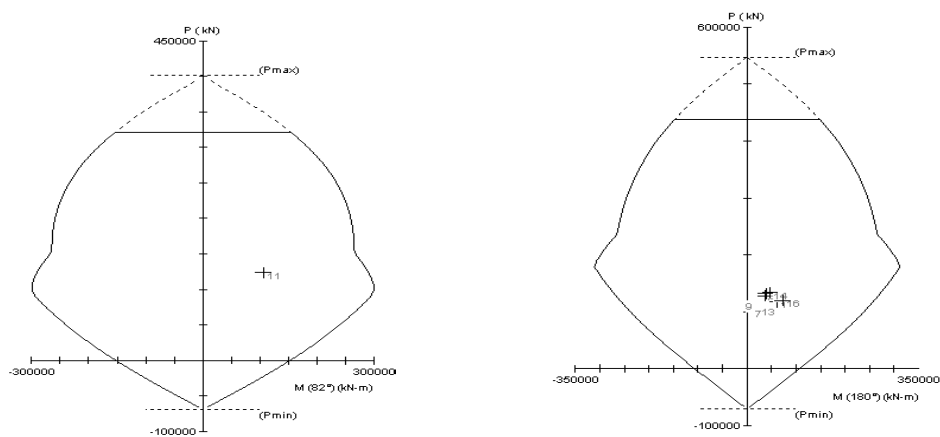
1) Cốt thép của trụ tường hình chữ V

Cốt thép của trụ tường hình chữ V được trình bày trong hình dưới đây. Mỗi liên quan giữa khả năng kháng và lực tiết diện bởi tổ hợp tải trọng trong điều kiện bất lợi trong Trạng thái giới hạn cường độ được trình bày trong hình sau.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-21 Cốt thép tường hình chữ V



(a) Tiết diện đáy của trụ tường hình chữ V

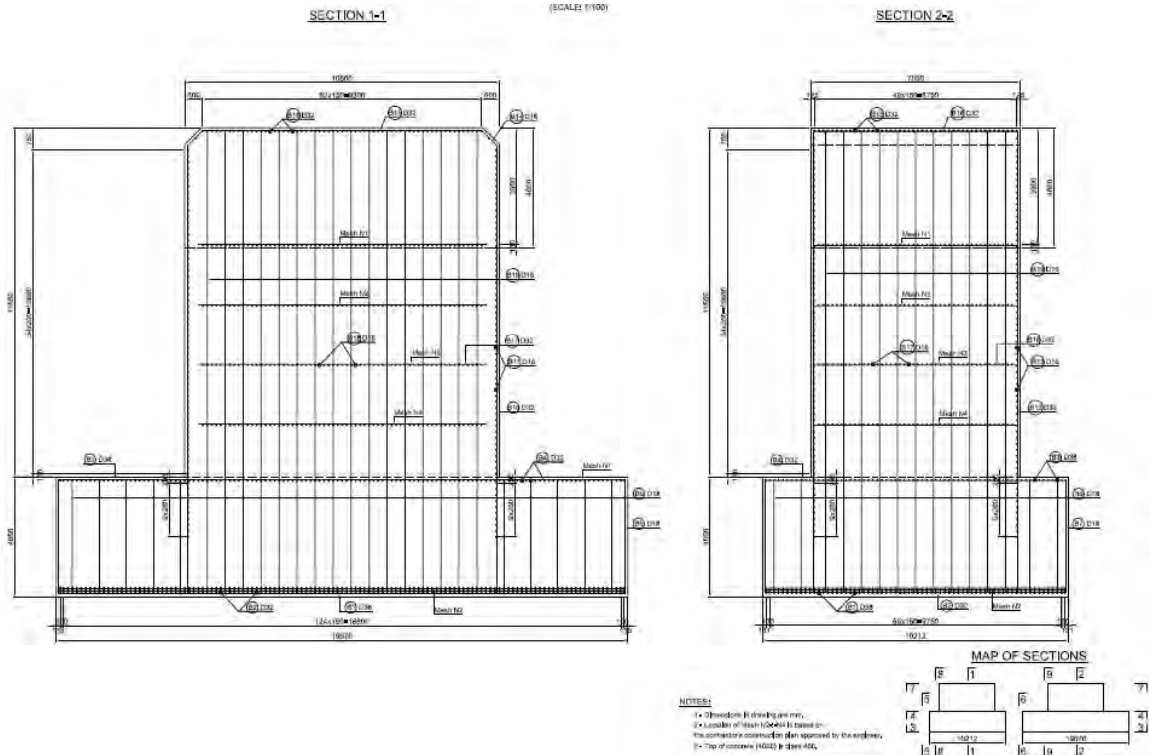
(b) Tiết diện đỉnh của trụ tường hình chữ V

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-22 Mối liên quan giữa khả năng kháng và lực tiết diện trong các cấu kiện trụ

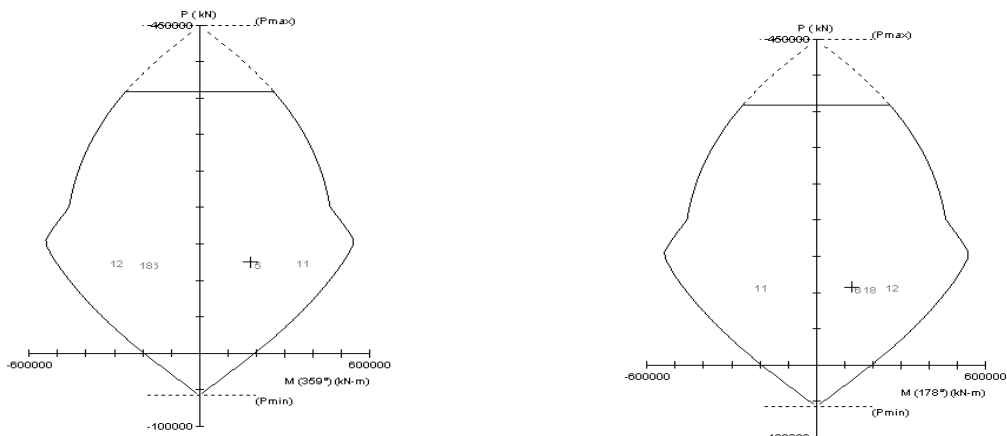
2) Cột thép Thân trụ dưới

Cột thép trong thân trụ dưới như hình dưới đây. Mỗi liên hệ giữa khả năng kháng và lực tiết diện bởi tổ hợp tải trọng không thích hợp trong Trạng thái Giới hạn Cường độ như trình bày trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-23 Cột thép thân trụ dưới và bộ cọc



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-24 Mối liên quan giữa khả năng kháng và lực tiết diện trong cấu kiện trụ

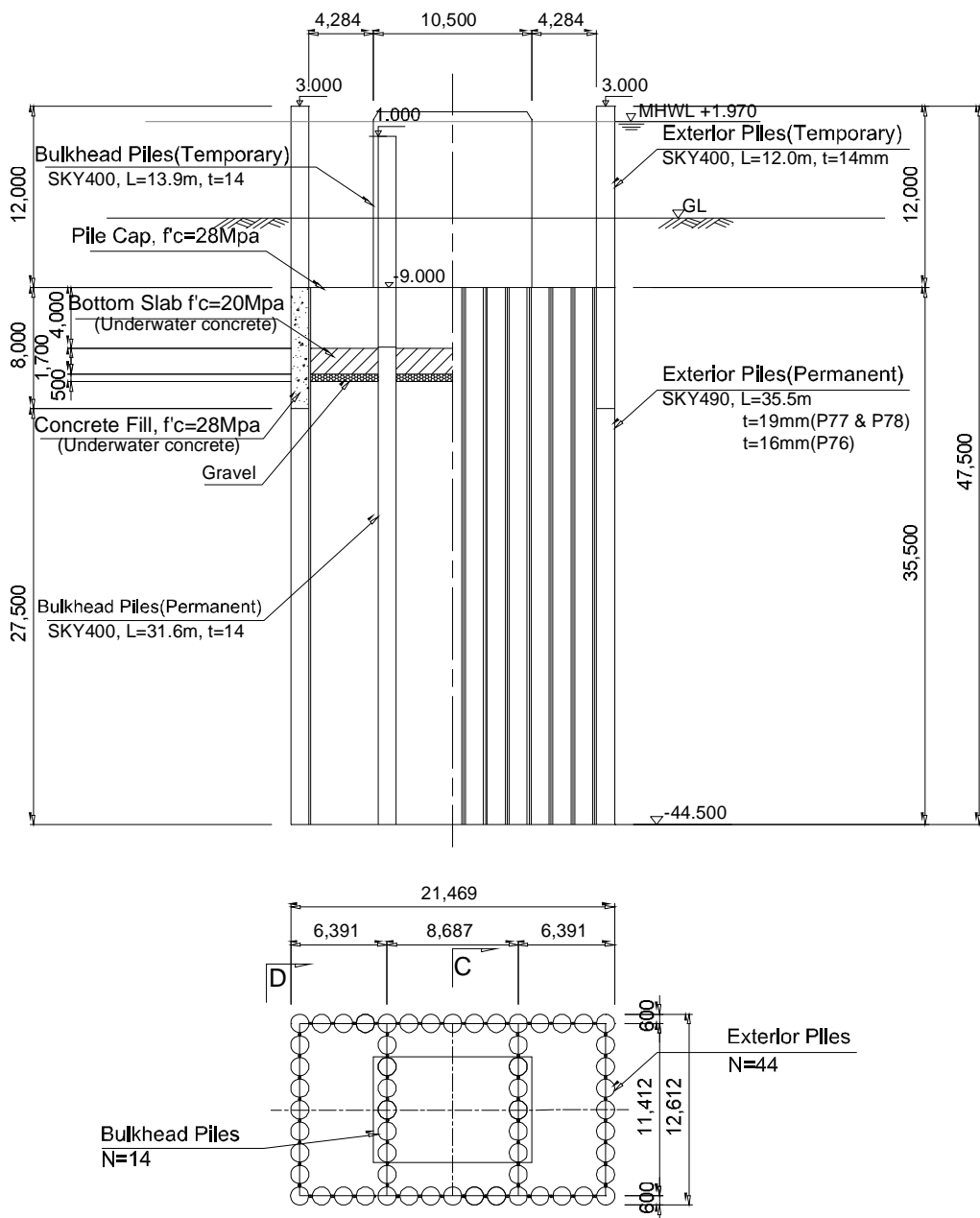
8.3.6.5 Thiết kế Móng Cầu chính

(1) Khái quát

1) Các kết quả Thiết kế

Hình 8.3.6-1 cho biết kích thước và vật liệu chính của móng Cọc ván ống thép cho trụ từ trụ 76~78 như trong kết quả thiết kế. Các kích thước và vật liệu của móng Cọc ván ống thép cho toàn bộ móng là như nhau, chỉ chiều dày cọc bên ngoài tại phần vĩnh cửu là khác nhau ($t=19$ cho P77 & P78, $t=16$ cho trụ P76).

Vật liệu Cọc ván ống thép là SKY400 trừ cọc ván ngoài tại phần vĩnh cửu là SKY490.



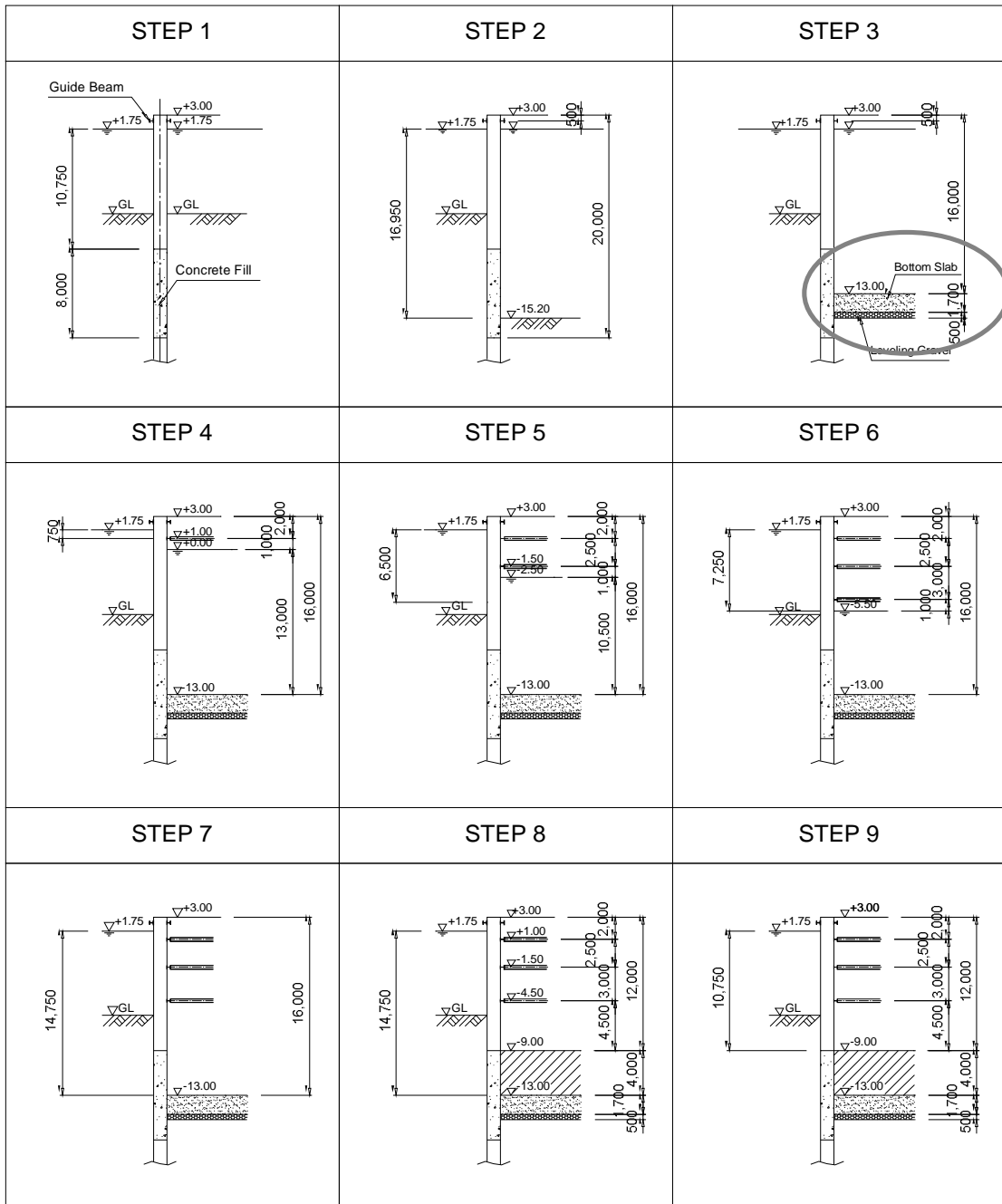
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-25 Kích thước và Vật liệu chính dùng cho Móng Cọc ván ống thép cho trụ từ P76~P78

2) Các bước thi công

Thiết kế mặt cắt ống ván ngoài, cần kết hợp ứng suất cọc trong quá trình thi công và sau khi thi công. Do đó, để giảm ứng suất dư trong các cọc ván ngoài do thủy tĩnh có áp lực đất trong khi thi công, lập kế hoạch thi công đúc bê tông bản đáy bằng cách giữ nước bên trong khung vây tại mực nước +1.75m (mực nước thi công giả thiết) trước khi lắp đặt gỗ tạm thời lần thứ nhất (step3) như sau.

Tại chiều sâu xói trong quá trình thi công, được bỏ qua do đã thiết kế an toàn.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-26 Lập Kế hoạch qui trình thi công

(2) Các kết quả Thiết kế

1) Cọc ván ống thép thiết kế

Bảng tổng hợp kết quả tính toán móng Cọc ván ống thép được trình bày như dưới đây và các hình sau thể hiện sơ đồ ứng suất của cọc ván ngoài.

Chiều dọc

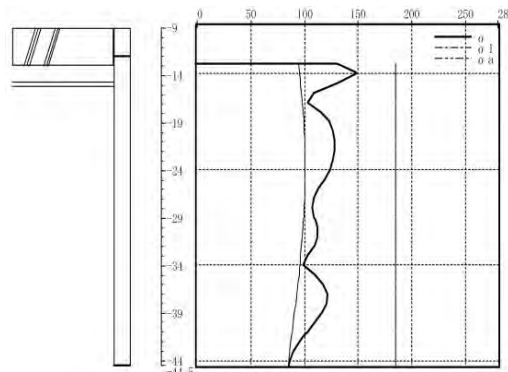
Bảng 8.3.6-9 Các kết quả thiết kế theo chiều dọc

Các hạng mục		ĐV	P76		P77		P78		
			Thông thường	Động đất	Thông thường	Động đất	Nhiệt độ*	Động đất	
Các lực	V _o	kN	127,238.5	126,156.5	126,828.0	122,009.0	120,699.7	121,049.7	
	H _o	kN	5,311.0	22,663.0	1,798.0	19,890.0	7,759.0	21,844.0	
	M _o	kN.m	52,921.0	252,181.0	7,783.0	162,160.0	49,478.0	220,995.0	
Chuyển vị									
Mặt trên bản đỉnh	Chuyển vị	δ ₁	cm	0.762	2.524	0.207	1.785	1.160	2.510
	Cho phép	δ _a	cm	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
Khả năng chịu lực của cọc (L=47.5m)									
Phản lực dọc	Tối đa	R _{max}	kN/pile	2,547	3,319	2,504	3,199	2,731	3,549
	Tối thiểu	R _{min}	kN/pile	2,088	1,277	2,355	1,476	1,893	1,089
	Chịu lực	R _a	kN/pile	3,446	5,169	3,046	4,569	3,520	5,353
	Nhỏ cọc	P _a	kN/pile	-926	-1,417	-1,193	-1,728	-939	-1512
Ứng suất cọc									
Bên ngoài (SKY490)	Chiều dày	t	mm	16			19		
	Sau thi công	σ ₁	MPa	85.33	137.74	57.65	93.61	67.88	107.91
	Trong khi thi công	σ ₂	MPa	87.55	87.55	90.04	90.04	97.41	97.41
	Kết hợp	σ _{max}	MPa	172.87	225.29	147.68	183.65	165.29	205.32
Cho phép	σ _a	MPa	185.00	280.00	185.00	280.00	185.00	280.00	
Tường ngăn (SKY400) t=14mm	Sau thi công	σ ₁	MPa	96.64	137.16	58.79	97.20	76.69	119.36
	Cho phép	σ _a	MPa	140.00	210.00	140.00	210.00	140.00	210.00

1*: Được thiết kế theo Mô hình Well Model

2* do tải trọng sau thi công

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



Chiều dọc – Điều kiện thông thường

Hình 8.3.6-27 Sơ đồ ứng suất của Cọc ván ống thép cho Trụ P76

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Chiều ngang

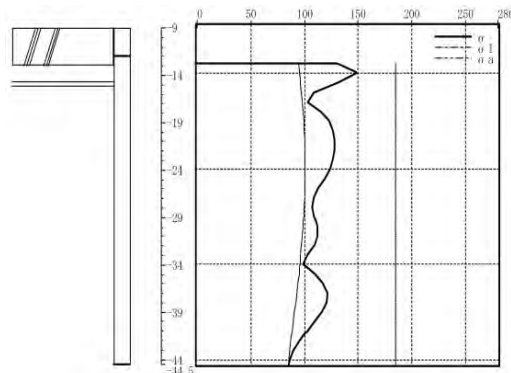
Bảng 8.3.6-10 Các kết quả thiết kế theo chiều ngang

Các hạng mục		ĐV	P76		P77		P78		
			Thông thường	Động đất	Thông thường	Động đất	Temperature*	Động đất	
Các lực	Vo	kN	127,238.5	126,156.5	119914.0	122009.0	113,881.7	121,049.7	
	Ho	kN	1,495.0	11,356.0	3027.0	20317.0	5,424.0	15,920.0	
	Mo	kN.m	2,613.0	263,971.0	3742.0	484289.0	-7,314.0	331,268.0	
Chuyển vị									
Mặt trên của bản đỉnh	Chuyển vị	δ_l	cm	0.174	1.819	0.344	4.080	0.753	3.274
	Cho phép	δ_a	cm	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
Tải trọng của cọc (L=47.5m)									
Phân lực dọc	Tối đa	Rmax	kN/pile	2,338	2,431	2347	2991	2,300	2,807
	Tối thiểu	Rmin	kN/pile	2,296	2,164	2247	1684	2,064	1,831
	Chịu tải	Ra	kN/pile	3,446	5,169	3,046	4,569	3,520	5,353
	Nhỏ cọc	Pa	kN/pile	-870	-1,417	-1,193	-1,728	-939	-1512
Ứng suất cọc									
Mặt ngoài (SKY490)	Chiều dày	t	mm	16				19	
	Sau thi công	σ_1	MPa	71.67	132.92	55.01	148.57	52.69	120.78
	Đang thi công	σ_2	MPa	92.39	92.39	95.69	95.69	103.08	103.08
	Kết hợp	σ_{max}	MPa	164.06	225.31	150.70	244.26	155.77	223.86
	Cho phép	σ_a	MPa	185.00	280.00	185.00	280.00	185.00	280.00
Tường ngăn (SKY400) t=14mm	Sau thi công	σ_1	MPa	87.96	136.93	57.23	142.13	61.00	124.35
	Cho phép	σ_a	MPa	140.00	210.00	140.00	210.00	140.00	210.00

1*: Được thiết kế theo Mô hình Well Model

2* do tải trọng sau thi công

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



Chiều ngang – Điều kiện động đất

Hình 8.3.6-28 Các kết quả tính toán Cọc ván ống thép cho trụ P7

2) Thiết kế tấm bản đỉnh

Tổng hợp thiết kế tấm bản trên được trình bày trong bảng dưới đây.

Chiều dọc

$b = 100.0$ (cm), $h = 400.0$ (cm)

ứng suất dưới($A_s = 228.000$ (cm²))

3lớp bảo vệ gia cố, 130 (mm) D38 @ 150

ứng suất trên($A_s = 76.000$ (cm²))

vỏ ngoài gia cố 1 lớp, 100 (mm) D38 @ 150

Bảng 8.3.6-11 Các kết quả thiết kế bản trên theo Chiều dọc

			P76			P77		P78	
			Đơn vị	Thông thường	Địa chấn	Thông thường	Địa chấn	Thông thường	Địa chấn
Sức kéo dưới	Mô men uốn	MA	kN.m	6934.0	10072.0	6857.0	9339.0	7529.0	10284.0
	Cốt cần	Asr	cm ²	115.856	00.327	129.561	92.717	142.920	102.531
	Đường trung hòa	x	cm	130.0	30.0	130.0	130.0	130.0	130.0
	ứng suất	σ_c	N/mm ²	3.20	4.64	3.16	4.30	3.47	4.74
		σ_s	N/mm ²	94.74	137.61	93.69	127.61	102.86	140.51
Lực căng tổng hợp	T	kN	3081.7	476.3	3047.6	4150.8	3346.0	4570.5	
Yêu cầu gia cố	As	cm ²	171.203	149.209	190.474	138.361	209.126	152.349	
Sức kéo trên	Mô men uốn	MA'	kN.m	5166.0	1901.0	6492.0	3406.0	5565.0	2854.0
	Cốt cần	Asr	cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	Đường trung hòa	x	cm	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
	ứng suất	σ_c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		σ_s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Lực căng tổng hợp	T	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Yêu cầu gia cố	As	cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
ứng suất cho phép	σ_{ca}	N/mm ²	9.00	14.00	9.00	14.00	9.00	14.00	
	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	300.00	160.00	300.00	160.00	300.00	
Lực cắt trung bình	QB	kN	1676.0	2330.0	1614.0	2128.0	1715.0	2303.0	
	τ_m	N/mm ²	0.44	0.62	0.43	0.56	0.46	0.61	
	τ_{al}'	N/mm ²	0.72	1.08	0.72	1.08	0.72	1.08	
Lực cắt trung bình	S	kN	1801.0	517.0	1692.0	2237.0	1838.0	2469.0	
	τ_m	N/mm ²	0.48	0.67	0.45	0.59	0.49	0.65	
	τ_{al}'	N/mm ²	0.72	1.08	0.72	1.08	0.72	1.08	
Lực cắt do bê tông	Sca	kN	2714.0	4071.0	2714.0	4071.0	2714.0	4071.0	
Gia cố ứng suất chéo	Lực cắt	Sh'	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Khoảng cách dọc	s	cm	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0
	Hệ số chiết giảm	Cds	—	0.455	0.455	0.455	0.455	0.455	0.455
	ứng suất căng cho phép	σ_{sa}	N/mm ²	180.00	300.00	160.00	300.00	160.00	300.00
	Cốt thép được sử dụng	Aw	cm ²	2.207	2.207	2.207	2.207	2.207	2.207
Cốt cần	Awreq	cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Chiều ngang

$$b = 100.0 \text{ (cm)}, h = 400.0 \text{ (cm)}$$

$$\text{ứng suất dưới (As} = 158.840 \text{ (cm}^2\text{))}$$

layer 1~3 lớp gia cố ngoài, 168 (mm), D32 @ 150

$$\text{ứng suất dưới (As} = 52.947 \text{ (cm}^2\text{))}$$

layer 1 lớp gia cố ngoài, 100 (mm), D32 @ 150

			P76			P77		P78	
			Đơn vị	Thông thường+W	Địa chấn	Thông thường	Địa chấn	Thông thường	Địa chấn
Sức kéo dưới	Mô men uốn	MA	kN.m	4610.0	6008.0	3624.0	8130.0	3485.0	6800.0
	Cốt cần	Asr	cm ²	60.707	59.282	67.278	81.083	64.616	67.349
	Đường trung hòa	x	cm	111.7	111.7	111.7	111.7	111.7	111.7
	ứng suất	σc	N/mm ²	2.46	3.20	1.93	4.32	1.85	3.62
			σs	N/mm ²	89.61	116.77	70.38	157.92	67.69
Lực căng tổng hợp Yêu cầu gia cố	T	kN	2049.0	2670.1	1610.5	3613.3	1548.8	3022.3	
	As	cm ²	91.068	89.002	100.653	120.443	96.797	100.744	
Sức kéo trên	Mô men uốn	MA'	kN.m	2510.0	1045.0	3368.0	-1003.0	3253.0	400.0
	Cốt cần	Asr	cm ²	0.000	0.000	0.000	8.804	0.000	0.000
	Đường trung hòa	x	cm	7.0	7.0	7.0	71.1	7.0	7.0
	ứng suất	σc	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	0.77	0.00	0.00
			σs	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	51.72	0.00
Lực căng tổng hợp Yêu cầu gia cố	T	kN	0.0	0.0	0.0	445.8	0.0	0.0	
	As	cm ²	0.000	0.000	0.000	14.860	0.000	0.000	
ứng suất cho phép	σca	N/mm ²	10.00	14.00	9.00	14.00	9.00	14.00	
		σsa	N/mm ²	205.00	300.00	160.00	300.00	160.00	300.00
Lực cắt trung bình	QB	kN	1923.0	2496.0	1538.0	3416.0	1470.0	2850.0	
	τm	N/mm ²	0.52	0.67	0.41	0.91	0.39	0.76	
	ταl'	N/mm ²	1.43	1.72	1.15	1.72	1.15	1.72	
Lực cắt trung bình	S	kN	1923.0	2496.0	1538.0	3416.0	1470.0	2850.0	
	τm	N/mm ²	0.52	0.67	0.41	0.91	0.39	0.76	
	ταl'	N/mm ²	1.43	1.72	1.15	1.72	1.15	1.72	
Lực cắt do bê tông	Sca	kN	4281.0	6421.0	4282.0	6423.0	4282.0	6423.0	
Gia cố ứng suất chéo	Lực cắt	Sh'	kN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Khoảng cách dọc	s	cm	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0	90.0
	Hệ số chiết giảm	Cds	—	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	ứng suất căng cho phép	σsa	N/mm ²	225.00	300.00	160.00	300.00	160.00	300.00
	Cốt thép được sử dụng	Aw	cm ²	2.207	2.207	2.207	2.207	2.207	2.207
	Cốt cần	Awreq	cm ²	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Bảng 8.3.6-12 Các kết quả thiết kế bản trên theo Chiều ngang

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

*Oriental Consultants Co., Ltd., Nippon Koei Co., Ltd.,
 PADECO Co., Ltd. and Japan Bridge & Structure Institute Inc.*

1) Thiết kế mối nối giữa bản trên và cọc ván ống thép

Một bản tóm tắt các kết quả tính toán cho kết nối giữa Bản đỉnh và ống thép Sheet Pile được hiển thị như bảng sau đây.

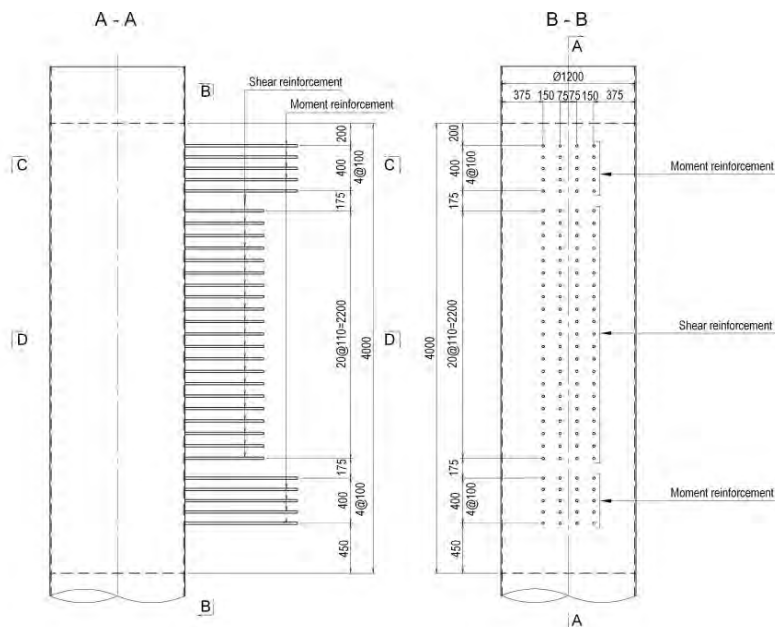
Thiết kế điều kiện

- Loại thép: SS400, SM400
- Loại cốt thép: SD345 (dưới nước)
- Thiết kế bèn của bê tông: $\sigma_{ck} = 27 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ * Được coi là tương đương với một C28
- Vật liệu cọc: SKY490
- Đường kính của các tấm cọc: $D = 1200,0 \text{ (mm)}$
- Phần mô đun cọc: $Z = 12859,9 \text{ (cm}^3\text{)}$
- Phương thức kết nối: tăng cường stud hàn

Bảng 8.3.6-13 kết quả từ thiết kế kết nối giữa Bản đỉnh và SPSP

	Trường hợp tải	σ_{s1} (N/mm ²)	σ_{s2} (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	σ_{sa} (N/mm ²)	nb	nba	τ_s (N/mm ²)	τ_{sa} (N/mm ²)	ns	nsa
						(sl/lớp)				(nos)	
P76	Phổ thông	78.72	7.81	86.54	160.00	20 \geq 11		74.61	96.00	84 \geq 65	
P77	Gió	160.65	15.82	176.48	200.00	20 \geq 18		93.89	120.00	84 \geq 66	
P78	Phổ thông	104.17	11.37	115.53	160.00	20 \geq 15		76.39	96.00	84 \geq 67	

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.3.6-29 Kết quả thiết kế kết nối giữa Bản đỉnh và SPSP

8.4 Thiết kế Cầu dẫn

8.4.1 Nghiên cứu Kết cấu Cầu dẫn

8.4.1.1 Lựa chọn biện pháp thi công Cầu dẫn

(1) Nghiên cứu so sánh

1) Các điều kiện Nghiên cứu

Trong dự án này, như đã thảo luận trong báo cáo Khảo sát chuẩn bị của JICA (SAPROF Study), thời gian thi công dự kiến là 32 tháng để nhằm mục đích thông xe vào năm 2015 và thời gian thi công Cầu dẫn dài khoảng 5km là rất khẩn trương. Do đó, trong nghiên cứu này, hai phương án thi công SBS và MSS là các biện pháp ưu điểm trong giai đoạn thi công được nghiên cứu để so sánh như tổng hợp dưới đây. Các biện pháp thi công thông thường khác như biện pháp đúc hẫng và phương pháp đúc tại chỗ trên đà giáo không được bao gồm vì thời gian thi công dài.

- Phương án -1: Biện pháp lắp ghép từng nhịp

$$25 \text{ nhịp @ } 60.0\text{m} \times 3 \text{ xe đúc} = 4,500.0\text{m}$$

- Phương án -2: Hệ đà giáo di động với

$$22 \text{ nhịp @ } 50.0\text{m} \times 2 \text{ xe đúc} + 23 \text{ nhịp @ } 50\text{m} \times 2 \text{ xe đúc} \\ = 4,500.0\text{m}$$

Chiều dài nhịp của Phương pháp SBS được xác định là 60.0m theo đề xuất của SAPROF trong Chương 8.2.2 và được thống nhất trong Thông báo số 107/TB-TCDBVN. Chiều dài nhịp theo phương pháp MSS được xác định là 50.0m, là nhịp dài nhất trong phương pháp này.

Số lượng xe lắp dựng cho phương pháp SBS được xác định là 3, có thể thực hiện thi công trong 16 tháng cho cầu dài 4.5km.

Số lượng xe đúc cho phương pháp MSS được xác định là 4 để thi công trong thời gian tương đương khi so sánh với chi phí thi công theo phương pháp SBS.

2) Các kết quả Nghiên cứu

a) Các kết quả nghiên cứu so sánh



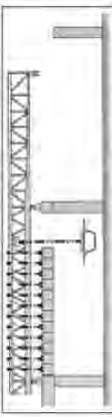
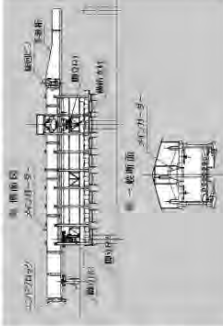
Bảng trang bên cho thấy kết quả nghiên cứu so sánh.

Theo kết quả trong bảng, các kết quả so sánh cho thấy rằng phương pháp SBS là thích hợp hơn vì các lý do sau;

- Đốt dầu được cất tại nhà máy sẽ được quản lý chất lượng tốt, thích hợp cho điều kiện xâm thực biển,
- Thời hạn thi công sẽ ngắn hơn với 3 xe đúc, trong khi phương pháp MSS cần 4 xe đúc.

Kế hoạch thi công chi tiết cho biện pháp thi công gồm phương pháp SBS hiện đang được chuẩn bị và sẽ trình bày sau.

Bảng 8.4.1.1 So sánh phương pháp lắp dựng cho Cầu dẫn

Các hạng mục đánh giá	Phương án 1: Phương pháp thi công nhấc với dây A1 - P75 (2x@60 tấn x 2 dầm lắp dựng = 4.900 tấn)	Phương án 2: Hệ thống (dây kéo) dây A1 - P90 (2x@50 tấn x 2 dầm lắp dựng + 2x@50 tấn x 2 dầm lắp dựng = 4.900 tấn)
Ảnh chụp và đồ họa minh họa		
		
10 Độ ổn định và đồng nhất của	Cường độ bê tông đánh đập: $\sigma_{ck} = 50MPa$, có chất lượng tốt hơn về cường độ và chống ăn mòn Chiều dài nhấc dài hơn (80m) Trung lượng dầm lắp dựng: 931 tấn (không tính đường cao tốc: Tunnel tại Nhật Bản) Áp dụng chấu dúc đặc: Khả năng bê tông đầm: $V_c = 46,697m^3$ (4.500m) (Dựa sử dụng cấp nước, khối lượng bê tông không quá lớn so với Phương án 2.) Giá: kết cấu hạ bộ và móng: A1 - P75 : 76 usd.	Chiều dài nhấc ngắn hơn (đủ 50m) Trung lượng dầm lắp dựng: 931 tấn (không tính đường cao tốc: Tunnel tại Nhật Bản) Không áp dụng chấu dúc đặc: làm hơn 2% (KM 9+700 - Km 9+950) Khả năng bê tông đầm: $V_c = 52,853m^3$ (4.500m) (Dựa các bộ cấp DUL, kích thước nhấc dầm sẽ nhỏ hơn so với Phương án 1 và khối lượng bê tông là rất lớn) Giá: kết cấu hạ bộ và móng: A1 - P90: 91 usd.
40 Chi phí thi công	Số lượng dầm lắp dựng cần thiết: 3 Chi phí và thời gian thi công để lắp đặt nhấc dầm: so với Phương án 2. Đầu tư: VND 15.141.000.000 ± 85% Đầu tư: VND 793.975.888 Đầu tư: VND 20.000.000 Đầu tư: VND 203.112.500 Đầu tư: VND 47.529.675 Móng: VND 1.315.960.600 Tầm: (1000 VND) 2.639.080.143	Số lượng dầm cần lắp dựng: 4 Chi phí của các phần: kết cấu hạ bộ và móng là lớn hơn so với Phương án 1. Thời gian thi công dài hơn so với P.án 1. Đầu tư: VND 16.720.000.000 ± 85% Đầu tư: VND 863.941.944 Đầu tư: VND 25.000.000 Đầu tư: VND 427.000.000 Đầu tư: VND 51.302.000 Móng: VND 1.419.074.528 Tầm: (1000 VND) 2.783.251.702
10 Thời gian và tài chính thi công	Một 1 năm cho việc lắp đặt hạ bộ và chế tạo dầm lắp dựng. Sau khi lắp dầm lắp dựng, dầm dầm: sẽ được vận chuyển lên cầu dầm lắp dựng và được nhấc lên bằng derrick. Sau khi hoàn thiện lắp dựng hoàn bộ dầm cầu một nhịp, lực nâng sẽ được tạo bởi cấp nước. Tận dụng các dầm dầm: sẵn, chất lượng sẽ được kiểm soát tốt trong quá trình chế tạo dầm, phương pháp này thích hợp cho điều kiện môi trường biển. Thời gian thi công (16,0 tháng) là ngắn hơn so với Phương án 2. 60 ngày thi công 15 ngày thi công 45 ngày thi công	Một 1 năm cho việc lắp đặt hạ bộ và chế tạo dầm lắp dựng. Sau khi lắp dầm lắp dựng bao gồm cả công tác vận chuyển, lắp đặt, sẽ tiến hành bê tông thành bộ tại thành cầu nhịp và bộ cấp DUL, phòng nhấc dầm bê tông đặc: tại chỗ thi công thường. Sau khi bê tông xong sẽ tiến hành công tác dự ứng lực. Kiểm soát chất lượng bê tông: tạo dầm là tương tự như dầm bê tông đặc tại chỗ. Thời gian thi công (18,9 tháng) là dài hơn so với Phương án 1. 60 ngày thi công 20 ngày thi công 45 ngày thi công
15 Dạng	Yêu cầu cần lắp đặt: cần thiết: cấu kiện: vữa cấu kiện: chế tạo và hàn giữ dầm dầm. Số lượng các hạng mục: cần thiết: cấu kiện: vữa cấu kiện: chế tạo và hàn giữ dầm và hàn: có gần là 1 hơn.	Độ bê tông bê tông đặc: cần thiết: cấu kiện: vữa cấu kiện: chế tạo và hàn giữ dầm và hàn: có gần là 1 hơn.
10 Điều kiện STEP	50% (Dự toán sơ bộ)	50% (Dự toán sơ bộ)
5 Thời gian	Hiện trạng: nhanh với nhấc dây.	Hiện trạng: thường thường.
5 Công nghệ mới	Phương án Nhấc dây: nhấc bê tông nhấc: vữa cấu kiện: chế tạo và hàn giữ dầm và hàn: (Dự toán)	Hệ thống: nhấc bê tông nhấc: vữa cấu kiện: chế tạo và hàn giữ dầm và hàn: (Dự toán)
5 Tiến độ công trình	Không ảnh hưởng lớn đến môi trường.	Không ảnh hưởng lớn đến môi trường.
100 Đánh giá	Độ xuất hiện: cao nhất Phương án này là tốt nhất về thời gian thi công và kiểm soát được: chất lượng thi công các: dầm dầm: sẵn.	Độ xuất hiện: cao nhất Phương án này có nhiều: điểm về thời gian thi công và kiểm soát chất lượng: so với Phương án 1.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(2) Nghiên cứu so sánh (2)

1) Các điều kiện nghiên cứu

Trong dự án này, giới thiệu hai (2) phương án của phương pháp lắp dựng là SBS và MSS, hai phương pháp này có ưu điểm về thời gian thi công để tổng hợp so sánh như sau:

- Phương án -1: Phương pháp lắp dựng Nhịp nối Nhịp với
25 nhịp @60.0m x 3 dầm lắp dựng = 4,500.0m

- Phương án -2: Hệ đà giáo di động với
22 nhịp @50.0m x 2 dầm lắp dựng + 23 nhịp @ 50m x 2 dầm lắp dựng = 4,500.0m

Chiều dài nhịp của phương pháp SBS được xác định là 60.0m theo đề xuất trong nghiên cứu của SAPROF - Chương 13.2.1 và đã được thống nhất trong Thông báo 107/TB-TCDBVN. Chiều dài nhịp của phương pháp MSS được xác định là 50.0m, đây là chiều dài lớn nhất của phương pháp này.

Số lượng dầm lắp dựng cho phương pháp SBS là 3 dầm thi công cho cầu dài 4,5km trong thời gian lắp dựng là 16 tháng.

Số lượng dầm lắp dựng cho phương pháp MSS là 4 dầm, có thể thi công với thời gian tương đương để so sánh chi phí xây dựng với phương pháp SBS.

Ngoài hai phương án so sánh trên, PMU-2 đã yêu cầu Nhóm Nghiên cứu JICA các phương án khác như là phương pháp đúc hẫng và một số khác tương tự như thế. Do vậy, hai phương án sau được bổ sung để so sánh:

- Chiều dài nhịp 60m theo phương pháp P&Z
- Chiều dài nhịp 60m theo phương pháp đúc hẫng thông thường

2) Kết quả nghiên cứu so sánh

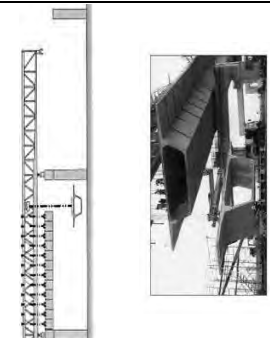
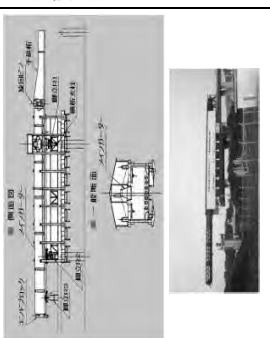
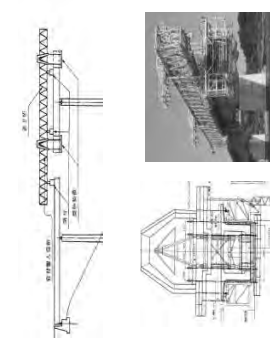
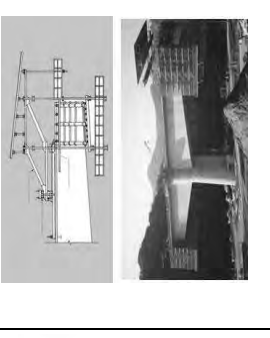
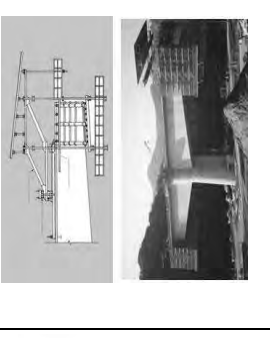





Bảng trang bên trình bày các kết quả so sánh.

Như trình bày trong bảng, kết quả so sánh cho thấy phương pháp SBS vẫn thích hợp hơn bởi những lý do sau;

- Đốt dầm được chế tạo sẵn trong nhà máy nên có thể có chất lượng được kiểm soát tốt, nó cũng thích hợp trong điều kiện nước biển,
- Thời gian thi công ngắn hơn với 3 dầm lắp dựng, trong khi 4 dầm lắp dựng được giới thiệu để so sánh trong phương pháp MSS và hai (2) phương án bổ sung khác.


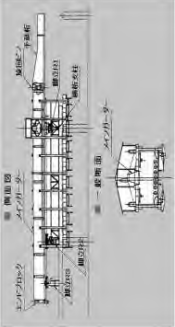
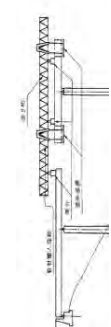
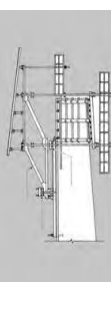




Kế hoạch thi công chi tiết cho lắp dựng bao gồm biện pháp SBS được trình bày trong Chương 8.4.1.1 (3).

Bảng 8.4.1-2 So sánh phương pháp lắp dựng cho Cầu dẫn (A1-P75)

Hạng mục đánh giá	Phương pháp lắp dựng nhô nhịp	Hệ thống đỡ giáo di động	Phương pháp P&Z	Phương pháp lắp dựng P&Z	Phương án-4 Thi công bằng																																								
	4.433.7m	4.433.7m	4.433.7m	4.433.7m	4.433.7m																																								
Chiều dài cầu																																													
Loại đồ và hình ảnh																																													
Dạng kết cấu và độ ổn định	<ul style="list-style-type: none"> Các đợt đúc sẵn được sản xuất tại nhà máy đúc sẵn và vận chuyển đến công trường lắp dựng. Các đợt đúc sẵn được nâng và đặt bởi hệ lắp dựng SES lắp dựng tạm thời nhô nhịp. Đặt rất nhiều thanh trụ tại Nhà Bán và các nước khác. 	<ul style="list-style-type: none"> Mọi khoản được để lại để lắp dựng lắp dựng và một phần lắp dựng từ công trường lắp dựng lắp dựng lắp dựng. Cầu Thanh Trì là cầu duy nhất sử dụng thanh trụ này. Nhịp lớn nhất là 30m do quy mô (trong lòng) của dầm lắp dựng. 	<ul style="list-style-type: none"> Phương pháp P&Z là một loại phương pháp lắp dựng với chiều dài đợt (lớn nhất là 10m). Sau khi thi công bản tu, công tác nâng sẽ bắt đầu giống như phương pháp thi công bằng thông thường. Phương pháp này được triển khai tại Đức và chuyển giao sang Nhà Bán năm 1995. Đạt được như thành tựu tại Nhà Bán. (Nhịp dài nhất là 100m). 	<ul style="list-style-type: none"> Sau khi thi công bản tu, sẽ đúc bằng sẽ được lắp đặt và bắt đầu lắp bằng, cần bằng và phương pháp thi công đúc tại chỗ. Đây là biện pháp thi công phổ biến nhất đối với nhịp dài (trên 60m), và đặc biệt thành tựu trên thế giới. 	10																																								
Chi phí thi công	<table border="1"> <tr><td>ER của nhà tiền</td><td>1,086,118,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Lắp công dầm</td><td>273,712,500,000 VND</td></tr> <tr><td>Sàn dầm thép</td><td>1,350,691,275,000 VND</td></tr> <tr><td>Tổng</td><td>2,971,321,775,000 VND</td></tr> <tr><td>Hệ số</td><td>1.11</td></tr> </table>	ER của nhà tiền	1,086,118,000,000 VND	Lắp công dầm	273,712,500,000 VND	Sàn dầm thép	1,350,691,275,000 VND	Tổng	2,971,321,775,000 VND	Hệ số	1.11	<table border="1"> <tr><td>ER của nhà tiền</td><td>1,221,953,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Lắp công dầm</td><td>427,500,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Sàn dầm thép</td><td>1,470,410,568,000 VND</td></tr> <tr><td>Tổng</td><td>3,144,963,568,000 VND</td></tr> <tr><td>Hệ số</td><td>1.17</td></tr> </table>	ER của nhà tiền	1,221,953,000,000 VND	Lắp công dầm	427,500,000,000 VND	Sàn dầm thép	1,470,410,568,000 VND	Tổng	3,144,963,568,000 VND	Hệ số	1.17	<table border="1"> <tr><td>ER của nhà tiền</td><td>1,063,768,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Lắp công dầm</td><td>503,100,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Sàn dầm thép</td><td>1,350,691,275,000 VND</td></tr> <tr><td>Tổng</td><td>2,953,559,275,000 VND</td></tr> <tr><td>Hệ số</td><td>1.10</td></tr> </table>	ER của nhà tiền	1,063,768,000,000 VND	Lắp công dầm	503,100,000,000 VND	Sàn dầm thép	1,350,691,275,000 VND	Tổng	2,953,559,275,000 VND	Hệ số	1.10	<table border="1"> <tr><td>ER của nhà tiền</td><td>1,063,768,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Xe đúc bằng</td><td>234,000,000,000 VND</td></tr> <tr><td>Sàn dầm thép</td><td>1,350,691,275,000 VND</td></tr> <tr><td>Tổng</td><td>2,688,459,275,000 VND</td></tr> <tr><td>Hệ số</td><td>1.00</td></tr> </table>	ER của nhà tiền	1,063,768,000,000 VND	Xe đúc bằng	234,000,000,000 VND	Sàn dầm thép	1,350,691,275,000 VND	Tổng	2,688,459,275,000 VND	Hệ số	1.00	40
ER của nhà tiền	1,086,118,000,000 VND																																												
Lắp công dầm	273,712,500,000 VND																																												
Sàn dầm thép	1,350,691,275,000 VND																																												
Tổng	2,971,321,775,000 VND																																												
Hệ số	1.11																																												
ER của nhà tiền	1,221,953,000,000 VND																																												
Lắp công dầm	427,500,000,000 VND																																												
Sàn dầm thép	1,470,410,568,000 VND																																												
Tổng	3,144,963,568,000 VND																																												
Hệ số	1.17																																												
ER của nhà tiền	1,063,768,000,000 VND																																												
Lắp công dầm	503,100,000,000 VND																																												
Sàn dầm thép	1,350,691,275,000 VND																																												
Tổng	2,953,559,275,000 VND																																												
Hệ số	1.10																																												
ER của nhà tiền	1,063,768,000,000 VND																																												
Xe đúc bằng	234,000,000,000 VND																																												
Sàn dầm thép	1,350,691,275,000 VND																																												
Tổng	2,688,459,275,000 VND																																												
Hệ số	1.00																																												
Thời gian và khả năng thi công	<ul style="list-style-type: none"> Tu A1-P75, cần 3 dầm SES để phù hợp với yêu cầu trong giai đoạn thi công. Hệ thống SES được lắp dựng trước khi thi công các đợt đúc sẵn (365 ngày). Thời gian yêu cầu ngắn nhất trong Phương án 4 (384 ngày). 	<ul style="list-style-type: none"> Tu A1-P75 (4.423.7m), cần 4 dầm MESS để phù hợp với yêu cầu trong giai đoạn thi công. Hệ thống SES được lắp dựng trước khi thi công các đợt đúc sẵn (365 ngày). Thời gian yêu cầu (930 ngày) dài hơn Phương án 1 (845 ngày). 	<ul style="list-style-type: none"> Tu A1-P75 (4.423.7m), cần 3 xe đúc bằng để đáp ứng yêu cầu trong giai đoạn thi công. Hệ thống SES được lắp dựng trước khi thi công các đợt đúc sẵn (365 ngày). Thời gian yêu cầu ngắn nhất trong Phương án 4 (384 ngày) sẽ được thi công theo thứ tự, và không thể thi công toàn bộ kết cấu phần dưới cùng một lúc. Tổng thời gian là 307 tháng (931 ngày). Phương án này không thể thực hiện sau khi xem xét kế hoạch thi công. 	<ul style="list-style-type: none"> Tu A1-P75 (4.423.7m), cần 32 xe đúc bằng để đáp ứng yêu cầu trong giai đoạn thi công. Hệ thống SES được lắp dựng trước khi thi công các đợt đúc sẵn (365 ngày). Thời gian yêu cầu ngắn nhất trong Phương án 4 (384 ngày) sẽ được thi công theo thứ tự, và không thể thi công toàn bộ kết cấu phần dưới cùng một lúc. Tổng thời gian là 307 tháng (931 ngày). Phương án này không thể thực hiện sau khi xem xét kế hoạch thi công. 	10																																								
Bảo dưỡng	<ul style="list-style-type: none"> Giống với Phương án 3 & 4 do bộ trình lắp giống nhau. 	<ul style="list-style-type: none"> Do nhịp ngắn (50m), nên lòng sô tru và gối cầu bằng. 	<ul style="list-style-type: none"> Giống với Phương án 1 & 4 do bộ trình lắp giống nhau. 	<ul style="list-style-type: none"> Giống với Phương án 1 & 3 do bộ trình lắp giống nhau. 	15																																								
Thành toán theo hình thức VTR	56% (DV toàn số bộ)	58% (DV toàn số bộ)	64% (DV toàn số bộ)	44% (DV toàn số bộ)	8																																								
Tình hình mặt	<ul style="list-style-type: none"> Giống với Phương án 3 & 4 do bộ trình lắp giống nhau. 	<ul style="list-style-type: none"> Đặc biệt lượng lớn có mặt với Phương án 1, 3, & 4. Phương án không được ưu tiên so với phương án khác. 	<ul style="list-style-type: none"> Giống với Phương án 1 & 4 do bộ trình lắp giống nhau. 	<ul style="list-style-type: none"> Giống với Phương án 1 & 3 do bộ trình lắp giống nhau. 	5																																								
Công nghệ mới	<ul style="list-style-type: none"> Lưu ý đến tiến tại Việt Nam. 	<ul style="list-style-type: none"> Mọi được áp dụng một lần ở Việt Nam (Cầu Thanh Trì). 	<ul style="list-style-type: none"> Lưu ý đến tiến tại Việt Nam. 	<ul style="list-style-type: none"> Được áp dụng nhiều lần tại Việt Nam. 	2																																								
Tác động môi trường	<ul style="list-style-type: none"> Không có sự khác biệt giữa Phương án 1, 3 & 4. 	<ul style="list-style-type: none"> Do số lượng trụ tăng, độ ổn định cao gần cùng lớn hơn so với phương án khác. 	<ul style="list-style-type: none"> Không có sự khác biệt giữa Phương án 1, 3 & 4. 	<ul style="list-style-type: none"> Không có sự khác biệt giữa Phương án 1, 3 & 4. 	5																																								
Đánh giá	<ul style="list-style-type: none"> Đặc biệt cao nhất. Thời gian thi công ngắn nhất trong 4 Phương án. Sau khi xem xét độ an toàn và chi phí phương án này được đề xuất cao nhất. 	<ul style="list-style-type: none"> Đặc biệt cao nhất. Thời gian thi công dài hơn Phương án 1, 3, & 4, với quy mô lắp dựng dầm là rất lớn cũng như chi phí cao hơn Phương án 1. 	<ul style="list-style-type: none"> Đặc biệt cao nhất. Với quan điểm về kinh tế và tốc độ thi công, phương án này được ưu tiên hơn so với Phương án 1, 3 & 4. 	<ul style="list-style-type: none"> Đặc biệt cao nhất. Phương án này không được đề xuất xét theo quan điểm tiến độ thi công. 	89																																								

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-3 So sánh phương pháp lắp dựng cho Cầu dẫn (P79-A2)

Hạng mục đánh giá	Phương án-1 54.81-3@ 60+54.8m, 54.81-2@ 60+54.8m =>519.2m	Phương án-2 42.3+4@ 50+42.3m, 42.3+3@ 50+42.3m =>519.2m	Phương án-3 54.81-3@ 60+54.8m, 54.81-2@ 60+54.8m =>519.2m	Phương án-4 54.81-3@ 60+54.8m, 54.81-2@ 60+54.8m =>519.2m
Chiến đấu cầu				
Lược đồ và hình ảnh				
Dạng kết cấu và độ ổn định	10	10	10	10
Chi phí thi công	40	24	32	40
Thời gian và kế hoạch thi công	10	10	4	4
Bảo dưỡng	15	15	15	15
Thành toán theo hình thức STEP	10	10	10	8
Tính thẩm mỹ	5	5	5	5
Công nghệ mới	5	5	5	2
Tác động môi trường	5	5	5	5
Đánh giá	84	84	86	80

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(3) DỮ LIỆU DỰ PHÒNG

Khái niệm cơ bản được thiết lập như sau:

1. Ưu tiên trước hết là rút ngắn tiến độ thi công để đáp ứng yêu cầu trong nghiên cứu của SAPROF và ý kiến của Thứ trưởng Bộ GTVT tại cuộc họp khởi động tại Bộ GTVT ngày 23 tháng 3 năm 2011.

2. Nhằm rút ngắn thời gian thi công, có thể xem xét các biện pháp thi công khác nhau, cách thích hợp nhất là áp dụng biện pháp thi công cải tiến cho cầu qui mô lớn như dự án này với biện pháp thi công được lặp lại và có nhịp tương tự. Theo điều kiện này, SAPROF đã lựa chọn hai phương án, là SBS và MSS. Trong cả hai biện pháp thi công, phải yêu cầu dầm lắp dựng quá cỡ. Dầm lắp dựng quá cỡ này và các thiết bị phụ trợ khác theo quan điểm về kinh tế đòi hỏi chi phí đầu tư ban đầu lớn.

Sự khác nhau chủ yếu giữa phương pháp SBS và phương pháp MSS là chiều dài nhịp và bãi chế tạo. Ở Nhật, phương pháp SBS được áp dụng tới 70m, và phương pháp MSS được áp dụng chiều dài nhịp từ 25m tới 35m chủ yếu cho bản BT DƯỠI rộng và dầm BT DƯỠI T- khớp. Tuy nhiên, trong một số trường hợp của phương pháp MSS, chiều dài nhịp tốt đa là 50m như được trình bày dưới đây. (“Cầu cạn Nanairo” sử dụng bó cáp ngoài tại Nhật Bản) phương pháp SBS cần bãi đúc và chứa dầm, nhưng tốc độ thi công nhanh hơn phương pháp MSS. Phương pháp MSS yêu cầu dầm lắp dựng nặng hơn phương pháp SBS vì dầm lắp dựng và ván khuôn thép là một khối.

3. Một yếu tố quan trọng khác để lựa chọn biện pháp thi công tối ưu là làm thế nào để hài hòa điều kiện hiện trường như bố trí nhịp tại nút giao v.v. Nếu bất kỳ sự bố trí nhịp nào có cùng độ dài nhịp không phù hợp với các điều kiện hiện trường thì sẽ bị loại bỏ. Do đó, lựa chọn hai chiều dài nhịp sau đây:

- Chiều dài nhịp 60m theo phương pháp SBS
- Chiều dài nhịp 50m theo phương pháp MSS

4. Ngoài hai phương án so sánh trên, PMU-2 đã yêu cầu Nhóm Nghiên cứu JICA các phương án khác như là phương pháp đúc hẫng và một số khác tương tự như thế. Do vậy, bổ sung thêm hai phương án sau để so sánh:

- Chiều dài nhịp 60m theo phương pháp P&Z
- Chiều dài nhịp 60m theo phương pháp đúc hẫng thông thường

Theo kết quả nghiên cứu, các dữ liệu kỹ thuật của 3 phương án được biên tập lại để tham chiếu trong trang bên.

1) Phương pháp SBS

a) Các kết quả xem xét công trình kỹ thuật mẫu

Trong Nghiên cứu thiết kế này, một số tài liệu tham chiếu sau đây đã được chuẩn bị và đưa vào trong Biên bản thảo luận số 8:

- Ghi hình thi công

- DVD: Cầu cạn Furukawa trên đường cao tốc cấp hai Tomei bằng phương pháp SBS.
- DVD: Thi công trên sông Kiso & Ibi đường cao tốc cấp hai Tomei bằng phương pháp lắp ghép từng đốt và móng cọc ống thép.
- Đề cương Dự án công trên sông Kiso & Ibi đường cao tốc cấp hai Tomei (Sổ tay thi công Kết cấu phần trên và hạ bộ)

- Một số báo cáo dự án thi công về phương pháp thi công lắp ghép từng đốt (Tiếng Việt)

- Cầu cạn Yatomi trên đường cao tốc cấp hai Tomei
- Cầu cạn Shigenobu trên đường cao tốc East Matsuyama
- Cầu cạn trên đường vành đai Bangkok cấp hai tại Thái Lan
- Cầu cạn Kawagoe trên đường cao tốc cấp hai Tomei

- Các bức ảnh về dầm lắp dựng

- Catalo của nhà sản xuất Nhật Bản
- Ví dụ tại Hàn Quốc: nhịp tối đa là 50m

b) Quá trình thi công SBS

- Đúc dầm theo phương pháp bệ đúc phân đoạn (in oản)
- Bố trí bãi đúc
- Chi tiết ván khuôn
- Chi tiết cầu tại bãi lưu trữ
- Thuyết minh biện pháp thi công dầm đúc sẵn

c) Đặc điểm phương pháp SBS

- Kiểm soát chất lượng cao vì có đầy đủ các phương tiện thích hợp ví dụ như nhà máy.
- Vì sử dụng cáp ngoài, nên chiều dài của dầm có thể được giảm đi.
(Khối lượng bê tông ít hơn phương pháp MSS.)
- Rút ngắn thời gian thi công do chế tạo bán tự động và máy móc tiết kiệm nhân lực.
- Nâng cao độ an toàn do giảm công việc ngoài hiện trường và tiết kiệm nhân lực
- Thi công kinh tế do sử dụng lắp lại các thiết bị hỗ trợ trong dự án qui mô lớn

Đảm bảo việc kết nối giữa các đốt dầm bằng khóa cắt và gắn với ứng suất dọc (ứng suất toàn phần được xét đến trong thiết kế dầm chủ). Và rất nhiều kết quả cho thấy sự an toàn của phương pháp thi công như trình bày ở trên.

d) Khối lượng vật liệu chính

Trong phần tính toán dự toán, phần từ trụ P79 tới mố A2 được lựa chọn làm đoạn điển hình. Phần tính toán khối lượng được trình bày trong Chương 4 của Bản thảo luận số 8. Khối lượng vật liệu chính bên Hải An được dự toán dựa trên kết quả tính toán nói trên

2) Phương pháp MSS

a) Các kết quả xem xét mẫu kỹ thuật

Trong Nghiên cứu thiết kế này, một số tài liệu tham chiếu sau đây đã được chuẩn bị và đưa vào trong Biên bản thảo luận số 8:

- Ghi hình thi công
 - Cầu Thanh Trì thi công bằng phương pháp MSS
 - Báo cáo thi công cầu cạn Nanairo tại Nhật Bản
 - Đề cương dự án cầu cạn Ano trên đường cao tốc cấp hai Tomei
- Đề cương phương pháp MSS
- Các bức ảnh dầm lắp dựng
- Catalo của nhà sản xuất Nhật Bản

b) Trình tự thi công phương pháp MSS

- Trình bày trong trang trên (cầu cạn Ano)

c) Đặc điểm của phương pháp MSS

- Kiểm soát chất lượng không nổi trội so với phương pháp SBS vì là biện pháp thi công bê tông đúc tại chỗ.
- Do mỗi nới thi công tại điểm 0.2L (L : chiều dài nhịp) sau khi vượt qua trụ đỡ trung gian, chiều dày bản sườn sẽ dày hơn đoạn chuẩn ở giữa nhịp. (Khối lượng bê tông tăng so với phương pháp SBS.)
- Có thể loại bỏ công tác đà giáo so với biện pháp thi công đà giáo thông thường, nhưng mất nhiều thời gian thi công hơn phương pháp SBS.
- Trọng lượng dầm lắp dựng nặng hơn phương pháp SBS do phải bao gồm cả ván khuôn bằng thép cho dầm chủ và các thiết bị khác.
- Không tiết kiệm được nhiều các công tác hiện trường và nhân lực so với phương án SBS, do vậy độ an toàn cũng thấp hơn phương án SBS.
- Từ quan điểm về kinh tế, nếu qui mô dự án không lớn lắm, thì biện pháp thi công là thích hợp nhất vì không đòi hỏi một diện tích rất lớn để làm bãi chế tạo và lưu trữ cốt dầm. Tuy nhiên, trong dự án này, trước hết ưu tiên tiết kiệm thời gian thi công và hơn nữa qui mô dự án là khá lớn. Do đó, biện pháp này không có ưu thế so với phương án SBS về mọi mặt.

d) Khối lượng vật liệu chính

Trong phần tính toán dự toán, phần từ trụ P79 đến mố A2 được chọn làm đoạn điển hình. Bản tính khối lượng được trình bày trong Chương 4 của Bản thảo luận số 8. Khối lượng vật liệu chính bên Hải An được tính dựa trên kết quả tính toán nói trên.

3) Phương pháp P&Z

a) Các kết quả xem xét mẫu kỹ thuật

Trong Nghiên cứu thiết kế này, các tài liệu tham chiếu sau đây được đưa vào trong Bản thảo luận số 8:

- Ghi hình thi công
 - Thi công cầu cạn Yoshimine tại Nhật Bản
- Các bức ảnh đầm lấp dựng
 - Catalo của công ty P&Z Nhật bản

b) Đặc điểm của phương pháp P&Z

- Kiểm soát chất lượng không nổi trội bằng phương pháp SBS do thi công bê tông đổ tại chỗ .
- Có thể loại bỏ công tác lấp dựng đà giáo so với phương pháp thi công đà giáo thông thường, nhưng thời gian thi công sẽ dài hơn phương pháp SBS.
- Trọng lượng đầm lấp dựng nhẹ hơn phương pháp SBS do việc lấp dựng đót đầm có chiều dài tối đa là 10m.
- Không tiết kiệm được nhiều nhân công và công tác hiện trường so với phương pháp SBS, nên độ an toàn trên công trường là thấp hơn so với phương pháp SBS.
- Từ quan điểm về kinh tế , nếu qui mô dự án không lớn lắm, thì biện pháp thi công là thích hợp nhất vì không đòi hỏi một diện tích rất lớn để làm bãi chế tạo và lưu trữ đót đầm. Tuy nhiên, trong dự án này, trước hết ưu tiên tiết kiệm thời gian thi công và hơn nữa qui mô dự án là khá lớn. Do đó, biện pháp này sẽ không có ưu thế so với phương án SBS về mọi mặt.

4) Khối lượng vật liệu chính

Trong phần tính dự toán, phần từ trụ P79 đến mỏ A2 được chọn làm đoạn điển hình. Bản tính khối lượng được trình bày trong Phụ lục 1. Khối lượng vật liệu chính bên Hải An được tính dựa trên kết quả tính toán nói trên.

8.4.1.2 Nghiên cứu kết cấu Cầu dẫn phía Hải An

(1) Bố trí cấu kiện của dầm chủ

Kích thước của mỗi cấu kiện cho dầm chủ sẽ được xác định như sau:

Đối với các điều kiện cơ bản để xác định kích thước của từng cấu kiện cần xem xét các yếu tố sau đây

1) Điều kiện cơ bản để bố trí cấu kiện

a) Xét các bó cáp DUỖ dưới đây để xác định độ dày cấu kiện.

- Bó cáp DUỖ theo chiều dọc

*19S15.2mm (bố trí trong dầm hộp làm cáp ngoài)

*12S15.2mm (bố trí trong bản mặt cầu trên và dưới)

- Bó cáp DUỖ theo chiều ngang

*1S28.6mm (bố trí trong bản mặt cầu trên)

b) Các thanh cốt thép được sử dụng như sau:

- Các thanh cốt thép trong bản mặt cầu trên:

*Các thanh được bố trí là D12 tới D14, vì bản mặt cầu trên được thiết kế như các cấu kiện DUỖ.

- Các thanh cốt thép trong bản mặt cầu dưới:

*Các thanh được bố trí là D14 tới D19, vì bản mặt cầu dưới được thiết kế như các cấu kiện bê tông cốt thép.

c) Lớp bê tông bảo vệ cho các thanh cốt thép như sau: (cho môi trường ăn mòn nước biển)

Bảng 8.4.1-1 Bê tông bảo vệ cho thanh cốt thép (22TCN-272-05)

Vùng		Phía trên	Phía dưới	Ghi chú
		(Bên trong)	(Bên ngoài)	
*1 bản mặt trên	Đúc hẫng	40mm	60mm	Fc=50Mpa
	Bên trong hộp	40mm	40mm	
*2 Bản mặt dưới		40mm	60mm	
*3 Bản sườn		40mm	60mm	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Kích thước xấp xỉ của từng cấu kiện được trình bày như dưới đây từ các công trình.

(Theo "Sổ tay kế hoạch thi công cầu BT DUL")

Bảng 8.4.1-2 Kích thước xấp xỉ của từng cấu kiện

*1 Bản mặt trên

	Hình dáng dầm chủ	Kết cấu	D1(m)	D2(m)	D3(m)	D4(m)
Bản mặt trên	1 dầm hộp	BTCT	0.24-0.30	0.30-0.50	0.30-0.50	0.25
		BT DUL	0.25-0.35	0.35-0.65	0.35-0.65	0.25

*2 Bản mặt dưới

	Hình dáng dầm chủ	Kết cấu	Nhịp trung tâm T1(m)	Hệ đỡ giữa T2(m)
Bản mặt dưới	1 dầm hộp	RC	0.21-0.30	0.40-1.50

*3 Bản sườn

	Hình dáng dầm chủ	Kết cấu	Nhịp trung tâm T1(m)	Hệ đỡ giữa T2(m)
Bản sườn	1 dầm hộp	RC	0.35-0.50	0.50-0.70

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

2) Độ dày của bản mặt cầu trên

Xác định độ dày của bản mặt cầu trên được tiến hành dựa trên các xem xét sau đây:

- a) Độ dày tối thiểu có tính đến độ mỏi do hoạt tải tác dụng lên trực tiếp.
- b) Độ dày cần thiết để bố trí bố cấp DUL và thanh cốt thép.

a) Độ dày tối thiểu của bản mặt cầu chịu tĩnh tải trực tiếp.

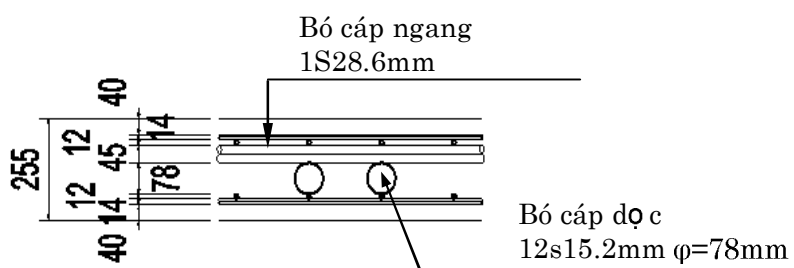
Độ dày có thể được xác định theo tiêu chuẩn cầu và đường Nhật Bản (JSHB).

*1. Độ dày tối thiểu của bản bê tông DUL, $t > 160\text{mm}$

*2. Độ dày tối thiểu đỉnh bản hẫng, $t > 200\text{mm}$

b) Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp

Bảng 8.4.1-3 Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp



Phủ bê tông	40mm+40mm	80mm	
Thanh cốt thép	(D12+D14)x2	52mm	
Bó cáp ngang	Có vỏ bọc φ45	45mm	
Bó cáp dọc	Có vỏ bọc φ78	78mm	(#1075)
Tổng		255mm	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Do đó, bề dày tối thiểu của bản mặt cầu trên là 260mm với tất cả các cạnh.

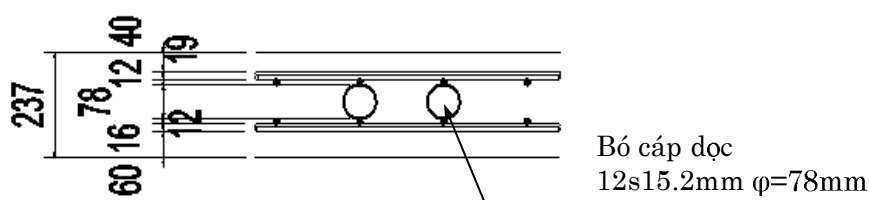
c) Độ dày của bản mặt cầu dưới

Bản mặt cầu dưới nói chung được thiết kế là dày hơn xung quanh điểm đỡ nhịp chính, có tính đến mô men uốn so với phần giữa nhịp.

Bản mặt cầu dày hơn sẽ ở quanh vị trí xuất hiện mô men uốn âm.

Độ dày chung của bản mặt cầu dưới tại giữa nhịp được xác định bởi các điều kiện sau.

Bảng 8.4.1-4 Độ dày của bản mặt dưới



Lớp bê tông bảo vệ	40mm+60mm	100mm	
Thanh cốt thép	D19+D12x2+D16	59mm	
Bó cáp dọc	Có vỏ bọc φ78	78mm	(#1075)
Tổng		237mm	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Độ dày của bản sườn

Độ dày bản sườn được xác định có xét đến các điều kiện cụ thể sau.

- Độ dày cần thiết để chống lực cắt của dầm chủ
- Độ dày cần thiết để chống khả năng chịu uốn của các cấu kiện ngang
- Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp DUL.

Cầu dẫn được thi công bằng phương pháp Nhịp nối Nhịp sẽ không có bó cáp DUL trong bản sườn, do vậy độ dày cần thiết của cấu kiện không thể xác định trên quan điểm này. Do đó độ dày tối thiểu sẽ được xác định từ các công trình thi công thực tế.

Bảng 8.4.1-5 Độ dày của bản sườn

	Hình dạng dầm chủ	Kết cấu	Giữa nhịp T1(m)	Trụ đỡ giữa T2(m)
Bản sườn	1dầm hộp	RC	0.35	0.50

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(2) Thiết kế phương dọc của dầm chủ

1) Đặc điểm thiết kế chính

Cầu dẫn được thi công theo phương pháp Nhịp nổi Nhịp bằng các đốt dầm đúc sẵn để nhằm giới thiệu một công nghệ tiên tiến của nước ngoài và có thể rút ngắn tiến độ cũng như cải thiện được chất lượng.

Trong giai đoạn thiết kế, chúng tôi đang xem xét các mục nghiên cứu dưới đây để có thể tăng hiệu quả chế tạo và thi công dầm.

- *Phân bố không tập trung các thiết bị lệch hướng và tiêu chuẩn hóa hình dạng đốt dầm.
- *Đơn giản hóa chiều dày của bản sườn và tối đa hóa thay đổi mặt cắt.
- *Sử dụng đồng thời cấp DUL trong và ngoài cho bó cáp dầm chủ và làm từ cấp ngoài có cường độ lớn.
- *Đơn giản hóa bằng việc bố trí cáp theo đường thẳng ở bản trên và bản dưới.
- *Không bố trí cáp DUL trong bản sườn

Ứng suất căng kéo không xảy ra vì toàn bộ dự ứng lực trong trạng thái Tải trọng khai thác vì bê tông cốt thép không được bố trí trong phần hàn nổi của khối dầm và sẽ tạo thành khối đồng nhất bởi các bó cáp DUL trong đốt dầm đúc sẵn.

2) Điều kiện thiết kế

a) Tĩnh tải

- * Trọng của bê tông: $\gamma_c = 24.50\text{kN/m}^3$
- * Mặt đường nhựa (Độ dày $t=75\text{mm}$) : $\gamma_s = 22.50\text{kN/m}^3$
- *Bó vỉa : Trọng lượng cột cao BT $w = 7.575 \times 2 = 15.15\text{kN/m}$
 : Trọng lượng lan can $wh = 0.600 \times 2 = 1.200\text{kN/m}$
- *Ống cấp thoát nước $\phi 400$ (Article 2) : $W = 2.250 \times 2 = 4.40\text{kN/m}$

b) Hoạt tải và Tải trọng xung kích

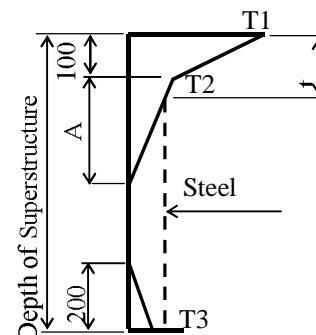
- *Hoạt tải : hoạt tải do xe (HL-93) 4 làn
- * Tải trọng động : hệ số xung kích $IM=0.25$

c) Nhiệt độ

- * Tải trọng động : 40°C (Thiết kế chịu tải)
 $\pm 20^\circ\text{C}$ Thiết kế dầm
- * Chênh lệch nhiệt độ: như trình bày trong bảng sau.

Bảng 8.4.1-6 Chênh lệch nhiệt độ

	T1	T2	T3
Positive	+23	+6	+3
Negative	-7	-1	0



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Tải trọng do động đất

* Cường độ động đất thiết kế theo phương ngang : $K_h=0.18$

e) Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Bảng 8.4.1-7 Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Load Combination	DC	LL										Use One of These At a Time		
	DD	IM						TU						
Limit State	D	CE						CR		TG	SE			
	W	BR	TL	WA	WS	WL	FR	SH				EQ	CT	CV
	EH	PL												
	EV	LS												
	ES	EL												
Strength-I	γ_p	1.75	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
Strength-II	γ_p	-	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
Strength-III	γ_p	1.35	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
Extreme	γ_p	0.50	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	
Service	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	
Fatigue – LL, IM & CE only	-	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

3) Vật liệu

a) Bê tông

Bảng 8.4.1-8 Đặc tính bê tông (Dầm chủ)

Hạng mục	Đ.vị	Dầm	Ghi chú
Cường độ nén tính toán f_c	Mpa	50.0	Hình trụ
Cường độ nén tại nơi DUL f_{ci}	Mpa	36.0	
Mô đun đàn hồi E_c	Mpa	33000	
ứng suất cho phép			
Ứng suất nén	Trước mất mát	Mpa	21.0
	D.L.W.S	Mpa	17.0
	Trạng thái giới hạn sử	Mpa	17.0
Ứng suất kéo	Trước mất mát	Mpa	1.8
	D.L.W.S	Mpa	Không kéo
	Trạng thái giới hạn sử	Mpa	Không kéo
Mô đun phá hoại		14348	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

b) Thép DƯỠ

Bảng 8.4.1-9 Đặc tính của thép DƯỠ (Tạo cáp DƯỠ)

Hạng mục		Đơn vị	12S15.2L	19S15.2L	1S28.6
Cường độ kéo fpu		Mpa	1850	1850	1800
Cường độ chảy fpy		Mpa	1600	1600	1500
Mô đun đàn hồi Ep		Mpa	200000	200000	200000
Cường độ kéo cho phép	Trong khi DƯỠ.	Mpa	1440	1440	1350
	Sau DƯỠ .	Mpa	1295	1295	1260
	Tại tải trọng thiết kế	Mpa	1110	1110	1080

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-10 Đặc tính của thép DƯỠ (Thanh thép DƯỠ - SBPR930/1180)

Hạng mục		Đơn vị	φ32	Ghi chú
Cường độ kéo fpu		Mpa	1180	
Cường độ chảy fpy		Mpa	930	
Mô đun đàn hồi Ep		Mpa	200000	
Cường độ kéo cho phép	Trong khi DƯỠ.	Mpa	837	0.9fpy
	Sau DƯỠ .	Mpa	790	0.85fpy
	Tại tải trọng thiết kế	Mpa	697	0.75fpy

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-11 Thép thường

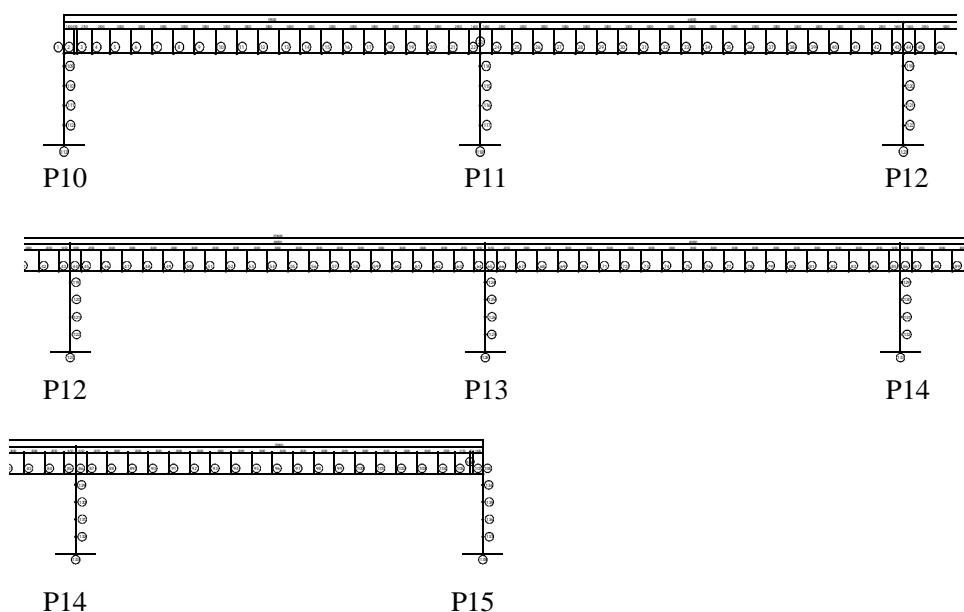
Hạng mục		Đơn vị	SD345	Ghi chú
Cường độ kéo fpu		Mpa	490	
Cường độ chảy fpy		Mpa	345	
Mô đun đàn hồi Ep		Mpa	200000	
Cường độ kéo cho phép tại tải trọng thiết kế		Mpa	180	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

4) Mô hình phân tích kết cấu

Việc phân tích như một kết cấu khung theo lý thuyết tuyến tính sẽ được tiến hành bằng cách lập mô hình kết cấu theo cách sau đây:

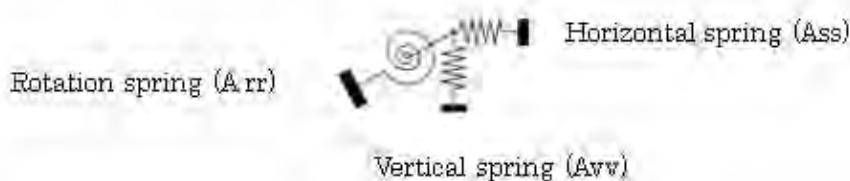
1. Mô hình kết cấu gồm các đường nối trục tâm của các cấu kiện với trục của dầm làm trùng khít với tuyến trắc dọc thiết kế của một hệ thống đã hoàn thành.
2. Các vùng giao nhau giữa các tháp, dầm và các trụ sẽ được coi là các vùng cứng. Độ cứng của các vùng cứng được giả thiết là gấp 1000 lần độ cứng của các cấu kiện lân cận.
3. Việc đỡ sẽ được lập mô hình để tương xứng với chức năng kiểu chịu tải áp dụng thực tế.
4. Kết cấu móng và nền sẽ được lập mô hình như kiểu lò so đàn hồi có tính năng tương đương. Cũng như vậy, hiệu ứng biến thiên sẽ được coi là tương thích với nền và móng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-1 Mô hình phân tích

Bảng 8.4.1-12 Hệ số lò xo đàn hồi của cọc



P10-P15	ĐV	Trạng thái phục vụ	Động đất
Ngang (Ass)	kN/m	4.35286E+005	2.263068E+006
Xoắn tổng hợp (Asr=Ars)	kN/rad	-1.12780E+006	-3.65098E+006
Góc quay (Arr)	kNm/rad	4.022810E+007	4.540677E+007
Đứng (Avv)	kN/m	3.59054E+006	3.590544E+006

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-13 Hệ số lò xo đàn hồi của gối cầu



	đơn vị	Đỡ cuối	Đỡ giữa
Phương dọc	kN/m	2858000	8860000
Phương ngang	kN/m	10314	27000

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

5) Phân tích kết cấu

Phân tích kết cấu được tiến hành trên cơ sở xem xét các yếu tố sau.

- a) Qui trình và biểu thời gian để hoàn thành hệ thống kết cấu sẽ được nghiên cứu và việc phân tích kết cấu sẽ được thực hiện sao cho phù hợp.
- b) Các tải trọng sau đây sẽ được coi là các tải trọng làm việc trong quá trình thi công.
 - Các tải trọng cơ sở
 - Tĩnh tải của dầm
 - Lực DUL (các cáp trong và ngoài)
 - Co ngót và từ biến của bê tông
- c) Sẽ tiến hành áp dụng và giả thiết các mốc thời gian khi tĩnh tải và hoạt tải chất lên và tiến hành phân tích kết quả ứng suất tại các thời điểm đó.

Quá trình và kế hoạch phân tích kết cấu như sau.

Bước 1. Thi công Trụ và Móng (360 ngày)



Bước 2. Thi công khối đỉnh trụ (60 ngày)



Bước 3. Thi công Nhịp đầu tiên (30 ngày)
(Giả thiết rằng tuổi bê tông tại thời điểm lắp dựng là 20 ngày)



Bước 4. Thi công nhịp số 2 (15 ngày)



Bước 5. Thi công nhịp số 3 (15 ngày)



Bước 6. Thi công nhịp số 4 (15 ngày)



Bước 7. Thi công nhịp số 5 (15 ngày) (Hoàn thành kết cấu)



Bước 8. Thi công bề mặt (60 ngày)

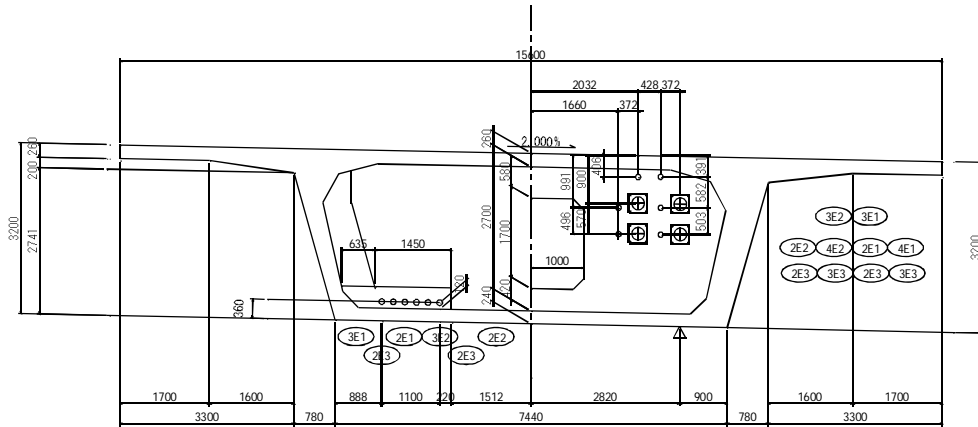


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-2 Quy trình và kế hoạch phân tích kết cấu

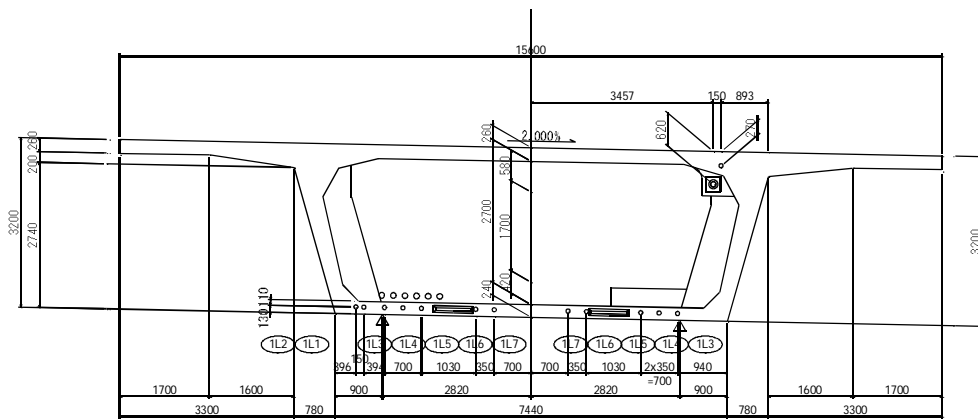
6) Bố trí bố cáp DƯ'L đậm chủ

Cáp trong và cáp ngoài sẽ được bố trí như hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-3 Bố trí bố cáp DƯ'L bên ngoài



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-4 Bố trí bố cáp DƯ'L bên trong

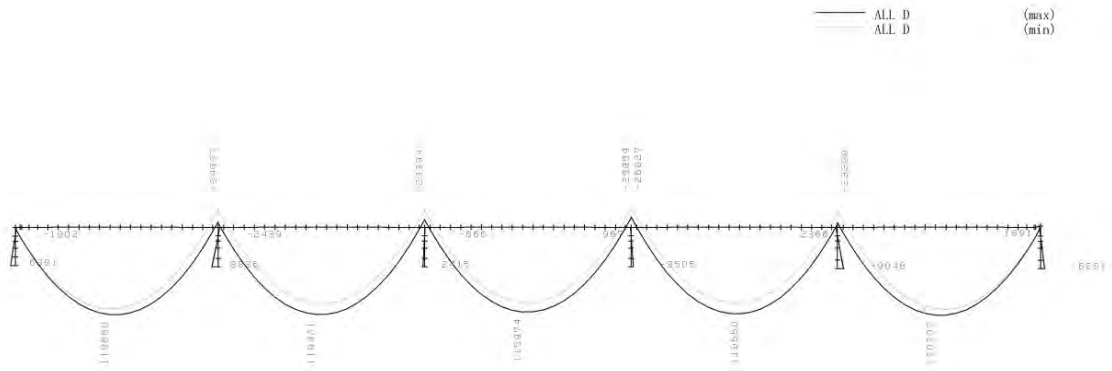
7) Kết quả thiết kế của Dầm chính

a) Cầu dẫn P35-P40 (5@60.0m=300m)

Cầu dẫn giống 8 cầu dưới đây P10-P15(5@60.0m=300m).

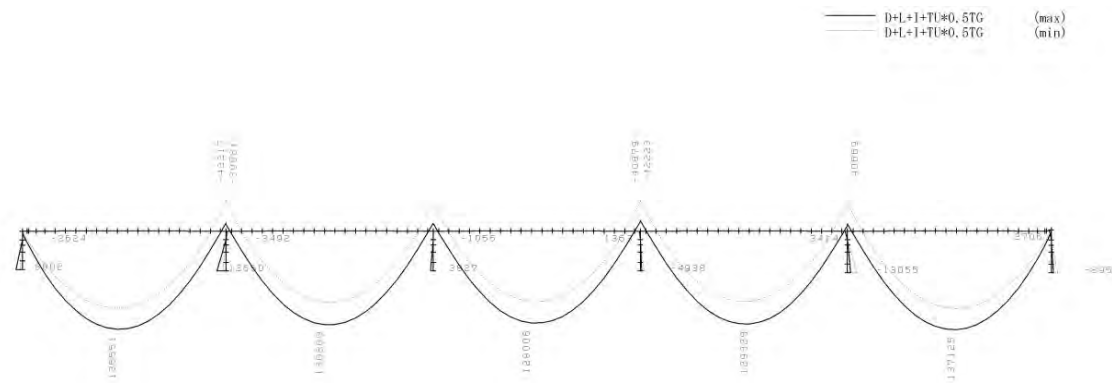
A1-P5, P5-P10, P15-P20, P20-P25, P25-P30, P30-P35, P40-P45, P50-P55

<1> Mô men uốn của dầm chủ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-5 Mô men uốn do tĩnh tải

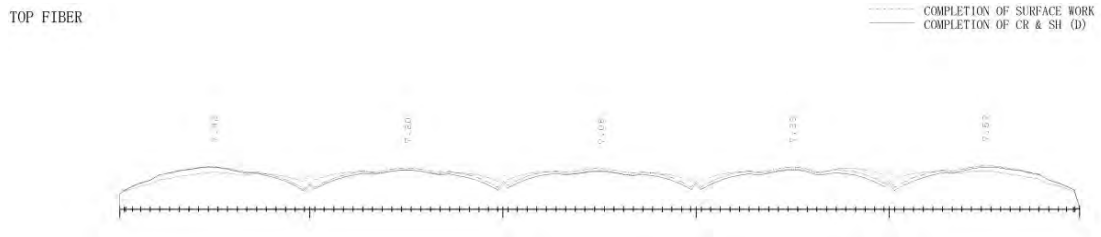


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-6 Mô men uốn khi phục vụ

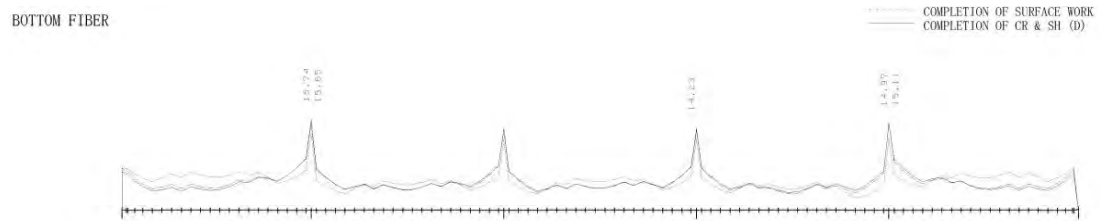
<2> Ứng suất thớ của dầm chủ

< Trạng thái tĩnh tải >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

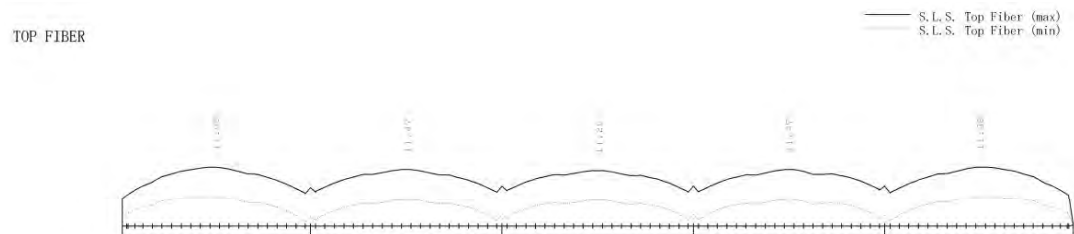
Hình 8.4.1-4 Ứng suất đỉnh thớ (Tĩnh tải)



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

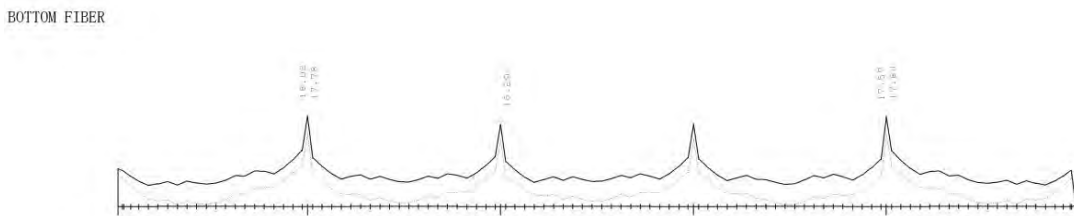
Hình 8.4.1-5 Ứng suất thớ dưới (Tĩnh tải)

< Trạng thái giới hạn sử dụng >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-6 Ứng suất thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)



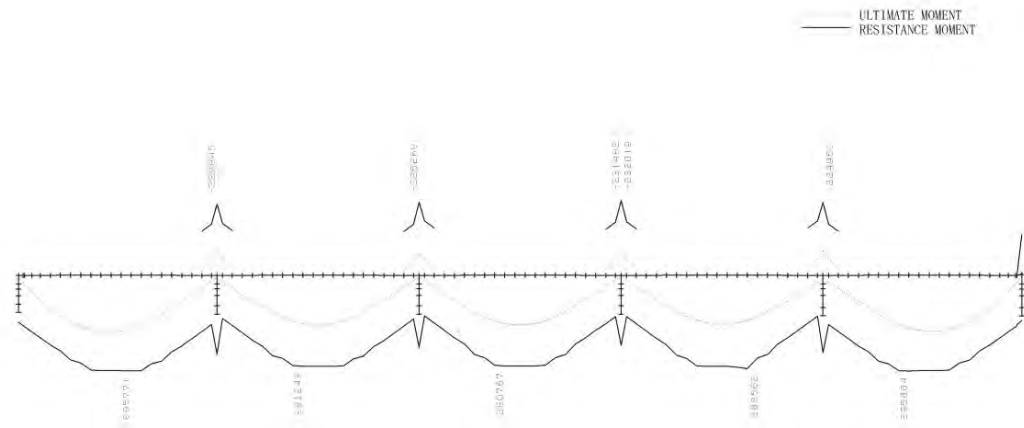
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-7 Ứng suất thớ dưới (Trạng thái giới hạn sử dụng)

Ứng suất kéo không xảy ra trong tất cả các đoạn

<3> Mô men uốn tới hạn của Dầm chính

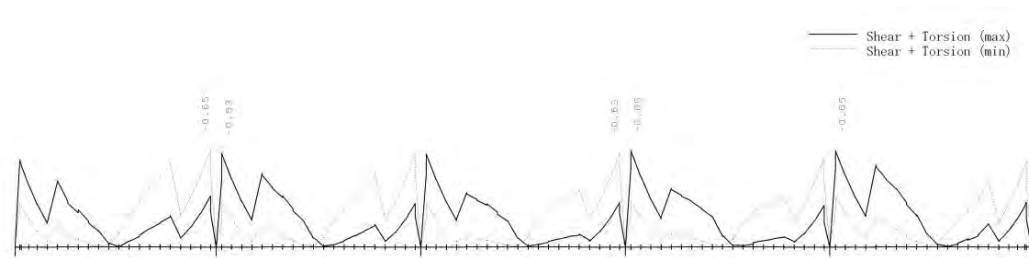
< Trạng thái giới hạn cường độ >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-8 Mô men uốn của dầm chủ (Trạng thái giới hạn cường độ)

<4> Ứng suất cắt của Dầm chủ ở Trạng thái giới hạn sử dụng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-9 Ứng suất kéo chéo

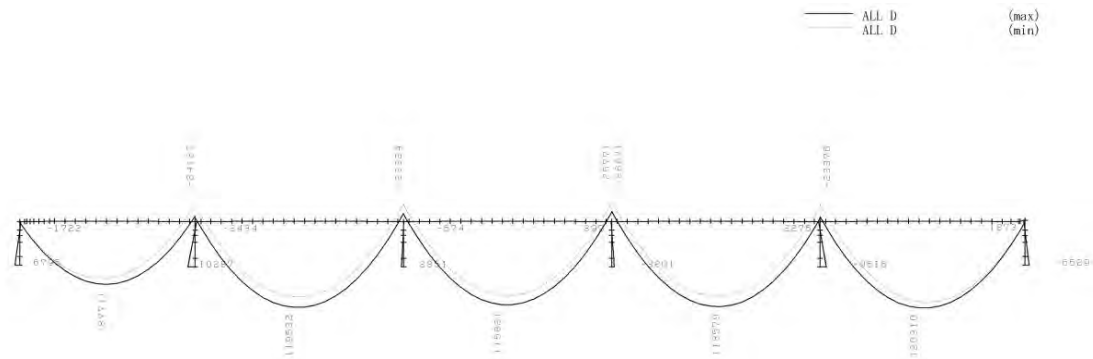


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-10 Ứng suất cắt tối đa

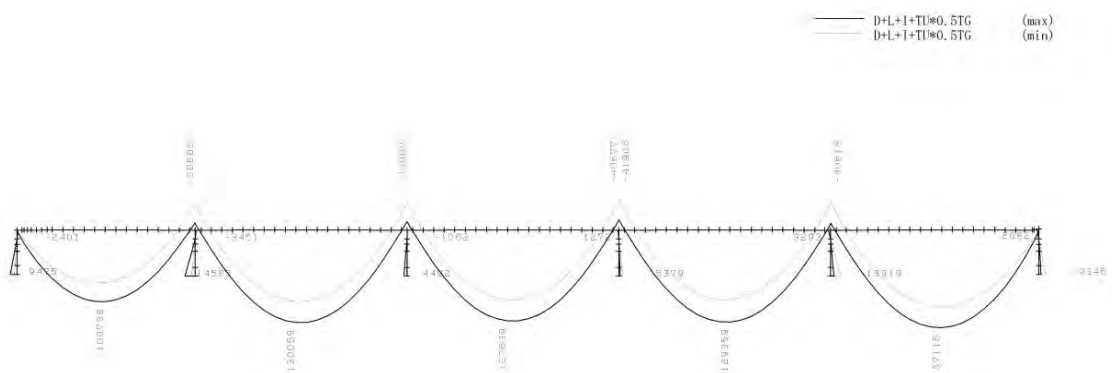
b) Cầu dẫn P10-P15 (51.5m+4@60.0m=291.50m)

<1> Mô men uốn của Dầm chủ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-5 Mô men uốn do Tĩnh tải

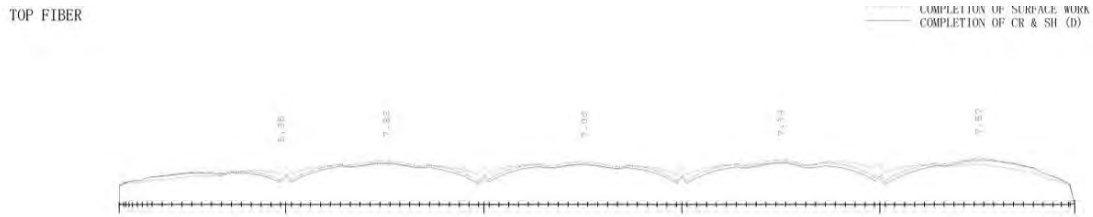


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-6 Mô men uốn ở trạng thái phục vụ

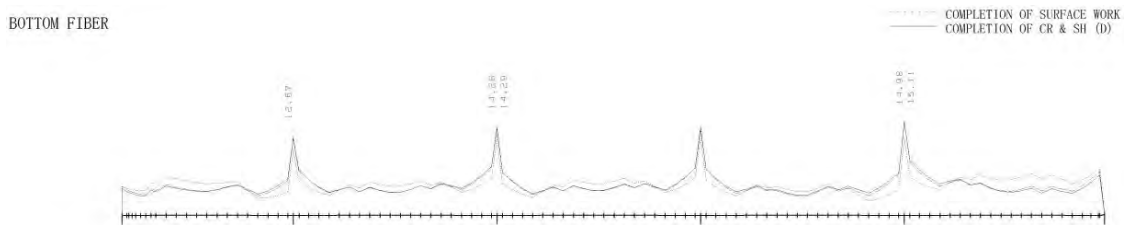
<2> Ứng suất thớ của Dầm chủ

a) <Trạng thái tĩnh tải >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

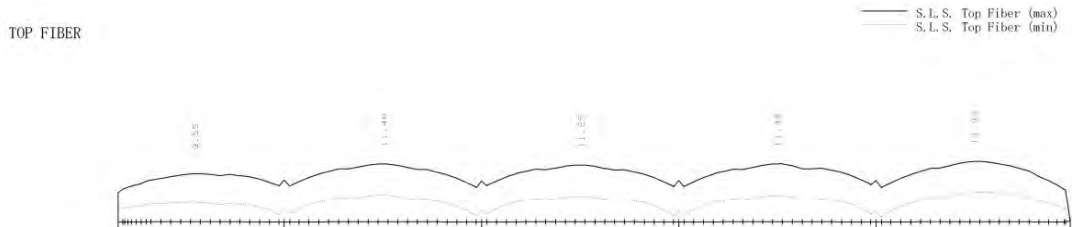
Hình 8.4.1-11 Ứng suất đỉnh thớ (Tĩnh tải)



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

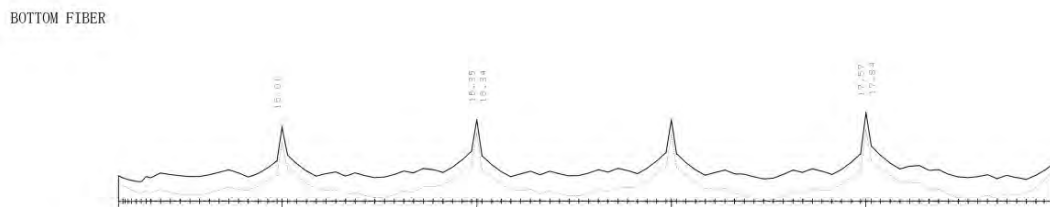
Hình 8.4.1-12 Ứng suất thớ dưới (Tĩnh tải)

<Trạng thái giới hạn sử dụng >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-13 Ứng suất thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)

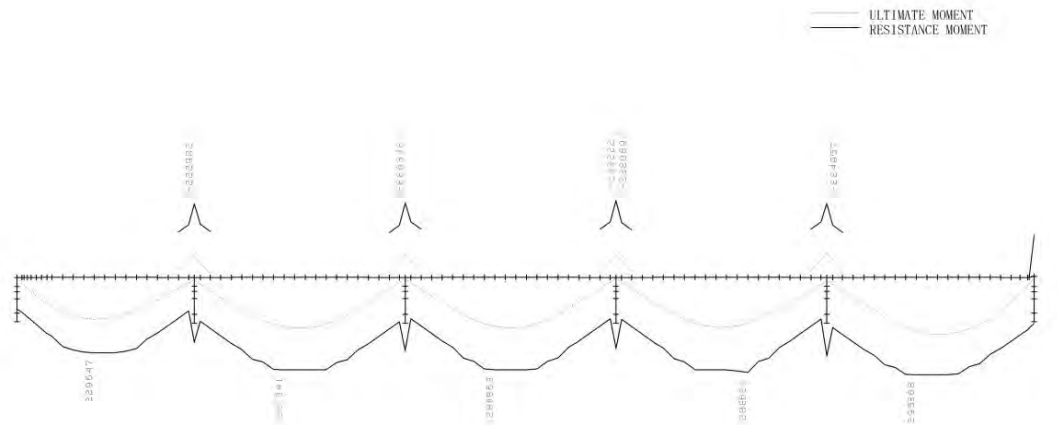


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-14 Ứng suất thớ dưới (Trạng thái giới hạn sử dụng)

Ứng suất kéo không xảy ra trong tất cả các đoạn

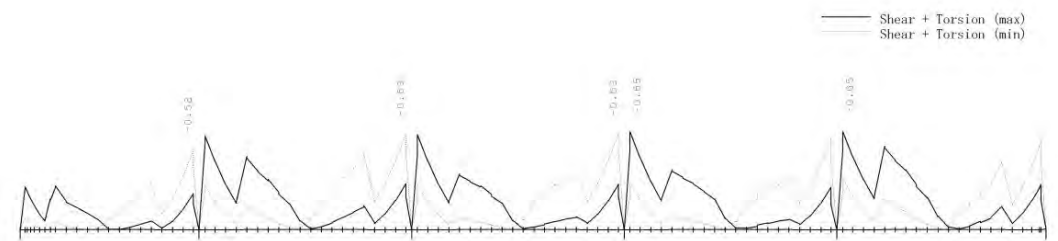
<3> Mô men uốn tới hạn của Dầm chủ
< Trạng thái giới hạn cường độ >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-15 Mô men uốn của dầm chủ (Trạng thái giới hạn cường độ)

<4> Ứng suất cắt của Dầm chủ tại Trạng thái giới hạn sử dụng



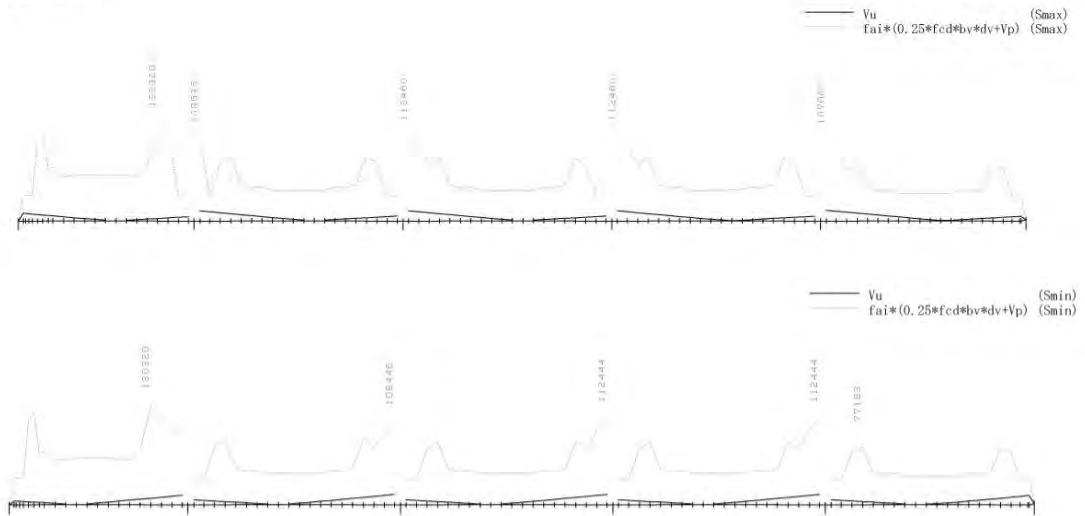
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-16 Ứng suất kéo chéo

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

MAXIMUM SHEAR RESISTANCE

1cm= 65160.0 kN



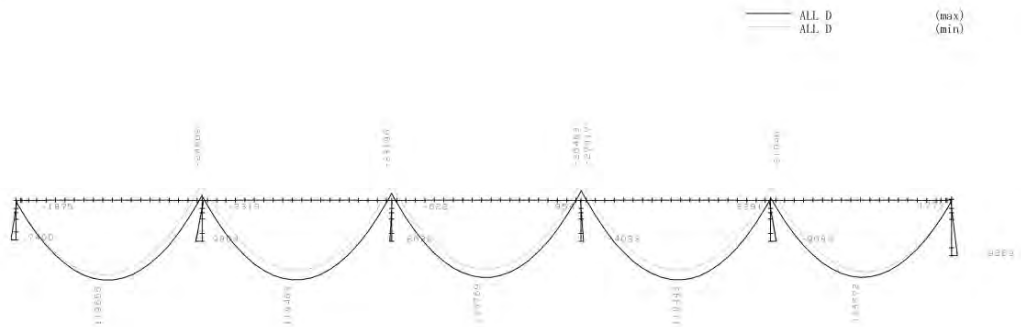
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-17 Ứng suất cắt tối đa

b) Cầu dẫn P45-P50 (4@60.0m+58.36m=298.36m)

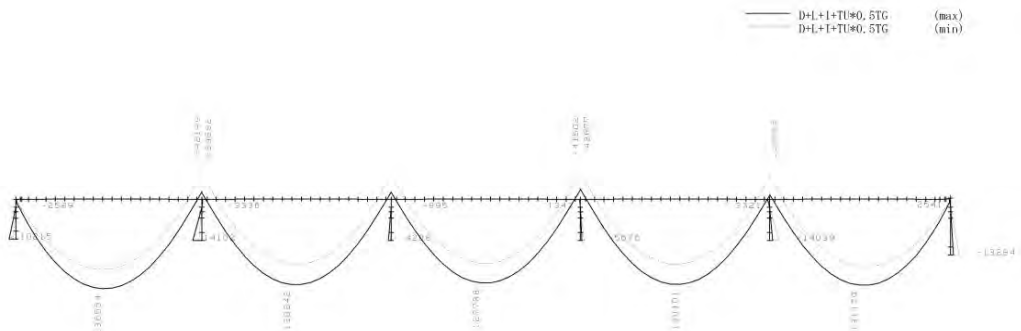
<1> Mô men uốn của Dầm chủ

M MAX - M



Hình 8.4.1-5 Mô men uốn bởi tĩnh tải

M MAX - M

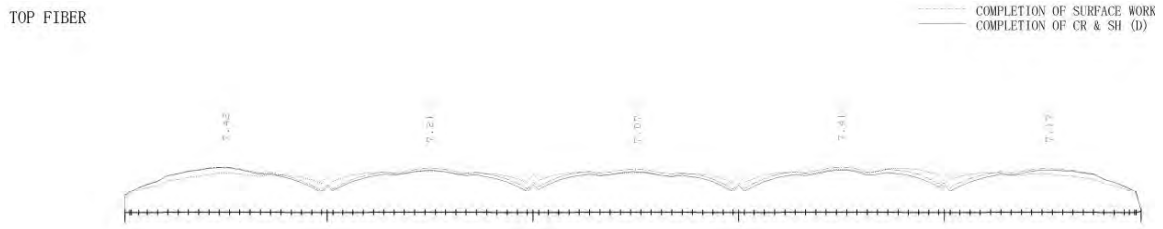


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-6 Mô men uốn phục vụ

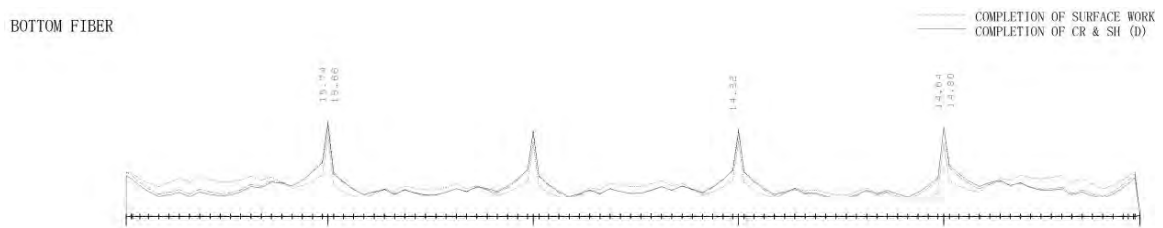
<2> Ứng suất thớ của dầm chủ

< Trạng thái tĩnh tải >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

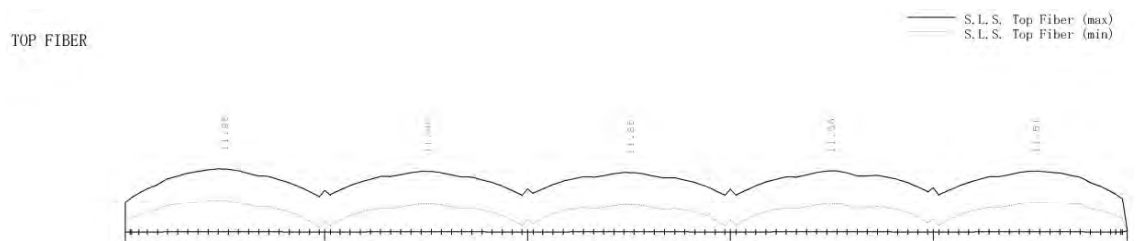
Hình 8.4.1-18 Ứng suất đỉnh thớ (Tĩnh tải)



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

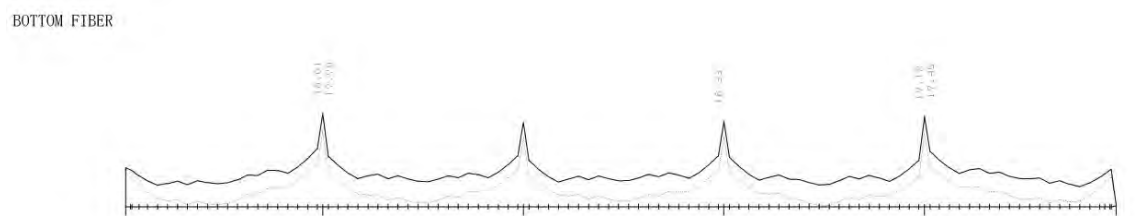
Hình 8.4.1-19 Ứng suất thớ dưới (Tĩnh tải)

< Trạng thái giới hạn sử dụng >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-20 Ứng suất thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)

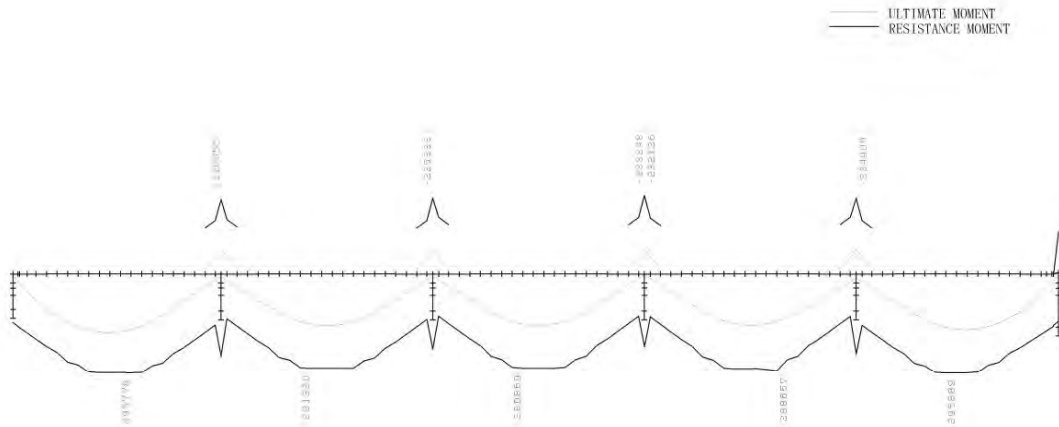


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-21 Ứng suất thớ dưới (Trạng thái giới hạn sử dụng)

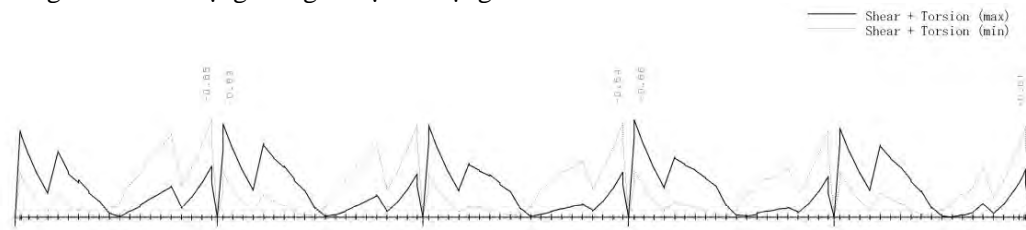
Ứng suất kéo không xảy ra trong tất cả các đoạn

<3> Mô men uốn không giới hạn của dầm chủ
< Trạng thái giới hạn cường độ >



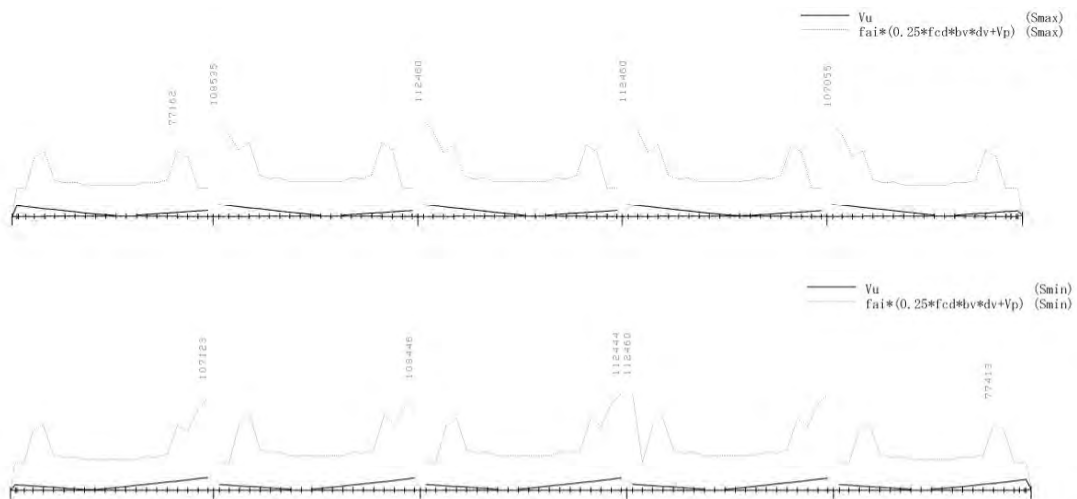
Hình 8.4.1-22 Mô men uốn của dầm chủ (Trạng thái giới hạn cường độ)

<4> Ứng suất cắt ở Trạng thái giới hạn sử dụng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-23 Ứng suất kéo chéo



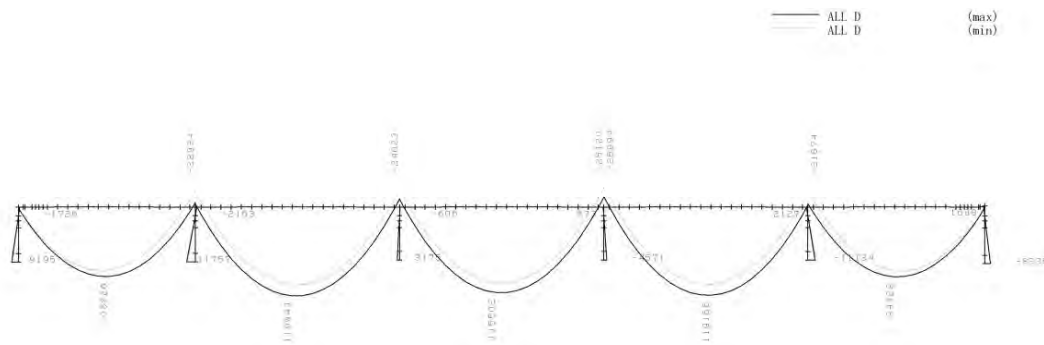
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-24 Ứng suất cắt tối đa

c) Cầu dẫn P60-P65 (52.98m+3@60.0m+52.98m=285.96m)

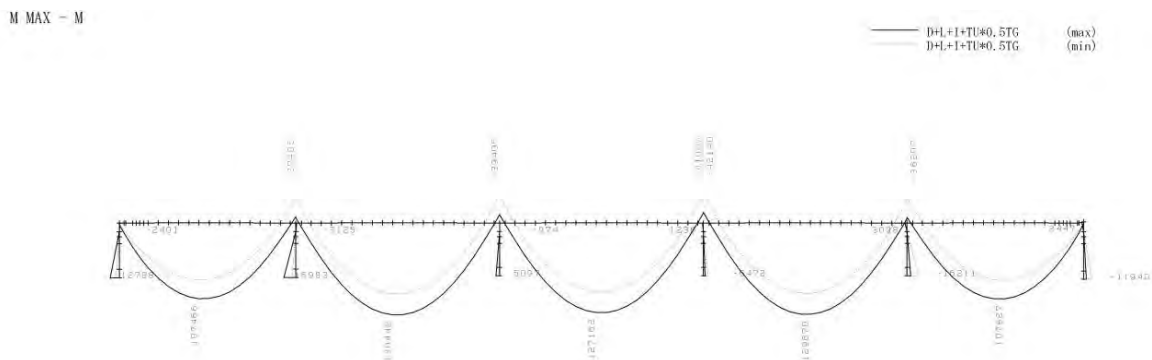
Cầu dẫn giống ba cầu như dưới đây P60-P65(52.98m+3@60.0m+52.98m=285.96m) .
 P55-P60, P65-P70, P70-P75

<1> Mô men uốn của dầm chủ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-5 Mô men uốn do tĩnh tải

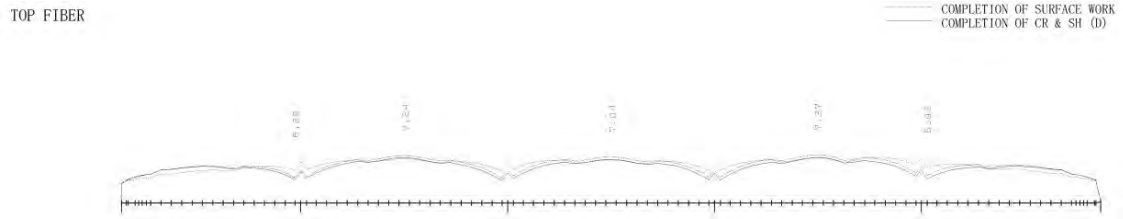


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-6 Mô men uốn khi phục vụ

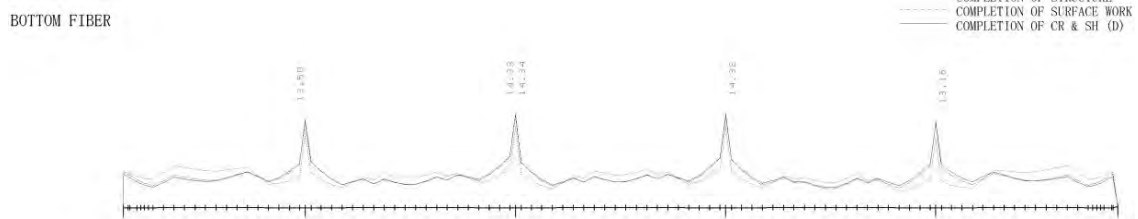
<2> Ứng suất thớ của dầm chủ

< Trạng thái tĩnh tải >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

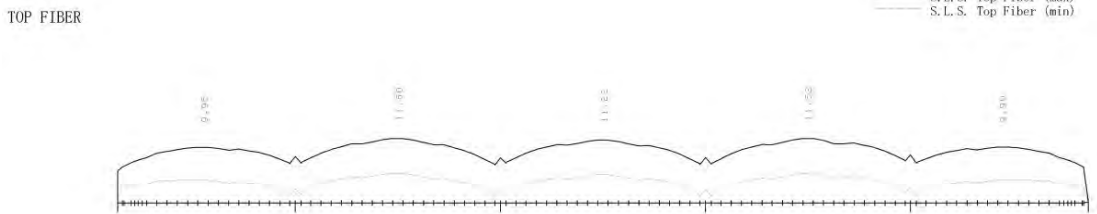
Hình 8.4.1-25 Ứng suất đỉnh thớ (Tĩnh tải)



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

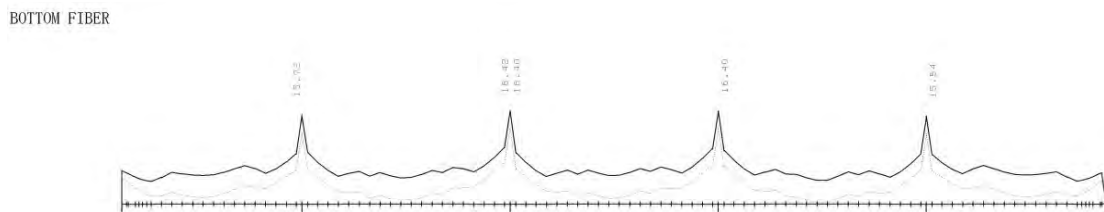
Hình 8.4.1-26 Ứng suất thớ dưới (Tĩnh tải)

< Trạng thái giới hạn sử dụng >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-27 Ứng suất thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)

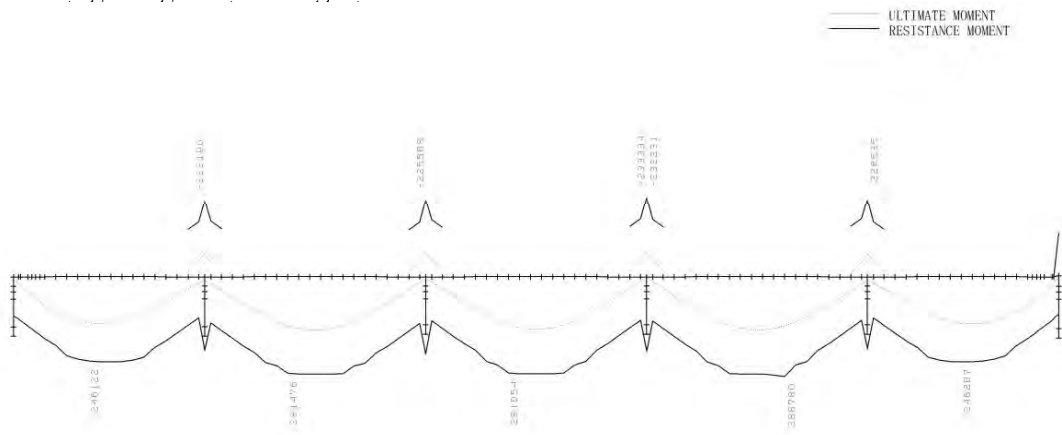


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-28 Ứng suất thớ dưới (Trạng thái giới hạn sử dụng)

Ứng suất kéo không xảy ra trong tất cả các đoạn.

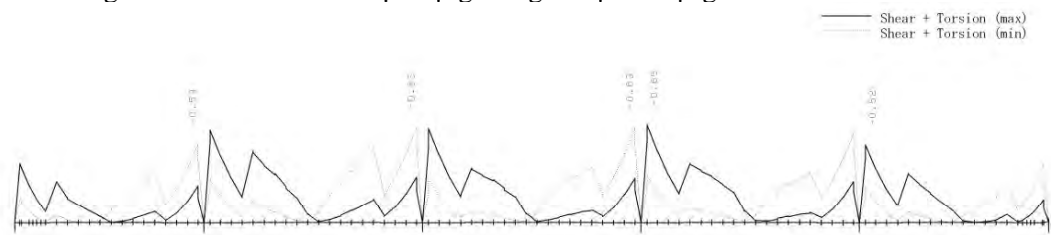
<3> Mô men uốn không giới hạn của Dầm chủ
< Trạng thái giới hạn cường độ >



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

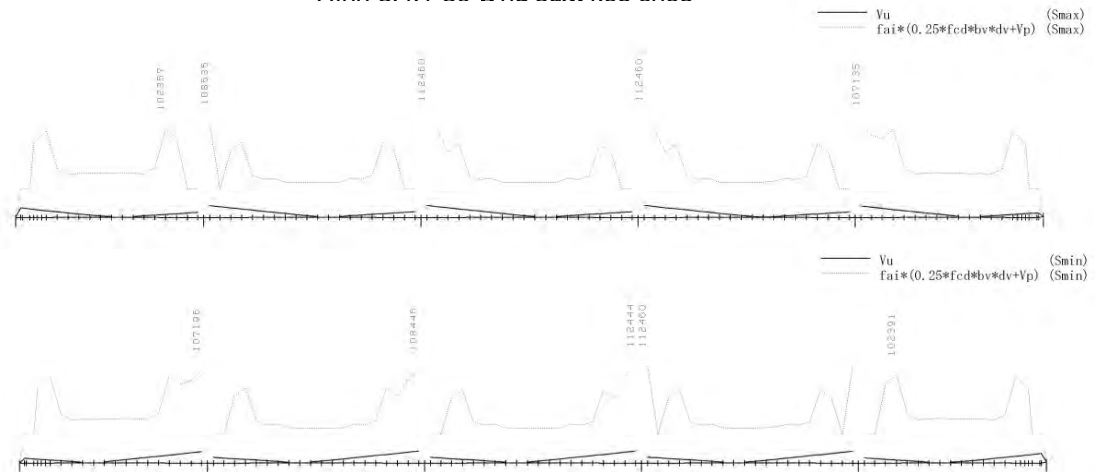
Hình 8.4.1-29 Mô men uốn của dầm chủ (Trạng thái giới hạn cường độ)

<4> Ứng suất cắt của Dầm chủ tại Trạng thái giới hạn sử dụng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-30 Ứng suất kéo chéo



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-31 Ứng suất cắt tối đa

(3) Thiết kế phương ngang của dầm chủ

1) Khái quát

Đây là thiết kế cho phương ngang của dầm chủ cầu dẫn bên Cát Hải để nối đường với cảng Lạch Huyện. Bản mặt trên của cầu dẫn là kết cấu DƯỠNG với bó cáp DƯỠNG ngang 1S28.6mm (SWPR19L). giống như cầu tới cầu dẫn bên Tân Vũ. Đặc điểm kết cấu của mỗi cấu kiện (bản mặt trên, bản sườn, và bản mặt dưới) của dầm chủ sẽ được trình bày trong bảng dưới đây. Áp dụng thi công đúc hẫng với bê tông đúc tại chỗ cho cầu này.

Bảng 8.4.1-14 Phân loại kết cấu dầm chủ

Cấu kiện	Phân loại kết cấu	Ghi chú
Bản mặt trên	Kết cấu BT DƯỠNG	1S28.6mm
Bản sườn	Kết cấu BTCT	
Bản mặt dưới	Kết cấu BTCT	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Đối với mô men uốn thiết kế, hệ số an toàn cho chiều ngang sẽ được xác định bằng công thức mô men uốn hoạt tải (T load) như hướng dẫn trong JSHB (Japanese Specifications for Highway Bridges III 7.4.2) và mô men uốn tính theo phân tích FEM của kết cấu bản mặt nơi được chất tải trực tiếp xe P ($=145/2 * 1.25 = 91 \text{ kN} \approx 100 \text{ kN}$).

a) Bản mặt trên

Đối với hoạt tải thiết kế, ứng suất uốn do mô men uốn của mỗi bản theo công thức trong JSHB (Japanese Specifications for Highway Bridges) và tải trọng bánh xe trực tiếp (100kN) sẽ được thiết lập như sau:

Bảng 8.4.1-15 Tải trọng bánh xe trực tiếp lên bản mặt cầu trên

	JSHB	Phân tích FEM
Dưới trạng thái làm việc của tĩnh tải	DƯỠNG toàn phần	
Dưới Tải trọng khai thác (Hoạt tải)	Trạng thái giới hạn nứt gãy	DƯỠNG toàn phần

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

b) Bản sườn và bản mặt đáy

Bản sườn và bản mặt đáy được thiết kế như sau:

- Theo JSHB : ứng suất thanh cốt thép khi sử dụng sẽ là nhỏ hơn
less than $\sigma_{sa} = 180\text{N/mm}^2$
- Theo FEM : ứng suất thanh cốt thép khi sử dụng sẽ là nhỏ hơn
less than $\sigma_{sa} = 140\text{N/mm}^2$
- Theo JSHB : ứng suất thanh cốt thép dưới trạng thái tải trọng làm việc
sẽ là nhỏ hơn $\sigma_{sa} = 180\text{N/mm}^2$
- Theo FEM : ứng suất thanh cốt thép dưới trạng thái tải trọng làm việc
sẽ là nhỏ hơn $\sigma_{sa} = 140\text{N/mm}^2$
So sánh mô men uốn do hoạt tải

c) Mặt cắt ngang tiêu chuẩn [bản mặt trên] - [A]

Bảng 8.4.1-16 Mô men uốn (Tĩnh tải) [A]

Hạng mục thiết kế	JSHB M (kN·m)	FEM Analysis (P=100kN) M(kN·m)	JSHB/FEM
*1 Phần nối cho bản hẫng	-150.150	-125.033	1.201
*2 Phần nối dầm hộp	-165.713	-134.111	1.234
*3 Giữa dầm hộp	103.002	43.001	2.395

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-17 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [A]

Hạng mục thiết kế	JSHB M (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) M (kN·m)	JSHB/FEM
*1 Phần nối cho bản hẫng	-223.388	-198.738	1.124
*2 Phần nối dầm hộp	-240.909	-209.370	1.151
*3 Giữa dầm hộp	91.044	31.043	2.933

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-19 Hệ số an toàn cho trạng thái làm việc của tải trọng giới hạn [A]

$$\text{Mu} = 1.3 \cdot \text{D} + 2.5 \cdot (\text{LL} + \text{IM}) + \text{Ps} + \text{Cr} + \text{SH} \quad [\text{JSHB-16}]$$

$$\text{Mu} = 1.25 \cdot \text{DC} + 1.5 \cdot \text{DW} + 1.75 \cdot (\text{LL} + \text{IM}) + 1.2 \text{ or } 0.5 \cdot (\text{CR} + \text{SH}) \quad [\text{P}=100\text{kN}]$$

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
*1 Phần nối cho bản hẫng	452.710	320.288	< 598.847
*2 Phần nối dầm hộp	415.729	330.379	< 736.402
*3 Giữa dầm hộp	194.238	79.445	< 220.590

Trong đó, Mr là sức kháng uốn gãy.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Mặt cắt ngang tiêu chuẩn [Bản sườn và bản mặt dưới] - [B]

Bảng 8.4.1-20 Mô men uốn (Hoạt tải) [B]

Mặt cắt ngang thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên của bản sườn	107.277	23.912	4.486
*7 Đầu dưới của bản sườn	48.798	7.581	6.437
*10 Chỗ nối của bản mặt dầm	45.852	6.508	7.045
*11 Giữa bản mặt cầu	4.638	0.454	10.216

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-21 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [B]

Hạng mục thiết kế	JSHB	Phân tích FEM (P=100kN)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên của bản sườn	110.654	55.221	2.004
*7 Đầu dưới của bản sườn	65.291	39.825	1.639
*10 Chỗ nối của bản mặt dầm	63.739	34.157	1.866
*11 Giữa bản mặt cầu	18.291	18.019	1.015

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bố trí thanh cốt thép tại bản sườn và bản mặt dưới như sau:

Bảng 8.4.1-22 Bố trí các thanh cốt thép

		Bố trí thanh cốt thép	Khối lượng (mm ² /m)
Bản sườn	Đầu trên	D19ctc125	2292.0
	Đầu dưới	D19ctc125	2292.0
Bản dưới	Chỗ nối	D19ctc125	2292.0
	Điểm giữa	D13ctc125	1013.6

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-23 Ứng suất thanh cốt thép

		JSHB		Phân tích FEM		Trị số giới hạn
		σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	
Tĩnh tải	*6	0.2	4.6	0.2	4.6	$\sigma_s < 100$
	*7	1.5	34.4	1.5	34.4	$\sigma_s < 100$
	*10	2.5	47.0	2.5	47.0	$\sigma_s < 100$
	*11	2.6	79.6	2.6	79.6	$\sigma_s < 100$
Tải trọng khai thác	*6	5.4	150.4	1.3	37.1	$\sigma_s < 180$
	*7	5.4	123.7	2.1	48.8	$\sigma_s < 180$
	*10	9.3	172.0	3.5	64.5	$\sigma_s < 180$
	*11	3.5	106.6	2.7	82.2	$\sigma_s < 180$

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-24 Hệ số an toàn dưới trạng thái làm việc tải trọng giới hạn [B]

$$\text{Mu} = 1.3 \cdot \text{D} + 2.5 \cdot (\text{LL} + \text{IM}) + \text{Ps} + \text{Cr} + \text{SH} \quad [\text{JSHB-16}]$$

$$\text{Mu} = 1.25 \cdot \text{DC} + 1.5 \cdot \text{DW} + 1.75 \cdot (\text{LL} + \text{IM}) + 1.2 \text{ or } 0.5 \cdot (\text{Cr} + \text{SH}) \quad [\text{P}=100\text{kN}]$$

Hạng mục thiết kế		JSHB Mu (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) Mu(kN·m)	Mr (kN·m)
Bản sườn	*6	232.306	55.221	< 280.116
	*7	130.308	39.825	< 202.573
Bản dưới	*10	122.012	34.157	< 142.964
	*11	30.211	18.019	< 65.044

Ở đây, Mr là hệ số kháng gãy uốn.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Mặt cắt ngang phân trụ đỡ nhịp chính [Bản mặt trên] - [C]

Bảng 8.4.1-25 Mô men uốn (Tĩnh tải) [C]

Các hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*1 Phần nối cho bản hẫng	-150.150	-122.736	1.223
*2 Phần nối dầm hộp	-153.666	-137.552	1.117
*3 Giữa dầm hộp	95.338	39.243	2.429

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-26 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [C]

Các hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*1 Phần nối cho bản hẫng	-223.388	-195.974	1.140
*2 Phần nối dầm hộp	-212.814	-196.700	1.082
*3 Giữa dầm hộp	91.689	35.594	2.576

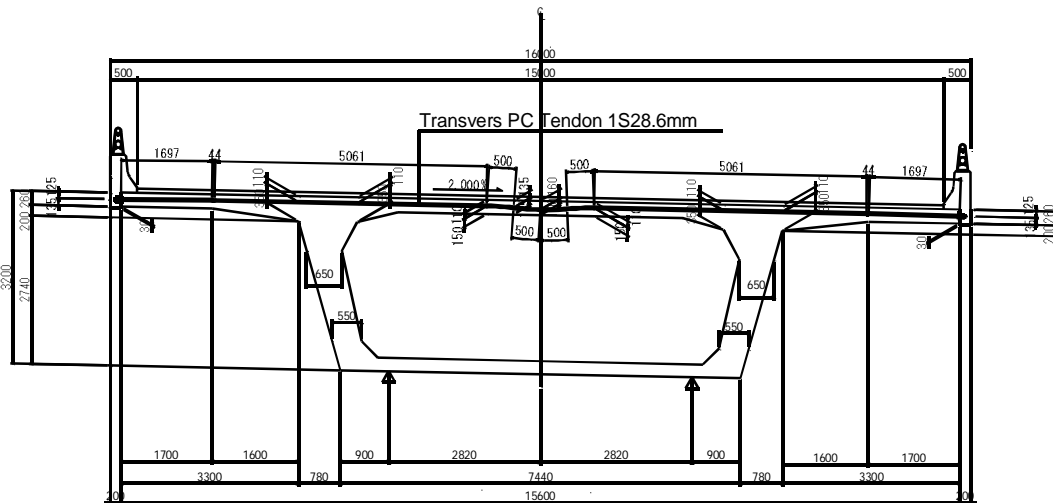
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-27 Ứng suất uốn tổ hợp [C]

		JSHB		Phân tích FEM	
		σ_{co} (N/mm ²)	σ_{cu} (N/mm ²)	σ_{co} (N/mm ²)	σ_{cu} (N/mm ²)
Tình tải	*1	3.57	0.83	3.57	0.83
	*2	4.00	-0.23	4.00	-0.23
	*3	0.92	7.15	0.92	7.15
Tải trọng khai thác	*1	-0.68	5.09	0.10	4.31
	*2	0.82	2.95	1.15	2.62
	*3	9.38	-1.32	4.40	3.66
			> -3.0	> 0.0	> 0.0

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bó cáp DƯL ngang sẽ là 1S28.6mm và bố trí với các đoạn ctc550mm như trình bày trong hình dưới đây.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-33 Bố trí bó cáp DƯL ngang (mặt cắt ngang của trụ đỡ nhịp chính) ctc500mm

Bảng 8.4.1-28 Hệ số an toàn dưới trạng thái làm việc tải trọng giới hạn [C]

$$\mu = 1.3 \cdot D + 2.5 \cdot (LL + IM) + P_s + Cr + SH \quad [JSHB-16]$$

$$\mu = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + IM) + 1.2 \text{ or } 0.5 \cdot (Cr + SH) \quad [P=100kN]$$

Hạng mục nghiên cứu	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
*1 Phần nối cho bản hẫng	452.710	315.451	< 581.201
*2 Phần nối dầm hộp	378.664	316.161	< 718.755
*3 Giữa dầm hộp	190.122	76.445	< 239.144

Ở đây, Mr là hệ số kháng gãy uốn.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

e) Mặt cắt ngang của phần trụ đỡ nhịp chính [Bản sườn và bản mặt dưới] - [D]

Bảng 8.4.1-29 Mô men uốn (hoạt tải) [D]

Hạng mục nghiên cứu	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên của bản sườn	104.673	35.027	2.988
*7 Đầu dưới của bản sườn	57.292	13.132	4.363
*10 Phần nối của bản mặt dưới	51.612	3.844	13.427
*11 Giữa bản mặt dưới	1.057	0.157	6.732

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-30 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [D]

Hạng mục nghiên cứu	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên của bản sườn	109.496	29.952	3.656
*7 Đầu dưới của bản sườn	76.602	32.913	2.327
*10 Phần nối của bản mặt dưới	66.694	18.925	3.524
*11 Giữa bản mặt dưới	12.388	11.488	1.078

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bố trí các thanh cốt thép tại bản sườn và bản mặt dưới như sau:

Bảng 8.4.1-31 Bố trí các thanh cốt thép

		Bố trí các thanh cốt thép	Khối lượng (mm ² /m)
Bản sườn	Đầu trên	D19ctc125	2292.0
	Đầu dưới	D19ctc125	2292.0
Bản dưới	Phần kết nối	D19ctc125	2292.0
	Điểm giữa	D13ctc125	1013.6

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-32 Ứng suất thanh cốt thép

		JSHB		Phân tích FEM		Giá trị giới hạn
		σ (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	
Tĩnh tải	*6	0.1	5.6	0.1	5.6	$\sigma_s < 100$
	*7	0.5	18.5	0.5	18.5	$\sigma_s < 100$
	*10	2.2	40.7	2.2	40.7	$\sigma_s < 100$
	*11	2.1	66.1	2.1	66.1	$\sigma_s < 100$
Tải trọng khai thác	*6	2.2	85.6	0.6	23.4	$\sigma_s < 180$
	*7	2.1	71.7	0.9	31.1	$\sigma_s < 180$
	*10	9.7	180.0	2.8	51.1	$\sigma_s < 180$
	*11	2.4	72.2	2.2	67.0	$\sigma_s < 180$

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-33 Hệ số an toàn dưới trạng thái làm việc tải trọng giới hạn [D]

$$\mu = 1.3 \cdot D + 2.5 \cdot (LL + IM) + Ps + Cr + SH \quad [JSHB-16]$$

$$\mu = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + IM) + 1.2 \text{ hoặc } 0.5 \cdot (Cr + SH) \quad [P=100kN]$$

Hạng mục thiết kế		JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
Bản sườn	*6	256.314	63.292	< 480.253
	*7	154.896	51.320	< 402.764
Bản mặt dưới	*10	132.654	26.828	< 142.964
	*11	19.908	14.407	< 65.044

Ở đây, Mr là hệ số kháng gãy uốn.

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.4.1.3 Kết quả thiết kế của cầu dẫn phía đảo Cát Hải.

(1) Bố trí cấu kiện của dầm chính.

Nghiên cứu được tiến hành để xác định độ dày tối thiểu của mỗi cấu kiện của dầm chính.

Các điều kiện cơ bản để xác định kích thước của mỗi cấu kiện, được xem xét như sau:

1) Điều kiện cơ bản của bố trí cấu kiện

a) Cấp DUL sau được xem xét để xác định độ dày của cấu kiện.

- Cấp DUL cho chiều dọc

*1S12.7mm (bố trí ở bản trên & bản dưới và bản sườn)

- Cấp DUL cho chiều ngang

*1S28.6mm (bố trí trong bản trên)

b) Thanh cốt thép được sử dụng như sau:

- Thanh cốt thép ở bản trên:

*Thanh cốt thép được bố trí từ D12 đến D14 bởi vì bản trên được thiết kế làm cấu kiện bê tông dự ứng lực.

- Thanh cốt thép ở bản dưới:

*Thanh cốt thép được bố trí từ D14 đến D19 bởi vì bản dưới được thiết kế làm cấu kiện bê tông cốt thép.

c) Lớp bê tông phủ cho thanh cốt thép như sau (dành cho khu vực môi trường ăn mòn nước biển)

Bảng 8.4.1-34 Phủ bê tông cho các thanh cốt thép (TCXDVN327: 2004)

Vùng		Trên	Dưới	Ghi chú
		(bên trong)	(bên ngoài)	
*1 Bản đỉnh	Phần hẫng	40mm	60mm	Fc=40Mpa
	Bên trong hộp	40mm	40mm	
*2 Bản dưới		40mm	60mm	
*3 Bản sườn		40mm	60mm	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

- d) Kích thước xấp xỉ của mỗi cấu kiện tham khảo từ các công trình như sau
 (Theo "Số tay kế hoạch thi công cầu DUL")

Bảng 8.4.1-35 Kích thước xấp xỉ của mỗi cấu kiện

*1 Bản đỉnh

	Hình dạng của dầm chủ	Kết cấu	D1(m)	D2(m)	D3(m)	D4(m)
Bản trên	1Dầm hộp	RC	0.24-0.30	0.30-0.50	0.30-0.50	0.25
		PC	0.25-0.35	0.35-0.65	0.35-0.65	0.25

*2 Bản dưới

	Hình dạng của dầm chủ	Kết cấu	Nhịp giữa T1(m)	Hệ đỡ giữa T2(m)
Bản dưới	1Dầm hộp	RC	0.21-0.30	0.40-1.50

*3 Bản sườn

	Hình dạng của dầm chủ	Kết cấu	Nhịp giữa T1(m)	Hệ đỡ giữa T2(m)
Sườn	1Dầm chủ	RC	0.35-0.50	0.50-0.70

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

2) Độ dày của bản trên

Xác định độ dày của bản trên nên được làm theo như sau:

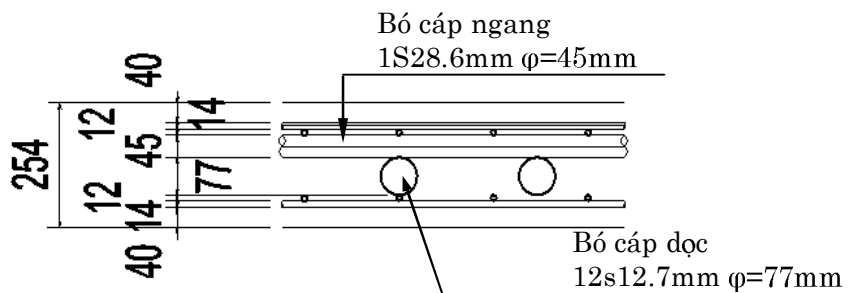
- a) Độ dày tối thiểu được xem xét đến độ mài mòn vì đây là hoạt tải trực tiếp.
- b) Độ dày cần thiết cho bố trí cáp DUỖL và thanh cốt thép.

a) Độ dày tối thiểu của bản trên để đỡ tải trọng trực tiếp.

- *1. Độ dày tối thiểu của bản bê tông DUỖL, $t > 160\text{mm}$
- *2. Độ dày tối thiểu của đỉnh bản hẫng, $t > 200\text{mm}$

b) Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp

Bảng 8.4.1-36 Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp



Phủ bê tông	40mm+40mm	80mm	
Thanh cốt thép	(D12+D14)x2	52mm	
Bó cáp ngang	Có vỏ bọc φ45	45mm	
Bó cáp dọc	Có vỏ bọc φ77	77mm	(#1075)
Tổng cộng		254mm	

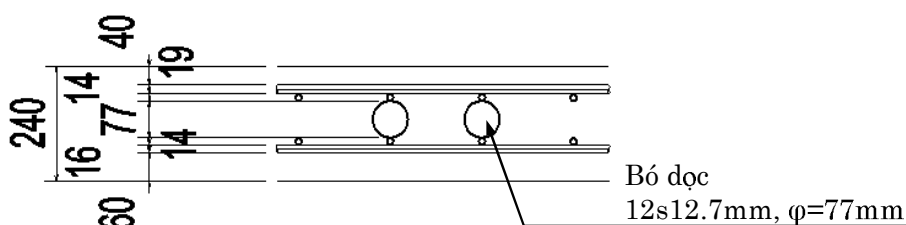
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Vì vậy, độ dày tối thiểu của bản mặt trên nên là 260mm cho tất cả các cạnh.

c) Độ dày của bản dưới

Độ dày bản mặt dưới thường được xác định thậm chí là dày hơn ở quanh điểm đỡ nhịp chính so với tâm nhịp do lực nén của nó tạo bởi mô men âm theo chiều dọc và khả năng phục vụ của đường.

Bảng 8.4.1-37 Độ dày của bản dưới



Bê tông phủ	40mm+60mm	100mm	
Thanh cốt thép	D19+D14x2+D16	63mm	
Bó cáp dọc	Có vỏ bọc φ77	77mm	(#1075)
Tổng		240mm	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Độ dày của bản sườn

Độ dày bản sườn được xác định theo những tiêu chí cụ thể sau đây.

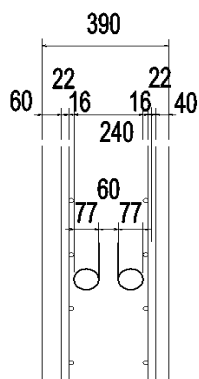
- Độ dày cần thiết để chống lại lực cắt của dầm chủ.
- Độ dày cần thiết để chống lại khả năng uốn vì là cấu kiện ngang
- Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp DUL

Độ dày cần thiết để chống lại khả năng cắt của dầm chủ sẽ được điều chỉnh trong giai đoạn thiết kế chi tiết, và xác định độ dày cần thiết để bố trí bó cáp.

- Độ dày cần thiết để bố trí bó cáp

Bố trí bó cáp DUL cho 2 đường dọc trong bản sườn.

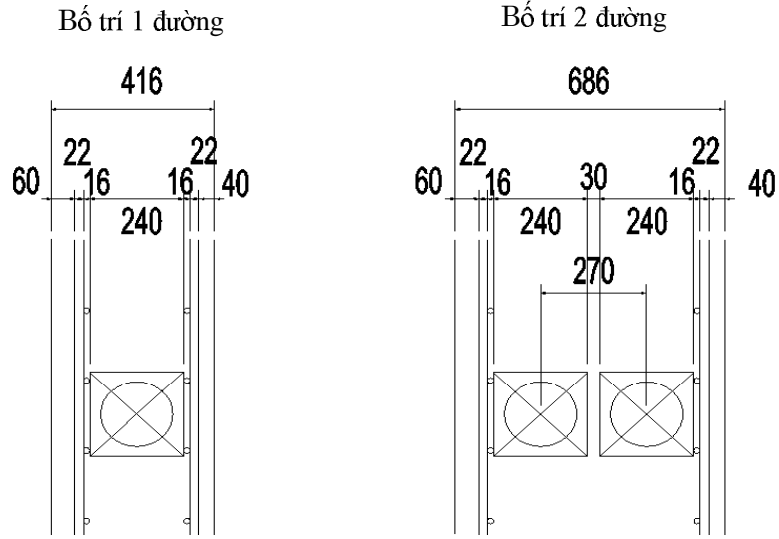
Bảng 8.4.1-38 Độ dày cần thiết để bố trí cáp



Phủ bê tông	60mm+40mm	100mm
Thanh cốt thép	(D22+D16)x2	76mm
Bó cáp dọc	Có vỏ bọc φ77	77mm
Bó cáp dọc	Có vỏ bọc φ77	77mm
		60mm
Tổng		390mm

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

- Độ dày cần thiết để neo bó cáp DƯ'L



$$416\text{mm} > 2 \times 180\text{mm} = 360\text{mm}$$

$$686\text{mm} > 2 \times 180\text{mm} + 270\text{mm} = 630\text{mm}$$

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-34 Độ dày cần thiết của neo bó cáp DƯ'L

(2) Bố trí đót dầm chủ

Cầu dẫn phía đảo Cát Hải được xây dựng theo phương pháp hẫng tự do, cần thiết phải quyết định bố trí đót dầm

a) Xe đúc

Khi lựa chọn xe đúc, tiêu chí chính của việc lựa chọn là chiều dài nhịp và chiều rộng cầu.

Phân loại tiêu chuẩn xe đúc như sau:

Bảng 8.4.1-39 Phân loại tiêu chuẩn xe đúc

	đơn vị	Xe đúc thông thường			Xe đúc cỡ lớn
		2	3	4	
Số lượng dầm	nos	2	3	4	2
Chiều rộng	m	14	17	20	14
Công suất	KNm	2000	3000	4000	3500
Chiều dài tối đa	m	4	4	4	5
Tổng trọng lượng của xe đúc	kN	850	1050	1300	1200

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Sau khi cân nhắc về chiều dài nhịp (60m) và khoảng rộng của khối đầu trụ, chiều rộng cầu và thời gian thi công giới hạn, đã đề xuất lựa chọn ván khuôn cỡ lớn có thể điều chỉnh được chiều rộng.

b) Khối đỉnh trụ

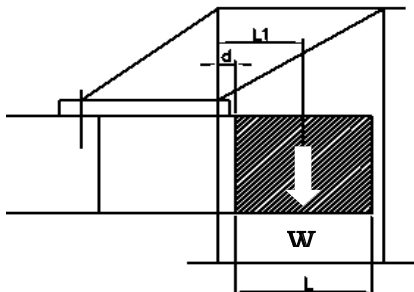
Chiều dài khối đỉnh trụ được quyết định dựa trên kích cỡ ván khuôn. Bảng dưới đây là chiều dài khối đầu trụ tiêu chuẩn cho từng kích cỡ ván khuôn..

Bảng 8.4.1-40 Chiều dài khối đầu trụ

	đơn vị	Xe đúc thông thường	Xe đúc cỡ lớn
Chiều dài khối đầu trụ	m	12.00	15.00

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

c) Chiều dài đót dầm trong phương pháp lắp hẫng



Here,

$$M(\text{kNm}) = W * L1 < 3500\text{kNm (Capacity)}$$

$$L1(\text{m}) = (L/2)+d$$

$$W(\text{kN}) = V*24.5$$

$$d(\text{m}) = 0.50\text{m}$$

$$L(\text{m}) = \text{Block Length } < 5.00\text{m}$$

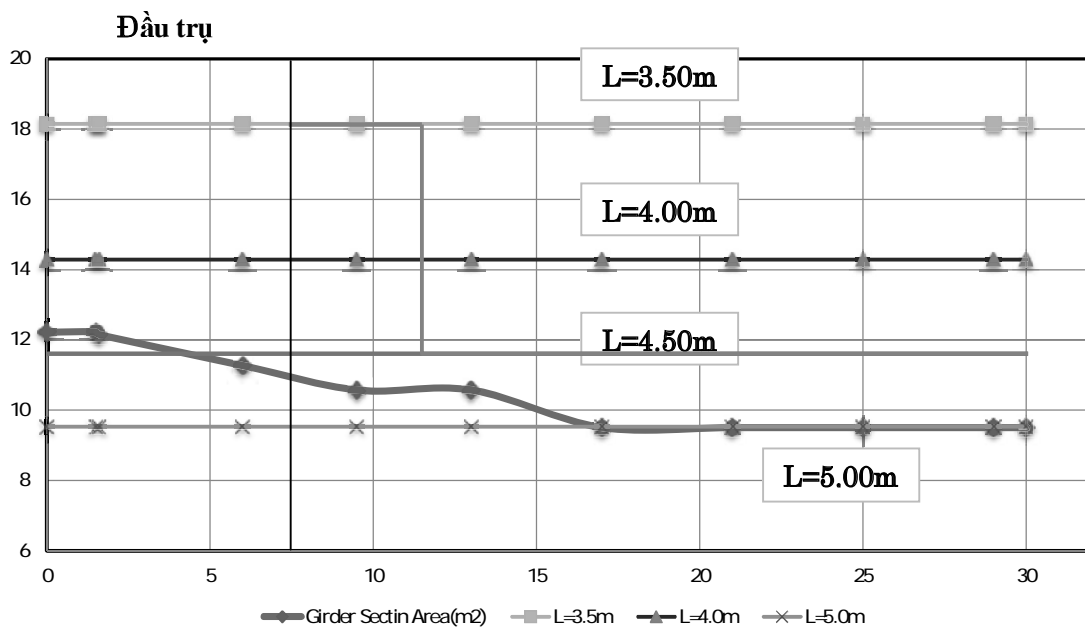
Nếu năng lực của xe đúc là 3500kNm, chiều dài đốt dầm trong thiết kế này có thể được xác định như sau:

Bảng 8.4.1-41 Mối tương quan giữa chiều dài dầm và diện tích dầm chủ

Chiều dài đốt L (m)	Đạt tới L1(m)	Khả năng chịu lực của Mô men M(kNm)	Diện tích khu vực lớn nhất A(m ²)
3.00	2.00	3500	23.810
3.50	2.250		18.141
4.00	2.50		14.286
4.50	2.75		11.544
5.00	3.00		9.524

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

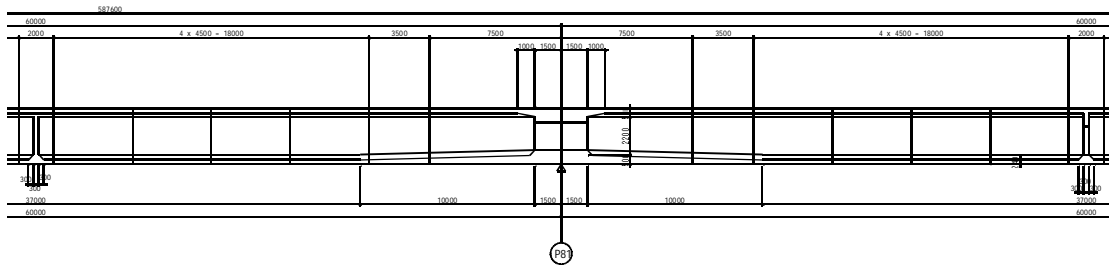
Căn cứ vào bảng trên, cần kiểm tra chiều dài đốt dầm như sau:



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-35 Chiều dài đốt dầm – tiết diện

Theo kết luận, việc lựa chọn chiều dài đốt dầm (3.5 & 4.5m trong thiết kế này) là chính xác.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-36 Bố trí đốt dầm

(3) Thiết kế chiều dài dầm chủ

1) Phác thảo thiết kế

Quyết định thiết kế dầm liên tục theo phương pháp lắp hằng tự do dựa trên cơ sở nghiên cứu so sánh biện pháp thi công bên đảo Cát Hải. Biện pháp thi công này là phổ biến ở Việt nam. Trong thiết kế này, giả thiết phải sử dụng xe đúc cỡ lớn cho chiều rộng của dầm (16m). Khối đỉnh trụ và chiều dài của khối khác được quyết định bởi công suất của xe đúc này ($M = 3500\text{kNm}$).

2) Điều kiện thiết kế

a) Tĩnh tải

- *Tự trọng của bê tông: $\gamma_c = 24.50\text{kN/m}^3$
- *Mặt đường nhựa (Độ dày $t=75\text{mm}$): $\gamma_s = 22.50\text{kN/m}^3$
- *Bố vỉa : Trọng lượng cột cao bê tông $w = 7.575 \times 2 = 15.15\text{kN/m}$
 : Trọng lượng lan can $wh = 0.600 \times 2 = 1.200\text{kN/m}$
- *ống cấp thoát nước $\phi 400$ (Mục 2): $W = 2.250 \times 2 = 4.500\text{kN/m}$

b) Hoạt tải và Tải trọng xung kích

- *Hoạt tải : Hoạt tải do xe (HL-93) 4 làn
- *Tải trọng động : Hệ số xung kích $IM=0.25$

c) Nhiệt độ

*Nhiệt độ đồng nhất : 40 °C (cho thiết kế gối và khe co giãn)
 ±20°C (Cho thiết kế dầm)

*Chênh lệch nhiệt độ : Như trình bày trong bảng sau.

Bảng 8.4.1-42 Chênh lệch nhiệt độ

	T1	T2	T3
Positive	+23	+6	+3
Negative	-7	-1	0

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Tải trọng động đất

*Cường độ động đất thiết kế theo chiều ngang : Kh=0.18

e) Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Bảng 8.4.1-43 Yếu tố tải trọng và tổ hợp tải trọng

Load Combination	DC	LL										Use One of These At a Time		
	DD	IM						TU						
Limit State	D	CE						CR						
	W	BR	TL	WA	WS	WL	FR	SH		TG	SE			
	EH	PL											EQ	CT
	EV	LS												CV
ES	EL													
Strength-I	γ_p	1.75	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Strength-II	γ_p	-	-	1.00	1.40		1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Strength-III	γ_p	1.35	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Extreme	γ_p	0.50	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-
Service	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Fatigue – LL, IM & CE only	-	0.75	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

3) Vật liệu

a) Bê tông

Bảng 8.4.1-44 Đặc tính của bê tông (Dầm chủ)

Hạng mục thiết kế	Đơn vị	Dầm	Ghi chú
Cường độ nén tính toán f_c	Mpa	40	
Cường độ nén tại nơi DƯ'L f_{ci}	Mpa	33	
Mô đun đàn hồi E_c	Mpa	31000	
Ứng suất cho phép			
Ứng suất nén	Trước mất mát	Mpa	19.0
	D.L.W.S	Mpa	15.0
	Trạng thái giới hạn sử dụng	Mpa	15.0
Ứng suất kéo	Trước mất mát	Mpa	1.50
	D.L.W.S	Mpa	0.00
	Trạng thái giới hạn sử dụng	Mpa	1.50
Mô đun phá hoại		13478	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

b) Thép dự ứng lực

Bảng 8.4.1-45 Đặc tính của thép dự ứng lực (Tạo cáp DƯ'L)

Hạng mục	Đ.vị	12S12.7L	1S28.6
Cường độ kéo f_{pu}	Mpa	1850	1800
Cường độ chảy f_{py}	Mpa	1600	1500
Modun đàn hồi E_p	Mpa	200000	200000
Cường độ kéo cho phép	Trong khi căng kéo	Mpa	1440
	Sau khi căng kéo	Mpa	1295
	Tại tải trọng thiết kế	Mpa	1110

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-46 Đặc tính của thép DU'L (thanh cốt thép DU'L - SBPR930/1180)

Hạng mục	Đ.vị	φ32	Ghi chú	
Cường độ kéo fpu	Mpa	1180		
Cường độ chảy fpy	Mpa	930	0.9fpu	
Modun đàn hồi Ep	Mpa	200000		
Cường độ kéo cho phép	Trong khi căng kéo	Mpa	837	0.9fpy
	Sau khi căng kéo	Mpa	790	0.85fpy
	Tại tải trọng thiết kế	Mpa	697	0.75fpy

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-47 Đặc tính của thép DU'L (thanh cốt thép DU'L)

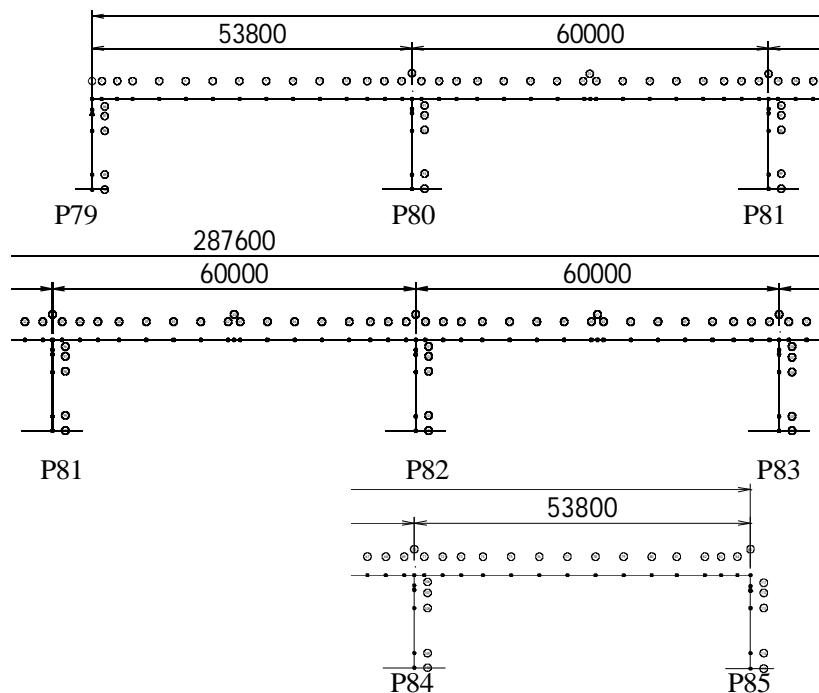
Hạng mục	đơn vị	SD345	Ghi chú
Cường độ kéo fpu	Mpa	490	
Cường độ chảy fpy	Mpa	345	
Mô đun đàn hồi Ep	Mpa	200000	
Cường độ kéo cho phép tại tải trọng thiết kế	Mpa	180	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

4) Mô hình phân tích kết cấu

Việc phân tích như một kết cấu khung theo lý thuyết tuyến tính sẽ được tiến hành bằng cách lập mô hình kết cấu theo cách sau đây:

1. Mô hình kết cấu gồm các đường nối trục tâm của các cấu kiện với trục của dầm làm trùng khớp với tuyến trục dọc thiết kế của một hệ thống đã hoàn thành.
2. Các vùng giao nhau giữa các tháp, dầm và các trụ sẽ được coi là các vùng cứng. Độ cứng của các vùng cứng được giả thiết là gấp 1000 lần độ cứng của các cấu kiện lân cận.
3. Việc đỡ dầm sẽ được lập mô hình để tương xứng với chức năng kiểu chịu tải áp dụng thực tế.
4. Kết cấu móng và nền sẽ được lập mô hình như kiểu lò so đàn hồi có tính năng tương đương. Cũng như vậy, hiệu ứng biến thiên sẽ được coi là tương ứng với nền và móng.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-37 Mô hình phân tích

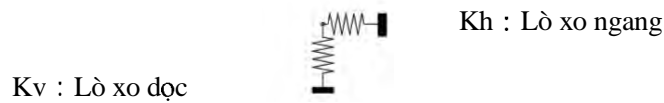
Bảng 8.4.1-48 Hệ số đàn hồi của cọc



P79-P84	Đơn vị	Trạng thái phục vụ	Động đất
Lò xo ngang (Ass)	kN/m	3.169339E+05	1.043346E+05
Lò xo tổ hợp (Asr=Ars)	kN/rad	-2.013796E+06	-4.520726E+06
Góc xoay (Arr)	kNm/rad	1.736875E+08	1.831579E+08
Đứng (Avv)	kN/m	8.807076+006	8.807076E+06

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-49 Hệ số đàn hồi của gối cầu



P79-P84	Đ.vị	Trụ đỡ cuối	Trụ đỡ giữa
Chiều đứng	kN/m	2518000	15018000
Chiều ngang	kN/m	10838	42250

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

5) Phân tích kết cấu

Phân tích kết cấu được thực hiện trên cơ sở xem xét các hạng mục sau.

a) Qui trình và biểu thời gian để hoàn thành hệ thống kết cấu sẽ được nghiên cứu và việc phân tích kết cấu sẽ được thực hiện sao cho phù hợp.

b) Các tải trọng sau đây sẽ được coi là các tải trọng làm việc trong quá trình thi công..

c) Các tải trọng cơ sở

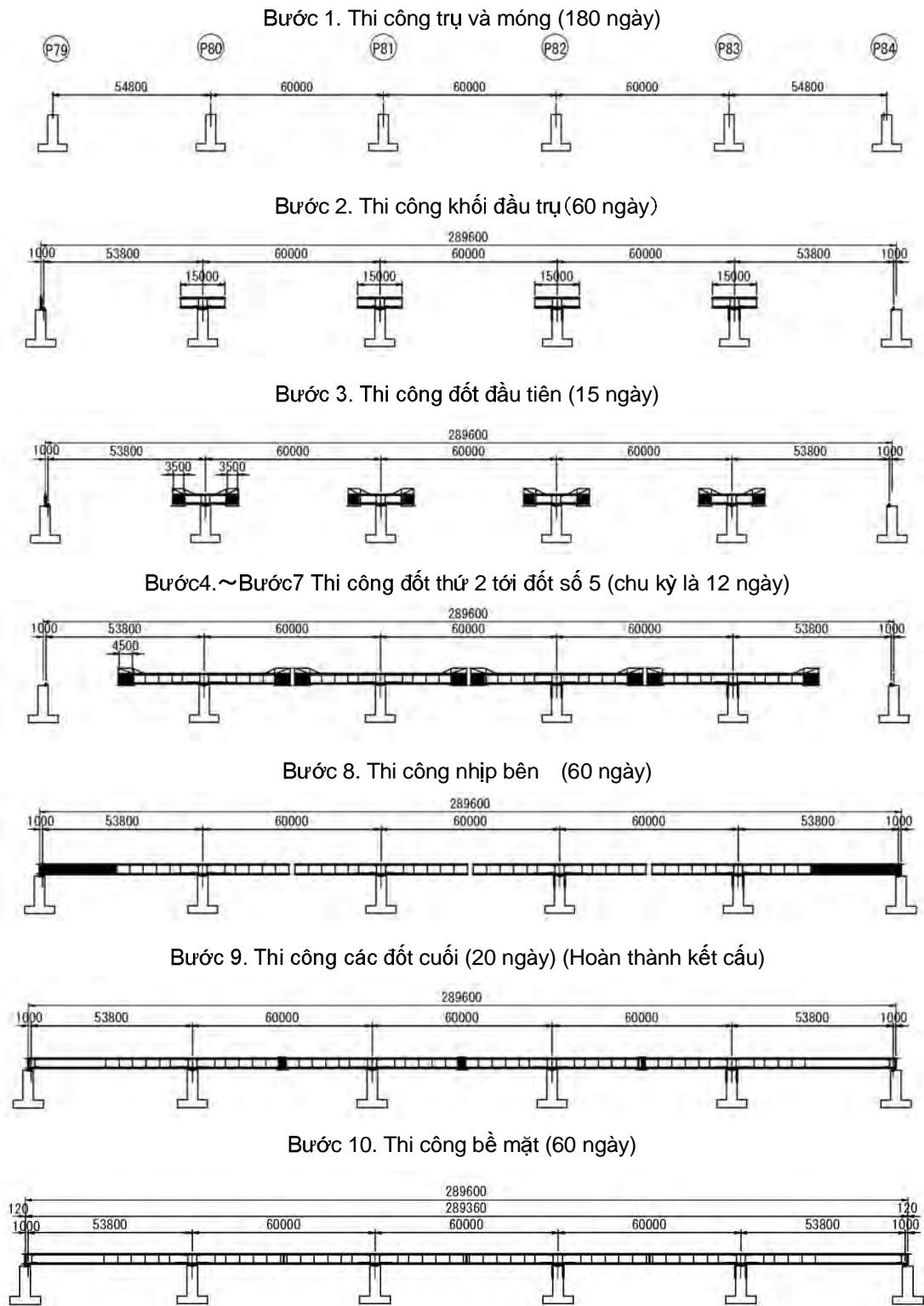
- Tĩnh tải của dầm
- Lực DUL (các cấp trong)
- Co ngót và từ biến của bê tông

d) Các tải trọng thi công

- (1) Tĩnh tải của xe đúc ván khuôn cho thi công đúc hẫng (bao gồm cả ván khuôn)
- (2) Tĩnh tải của đà giáo cho lắp đặt dây văng (nếu cần)
- (3) Tĩnh tải cho cốp pha cho đốt hợp long (bao gồm cả ván khuôn)

e) Sẽ tiến hành áp dụng và giả thiết các mốc thời gian khi tĩnh tải và hoạt tải chất lên và tiến hành phân tích kết quả ứng suất tại các thời điểm đó.

Quá trình và kế hoạch phân tích kết cấu như sau.



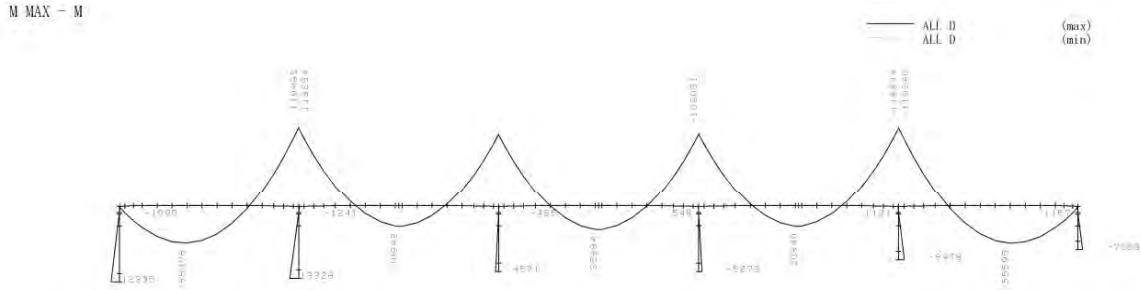
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-38 Quy trình và kế hoạch phân tích kết cấu

7) Kết quả thiết kế của dầm chủ

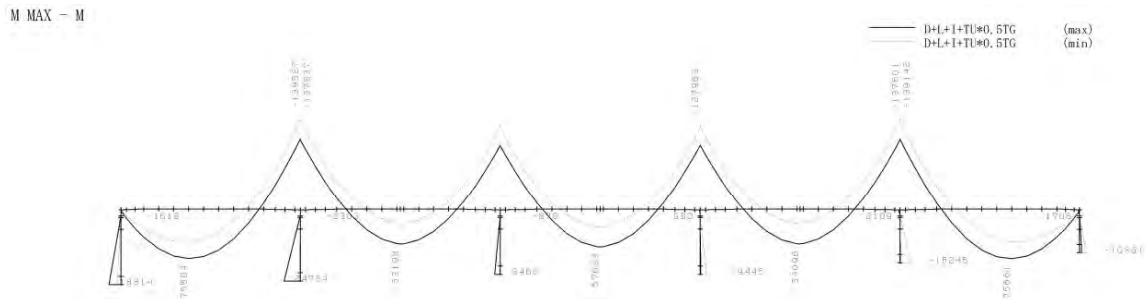
a) Cầu dẫn P79-P84 (52.98m+3@60.0m+52.98m=285.96m)

<1> Mô men uốn của dầm chủ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-40 Mô men uốn do tĩnh tải

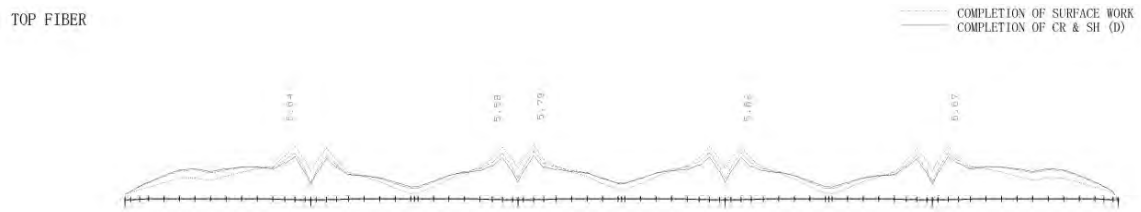


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-41 Mô men uốn khi phục vụ

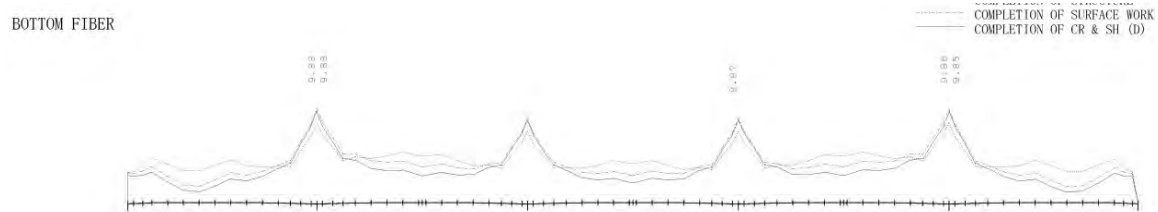
<2> Ứng suất thớ của dầm chủ

*Tình trạng tĩnh tải



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

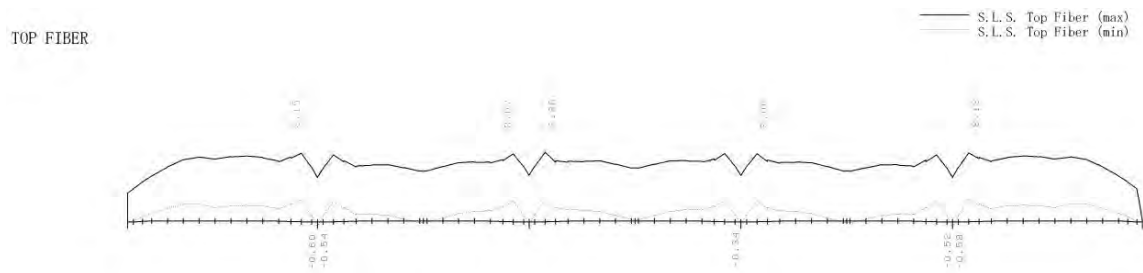
Hình 8.4.1-42 Ứng suất thớ trên (Tĩnh tải)



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

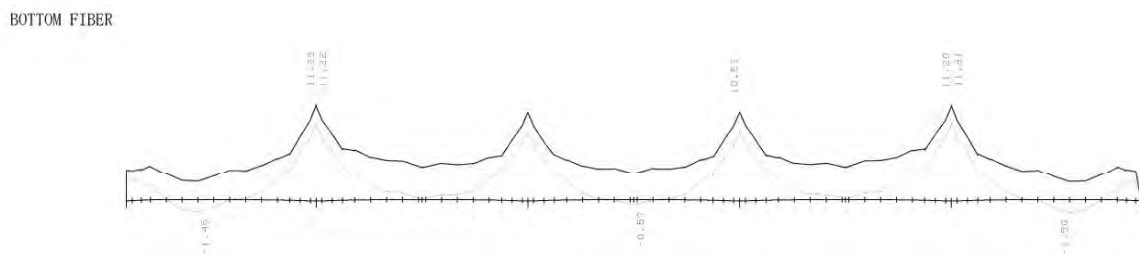
Hình 8.4.1-43 Ứng suất thớ dưới (Tĩnh tải)

* Trạng thái giới hạn sử dụng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-44 Ứng suất thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)

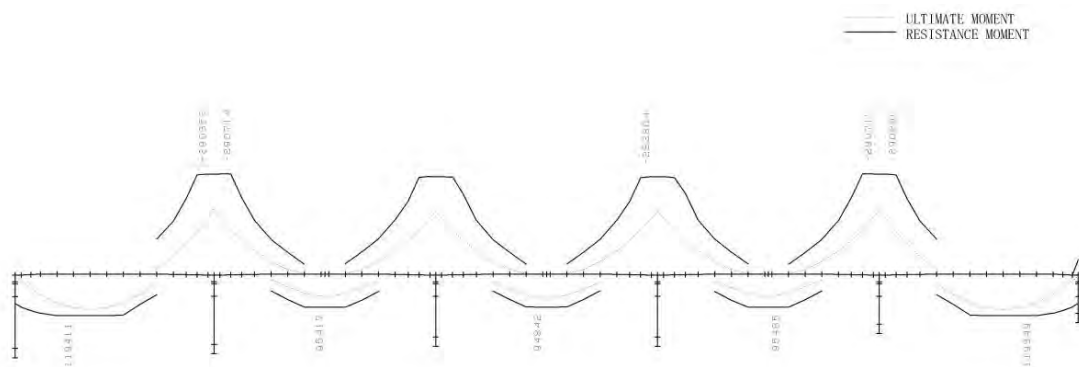


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-45 Ứng suất thớ dưới (Trạng thái giới hạn sử dụng)

<3> Mô men uốn tối đa của dầm chủ

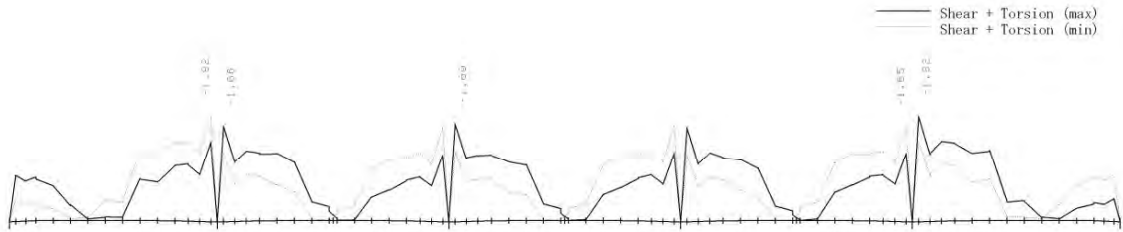
* Trạng thái giới hạn cường độ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

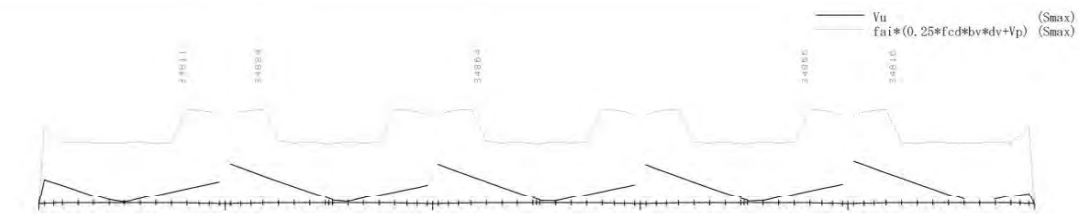
Hình 8.4.1-46 Mô men uốn của dầm chủ (Trạng thái giới hạn cường độ)

<4> Ứng suất cắt



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-47 Ứng suất kéo chéo

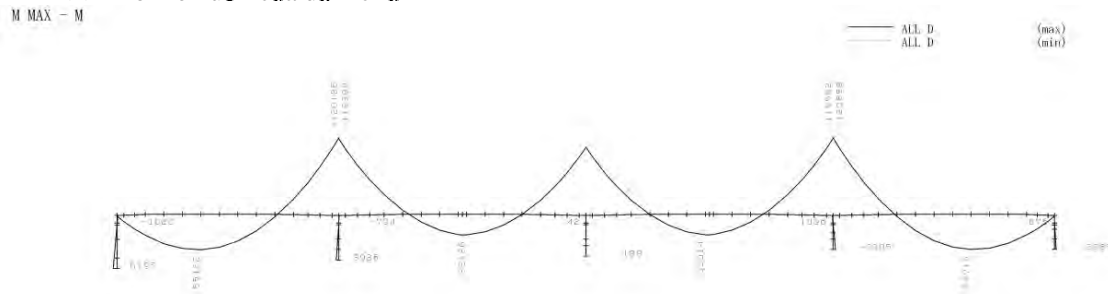


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-48 Ứng suất cắt tối đa

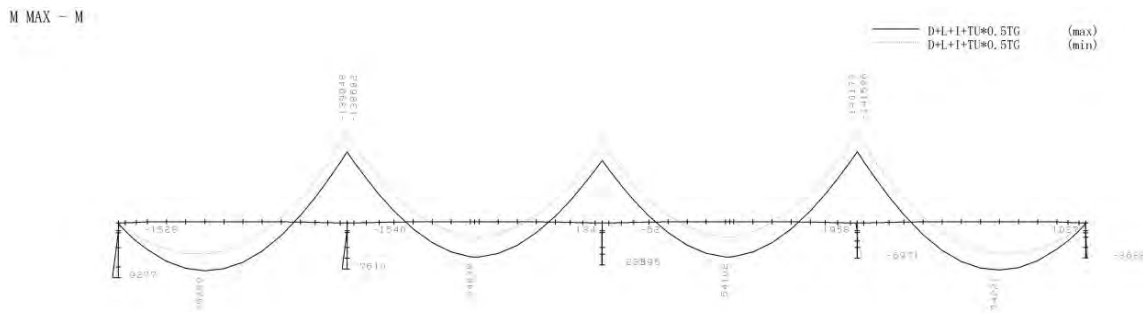
b) Cầu dẫn P84-A2 (52.98m+2@60.0m+52.98m=285.96m)

<1> Mô men uốn của dầm chủ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-49 Mô men uốn do tĩnh tải

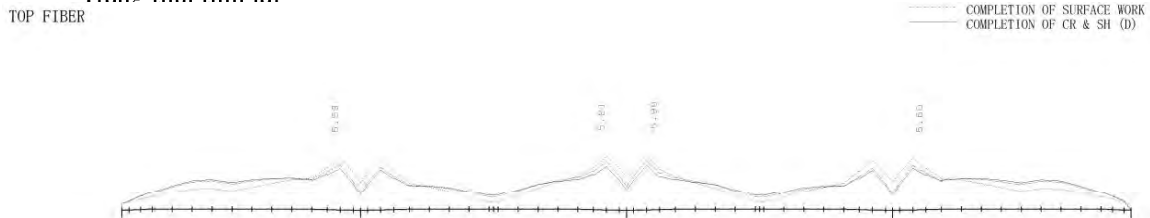


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-50 Mô men uốn khi phục vụ

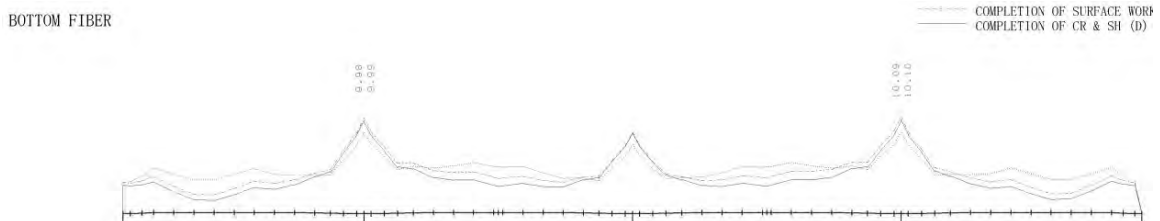
<2> Ứng suất thớ của dầm chủ

* Trạng thái tĩnh tải



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

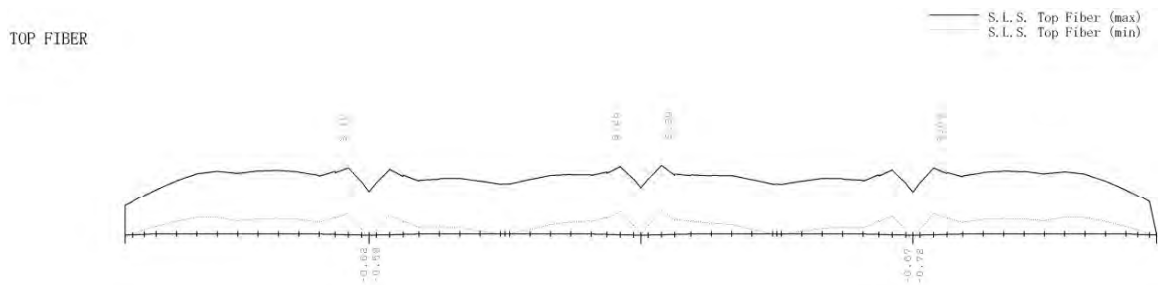
Hình 8.4.1-51 Ứng suất của thớ trên (Tĩnh tải)



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

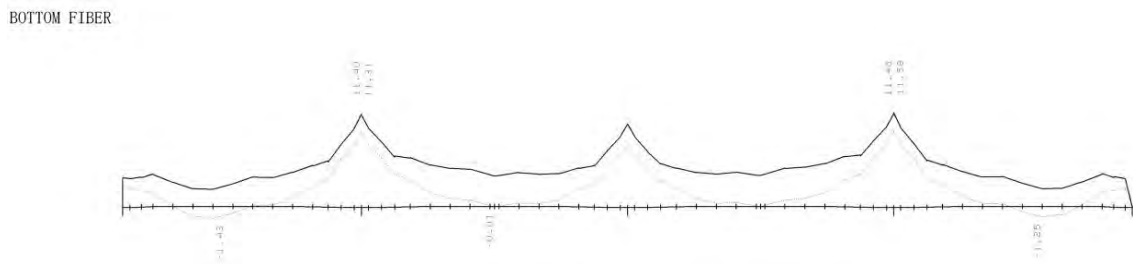
Hình 8.4.1-52 Ứng suất của thớ dưới (Tĩnh tải)

* Trạng thái giới hạn sử dụng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-53 Ứng suất của thớ trên (Trạng thái giới hạn sử dụng)

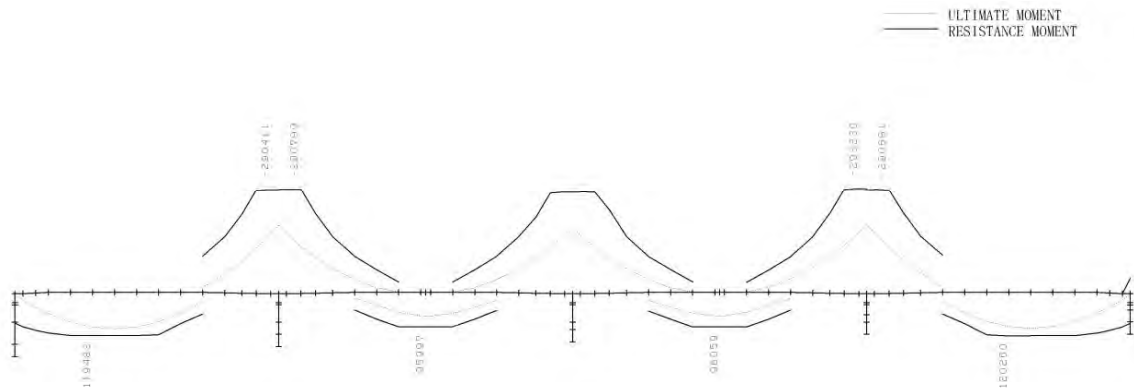


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-54 Ứng suất thớ dưới (Trạng thái giới hạn sử dụng)

<3> Mô men uốn tối đa của dầm chính

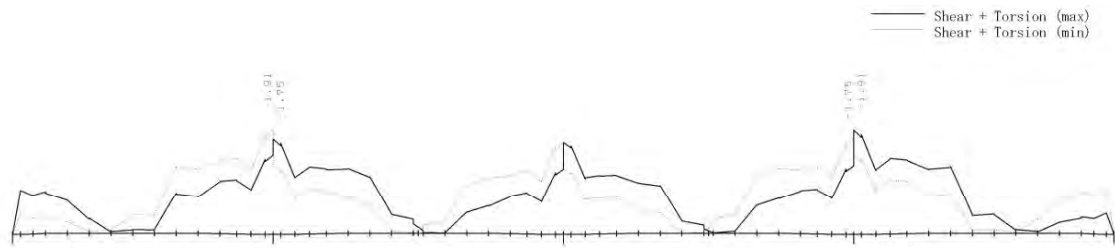
* Trạng thái giới hạn cường độ



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

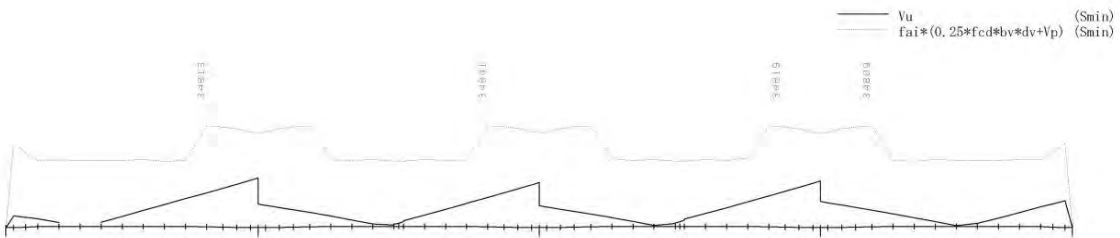
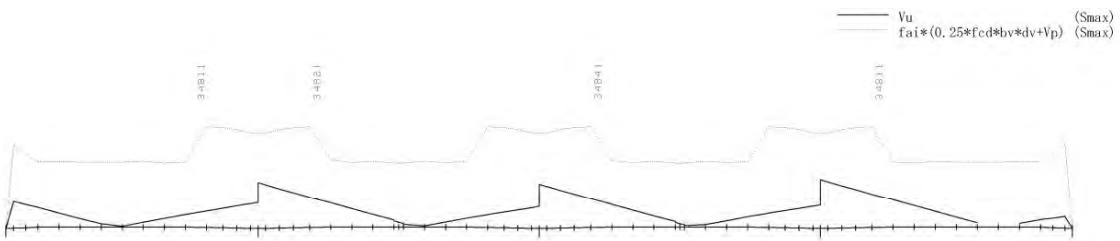
Hình 8.4.1-55 Mô men uốn của dầm chính (Trạng thái giới hạn cường độ)

<4> Ứng suất cắt



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-56 Ứng suất kéo chéo



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-57 Ứng suất cắt tối đa

(4) Thiết kế phương ngang của dầm chủ

1) Khái quát

Đây là thiết kế cho phương ngang của dầm chủ cầu dẫn bên Cát Hải để nối đường với cảng Lạch Huyện. Bản mặt trên của cầu dẫn là kết cấu DƯL với bó cáp DƯL ngang 1S28.6mm (SWPR19L) giống như cầu tới cầu dẫn bên Tân Vũ. Đặc điểm kết cấu của mỗi cấu kiện (bản mặt trên, bản sườn, và bản mặt dưới) của dầm chủ sẽ được trình bày trong bảng dưới đây. Áp dụng thi công đúc hẫng với bê tông đúc tại chỗ cho cầu này

Bảng 8.4.1-50 Phân loại kết cấu của dầm chủ

Cấu kiện	Phân loại kết cấu	Ghi chú
Bản mặt trên	Kết cấu BT DƯL	1S28.6mm
Bản sườn	Kết cấu BTCT	
Bản mặt dưới	Kết cấu BTCT	

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Đối với mô men uốn thiết kế, hệ số an toàn cho chiều ngang sẽ được xác định bằng công thức mô men uốn hoạt tải (T load) như hướng dẫn trong JSHB (Japanese Specifications for Highway Bridges III 7.4.2) và mô men uốn tính theo phân tích FEM của kết cấu bản mặt nơi được chất tải trực tiếp xe P ($=145/2 * 1.25 = 91 \text{ kN} \approx 100 \text{ kN}$).

a) Bản mặt trên

Đối với hoạt tải thiết kế, ứng suất uốn do mô men uốn của mỗi bản theo công thức trong JSHB (Japanese Specifications for Highway Bridges) và tải trọng bánh xe trực tiếp (100kN) sẽ được thiết lập như sau:

Bảng 8.4.1-51 Tải trọng bánh xe trực tiếp lên bản mặt trên

	JSHB	Phân tích FEM
Dưới trạng thái làm việc của tĩnh tải	DƯL toàn phần	
Dưới Tải trọng khai thác (Hoạt tải)	Trạng thái giới hạn nứt gãy	DƯL toàn phần

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

b) Bản sườn và bản mặt đáy

Bản sườn và bản mặt đáy nên được thiết kế như sau:

- Theo JSHB : ứng suất thanh cốt thép dưới trạng thái làm việc của Tải trọng khai thác là nhỏ hơn $\sigma_{sa} = 180\text{N/mm}^2$
- Theo FEM : ứng suất thanh cốt thép dưới trạng thái làm việc của Tải trọng khai thác sẽ nhỏ hơn $\sigma_{sa} = 140\text{N/mm}^2$

2) So sánh mô men uốn do hoạt tải

Mô men uốn do hoạt tải theo mỗi công thức (JSHB III.7.4.2 và FEM analysis: (P=100kN)) nên được so sánh.

a) Mặt cắt ngang tiêu chuẩn [bản trên] - [A]

Bảng 8.4.1-52 Mô men uốn (Hoạt tải) [A]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*1 phần nổi cho bản hẫng	-150.150	-126.076	1.191
*2 phần nổi trong dầm hộp	-158.000	-122.827	1.286
*3 Giữa dầm hộp	98.095	40.811	2.404

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-53 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [A]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*1 phần nổi cho bản hẫng	-223.806	-199.732	1.122
*2 phần nổi trong dầm hộp	-261.957	-226.784	1.155
*3 Giữa dầm hộp	60.170	2.886	20.849

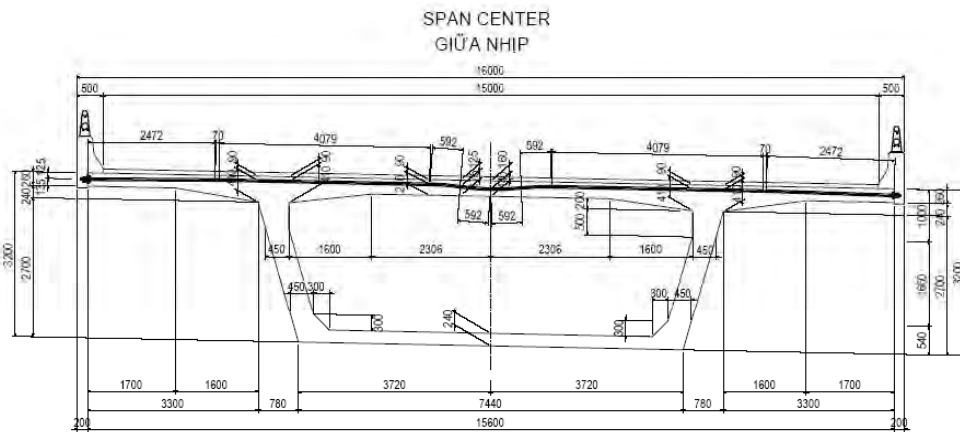
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-54 Ứng suất uốn tổ hợp [A]

		JSHB		Phân tích FEM	
		σ_{co} (N/mm ²)	σ_{cu} (N/mm ²)	σ_{co} (N/mm ²)	σ_{cu} (N/mm ²)
Tình tải	*1	4.01	-0.05	4.01	-0.05
	*2	3.36	0.65	3.36	0.65
	*3	0.27	6.73	0.27	6.73
Tải trọng khai thác	*1	0.42	3.55	0.98	2.97
	*2	-0.44	4.43	0.41	3.60
	*3	6.81	0.19	2.99	4.00
			> -3.0	> 0.0	> 0.0

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bó cáp DƯL ngang sẽ là 1S28.6mm và được bố trí các đoạn đều nhau ctc500mm như trình bày trong hình dưới đây



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-58 Mặt cắt chung của bố trí bó cáp DƯL ngang (ctc500)

Bảng 8.4.1-55 Hệ số an toàn cho trạng thái làm việc của tải trọng giới hạn [A]

$$\mu = 1.3 \cdot D + 2.5 \cdot (LL + IM) + P_s + Cr + SH \quad [JSHB-16]$$

$$\mu = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + IM) + 1.2 \text{ or } 0.5 \cdot (CR + SH) \quad [P=100kN]$$

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
*1 phần nối cho bản hằng	453.253 kN·m	321.819 kN·m	< 677.837
*2 phần nối trong dầm hộp	432.934 kN·m	344.841 kN·m	< 677.837
*3 Giữa dầm hộp	160.828 kN·m	63.396 kN·m	< 225.587

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

b) Mặt cắt ngang tiêu chuẩn [Bản sườn và bản đáy] - [B]

Bảng 8.4.1-56 Mô men uốn (tính tải) [B]

Mặt cắt ngang thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên của bản sườn	104.742	30.379	3.448
*7 Đầu dưới của bản sườn	42.832	6.921	6.189
*10 Vùng kết nối của bản mặt cầu	39.806	5.205	7.648
*11 Giữa bản mặt cầu	1.483	0.215	6.898

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-57 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [B]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên của bản sườn	131.410	57.046	2.304
*7 Đầu dưới của bản sườn	54.656	19.765	2.765
*10 Vùng kết nối của bản mặt cầu	55.359	20.741	2.669
*11 Giữa bản mặt cầu	12.074	10.805	1.117

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bố trí thanh cốt thép tại bản sườn và bản mặt dưới như sau

Bảng 8.4.1-58 bố trí thanh cốt thép

		Bố trí thanh cốt thép	Khối lượng (mm ² /m)
Bản sườn	*6 đầu trên	D16ctc125	1588.8
	*7 đầu dưới	D16ctc125	1588.8
Bản mặt dưới	*10 vùng kết nối	D19ctc125	2292.0
	*11 giữa bản mặt cầu	D13ctc125	1013.6

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-59 Ứng suất trong thanh cốt thép

		JSHB		Phân tích FEM		Chỉ số giới hạn
		σ (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	
Tĩnh tải	*6	0.8	35.9	0.8	35.9	$\sigma_s < 100$
	*7	0.4	17.3	0.4	17.3	$\sigma_s < 100$
	*10	2.3	42.0	2.3	42.0	$\sigma_s < 100$
	*11	2.0	61.7	2.0	61.7	$\sigma_s < 100$
Tải trọng khai thác	*6	4.2	176.8	1.8	76.7	$\sigma_s < 180$
	*7	1.7	73.5	0.6	26.6	$\sigma_s < 180$
	*10	8.1	149.4	3.0	56.0	$\sigma_s < 180$
	*11	2.3	70.4	2.0	63.0	$\sigma_s < 180$

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Bảng 8.4.1-60 Hệ số an toàn dưới trạng thái làm việc của tải trọng giới hạn [B]

$$\mu = 1.3 \cdot D + 2.5 \cdot (LL + IM) + Ps + Cr + SH \quad [JSHB-16]$$

$$\mu = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + IM) + 1.2 \text{ or } 0.5 \cdot (Cr + SH) \quad [P=100kN]$$

Hạng mục thiết kế		JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
Bản sườn	*6	231.571	95.305	< 276.952
	*7	114.165	35.199	< 276.952
Bản mặt dưới	*10	106.848	29.340	< 141.089
	*11	19.773	13.230	< 64.666

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

c) Mặt cắt ngang phần trụ nhịp chính [bản trên] - [C]

Bảng 8.4.1-61 Mô men uốn (hoạt tải) [C]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*1 phần nối cho bản hẫng	-150.150	-123.194	1.219
*2 phần nối trong dầm hộp	-148.601	-125.844	1.181
*3 Giữa dầm hộp	92.116	38.113	2.417

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-62 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [C]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*1 phần nối cho bản hẫng	-223.806	-196.850	1.139
*2 phần nối trong dầm hộp	-248.012	-225.255	1.101
*3 Giữa dầm hộp	52.117	-1.886	-

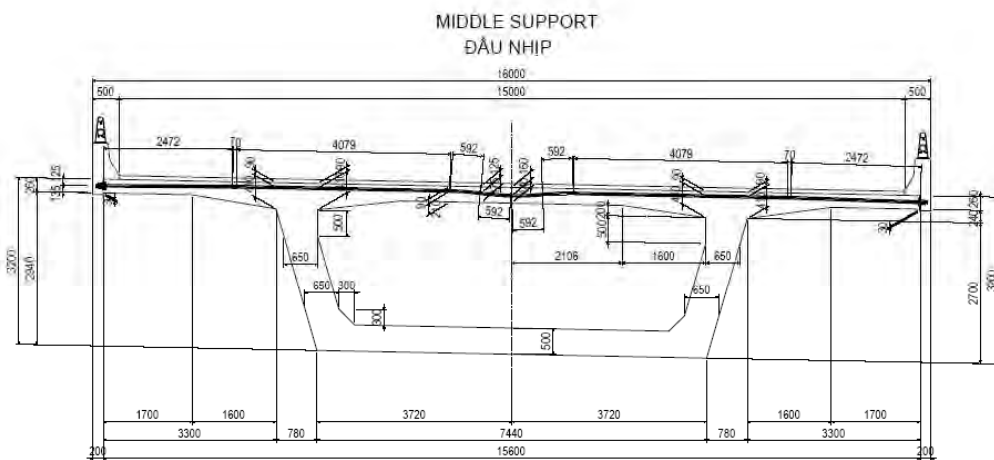
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-63 Ứng suất uốn tổ hợp [C]

		JSHB		Phân tích FEM	
		σ_{co} (N/mm ²)	σ_{cu} (N/mm ²)	σ_{co} (N/mm ²)	σ_{cu} (N/mm ²)
Tình tải	*1	4.00	-0.05	4.01	-0.05
	*2	3.46	0.54	3.46	0.54
	*3	0.13	6.86	0.13	6.86
Tải trọng khai thác	*1	0.40	3.55	1.05	2.91
	*2	-0.10	4.11	0.44	3.56
	*3	6.27	0.72	2.67	4.32
			> -3.0	> 0.0	> 0.0

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bố cáp DUL ngang sẽ là 1S28.6mm được bố trí theo từng đoạn ctc550mm như hình dưới đây



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.1-59 Bố trí bó cáp DUL ngang (mặt cắt trụ đỡ nhịp chính) ctc550mm

Bảng 8.4.1-64 Hệ số an toàn dưới trạng thái làm việc của tải trọng giới hạn [C]

$$\mu = 1.3 \cdot D + 2.5 \cdot (LL + IM) + P_s + Cr + SH \quad [JSHB-16]$$

$$\mu = 1.25 \cdot DC + 1.5 \cdot DW + 1.75 \cdot (LL + IM) + 1.2 \text{ or } 0.5 \cdot (Cr + SH) \quad [P=100kN]$$

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
*1 phần nối cho bản hẫng	453.253	316.775	< 677.837
*2 phần nối trong dầm hộp	411.865	344.058	< 677.837
*3 Giữa dầm hộp	148.692	56.524	< 225.587

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

d) Mặt cắt ngang phân trụ đỡ nhịp trung gian [Bản sườn và bản mặt dưới] - [D]

Bảng 8.4.1-65 Mô men uốn (hoạt tải) [D]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên bản sườn	100.135	36.884	2.715
*7 Đầu dưới bản sườn	100.501	25.012	4.018
*10 Phần nối bản mặt dưới	86.331	9.228	9.355
*11 Giữa bản mặt dưới	4.688	0.555	8.447

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-66 Mô men uốn thiết kế (D+LL+IM+Ps+Cr+SH) [D]

Hạng mục thiết kế	JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	JSHB/FEM
*6 Đầu trên bản sườn	118.092	51.862	2.198
*7 Đầu dưới bản sườn	120.982	47.225	2.598
*10 Phần nối bản mặt dưới	104.206	28.000	3.753
*11 Giữa bản mặt dưới	36.762	31.769	1.129

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bố trí thanh cốt thép tại bản sườn và bản mặt dưới sẽ là như sau

Bảng 8.4.1-67 Bố trí thanh cốt thép

		Bố trí thanh cốt thép	Khối lượng (mm ² /m)
Bản sườn	Đầu trên	D16ctc125	1588.8
	Đầu dưới	D16ctc125	1588.8
Bản mặt dưới	Điểm kết nối	D16ctc125	1588.8
	Giữa	D13ctc125	1013.6

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.1-68 Ứng suất trong thanh cốt thép

		JSHB		Phân tích FEM		Giá trị giới hạn
		σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	
Tĩnh tải	*6	0.4	18.4	0.3	14.5	$\sigma_s < 100$
	*7	0.4	19.8	0.4	21.5	$\sigma_s < 100$
	*10	0.7	27.6	0.7	28.9	$\sigma_s < 100$
	*11	1.5	76.1	1.5	74.1	$\sigma_s < 100$
Tải trọng khai thác	*6	2.3	114.2	1.0	50.1	$\sigma_s < 180$
	*7	2.3	116.9	0.9	45.7	$\sigma_s < 180$
	*10	4.1	160.6	1.1	43.1	$\sigma_s < 180$
	*11	1.7	87.2	1.5	75.4	$\sigma_s < 180$

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Safety factor under ultimate load working state [D]

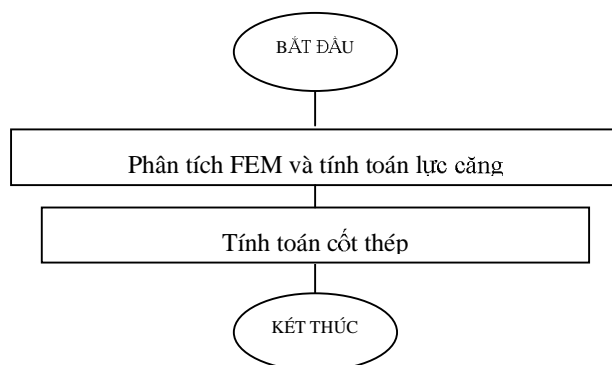
Điểm thiết kế		JSHB (kN·m)	Phân tích FEM (P=100kN) (kN·m)	Mr (kN·m)
Bản bụng	*6	225.558	81.515	< 382.529
	*7	257.642	84.856	< 382.529
Bản dưới	*10	251.088	47.071	< 242.548
	*11	54.564	40.713	< 155.848

8.4.2 Phân tích dầm ngang bằng FEM

8.4.2.1 Tóm tắt thiết kế

(1) Nguyên tắc thiết kế

Do các dây cáp bên ngoài xuyên qua dầm ngang, nó sẽ tạo ra ứng suất phức tạp căng theo hướng ngang và hướng thẳng đứng. Đối với ứng suất tại chỗ, cần thiết phải tăng cường tất cả các kết cấu để có thể thực hiện được chức năng của mình. Đối với thiết kế cầu này, ứng suất tại chỗ được tính bằng cách phân tích FEM 3D, phương pháp có thể mô phỏng gần như chân thực, mà theo đó ứng suất và số lượng thanh cốt thép sẽ được tính.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

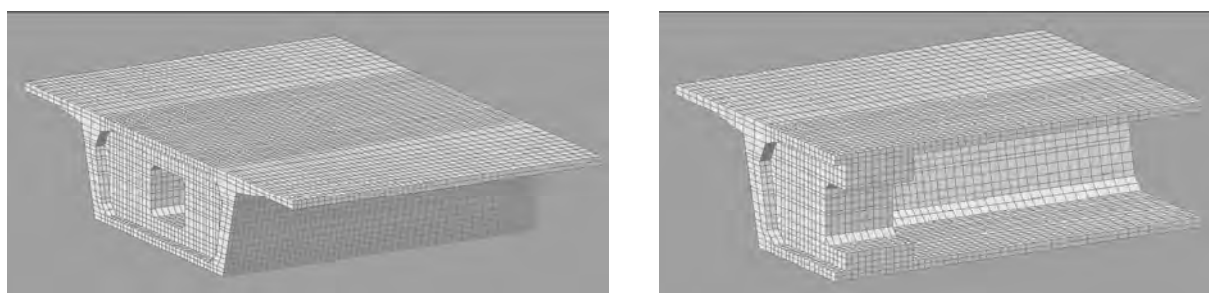
Hình 8.4.2-1 Biểu đồ thiết kế dầm ngang

8.4.2.2 Mô hình phân tích và điều kiện cho FEM

(1) Dầm ngang cuối (A1)

1) Mô hình phân tích

Trong phân tích này, mô hình dầm được tạo trong phạm vi một số ảnh hưởng của lực căng có thể nhỏ và ứng suất tại chỗ được tính bằng cách cộng thêm lực căng.

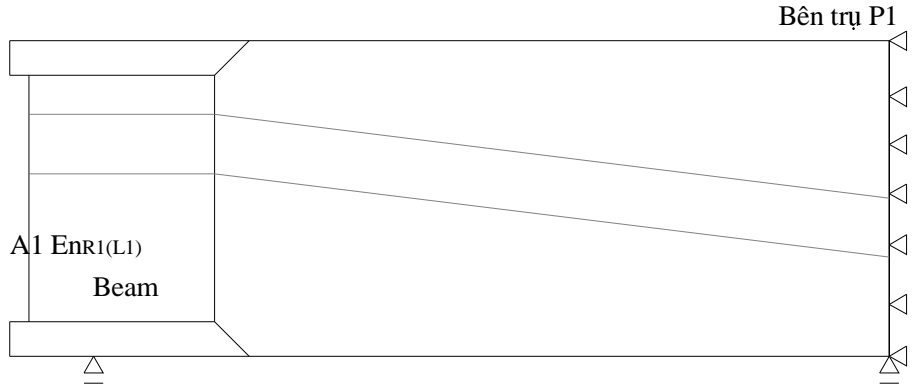


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.2-2 Dầm ngang cuối A1 trong lưới FEM

2) Điều kiện ngàm

Do dầm hộp giữa mố A1 và trụ P1 đã được hoàn thành trước dự ứng lực đưa vào, chuyển vị hướng dọc được cố định trên cuối của phía trụ P1.

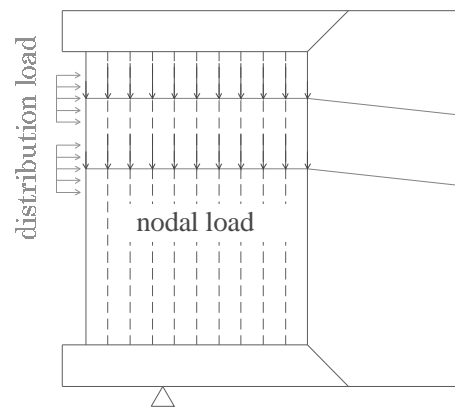


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.2-3 Điều kiện ngàm của Dầm ngang cuối A1

3) Điều kiện tải trọng

Lực thành phần của cáp ngoài đi vào FEM tác động lên bề mặt của dầm ngang với tải trọng phân phối tương tự neo và tải trọng đầu mối (nodal load) trong dầm ngang.



Hình 8.4.2-4 Điều kiện tải trọng trong FEM [A1]

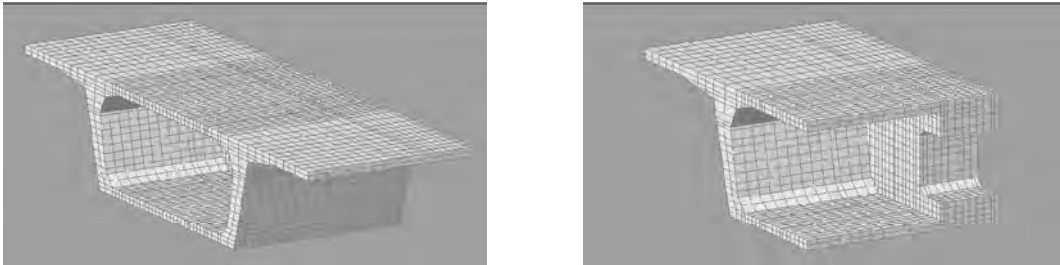
(2) Dầm ngang đỡ ở giữa (P1)

Dầm ngang (P1) có hai bước phải được hoàn chỉnh thi công. Do đó, phân tích 3D FEM phải được chạy hai lần với các kiểu mô hình khác nhau.

1) Mô hình phân tích

a) Mô hình -1

Mô hình 1 được dựng theo “bước thi công 1”. Bước thi công 1 có nghĩa là dầm giữa mố A1 và trụ P1 và dầm ngang P1 được hoàn thành và căng dự ứng lực cho cáp ngoài giữa mố A1 và P1.

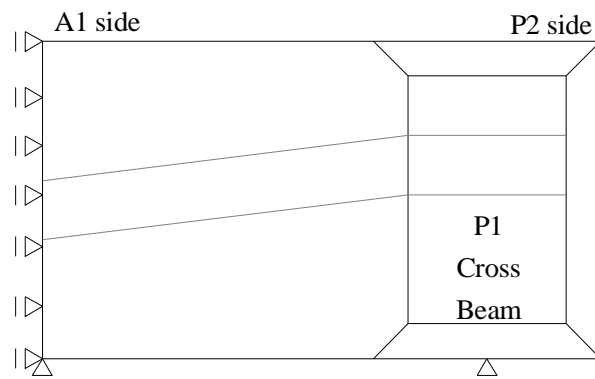


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.2-5 Dầm ngang P1 [Mô hình-1] trong lưới FEM

[Điều kiện ngàm]

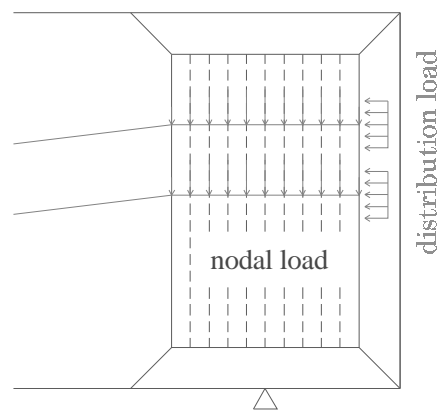
Do dầm bên trụ P2 chưa được xây dựng, phần cuối bên trụ P2 trên mô hình FEM không có điều kiện ngàm.



Hình 8.4.2-6 Điều kiện ngàm của P1 [Mô hình-1]

[Điều kiện tải trọng]

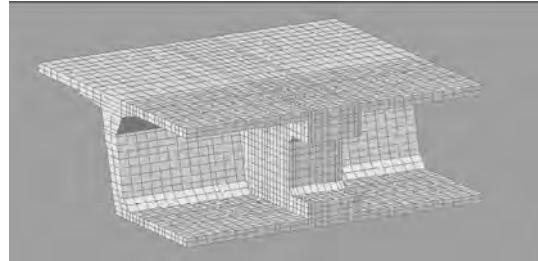
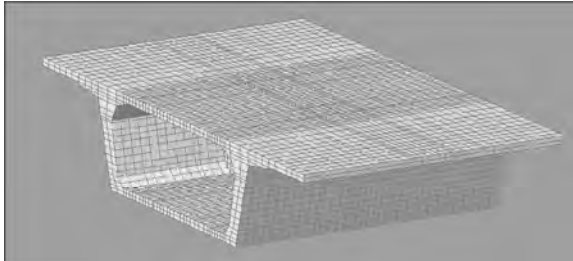
Lực thành phần của cáp ngoài đưa vào FEM tác động lên bề mặt của dầm ngang với tải trọng phân phối tương tự neo và tải trọng đầu mối (nodal load) trong dầm ngang



Hình 8.4.2-7 Điều kiện tải trọng in P1 [Mô hình-1]

b) Mô hình 2

Mô hình 2 được lập trong “Bước thi công 2”. Bước thi công 2 nghĩa là sau bước 1, dầm giữa P1 và P2 đã hoàn thành. Hai loại cáp đã được lắp. Một là cáp ngoài giữa P1 và P2; cáp khác là cáp ngoài liên tục, và toàn bộ cáp đều có dự ứng lực trong điều kiện này.

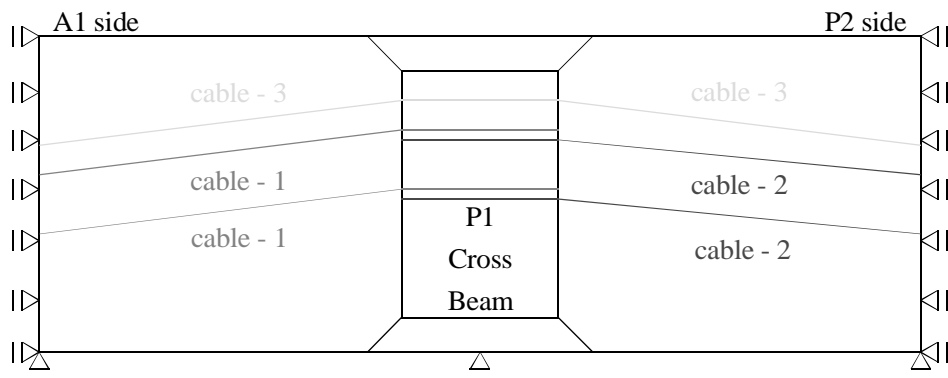


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.2-8 Dầm ngang P1 [Mô hình-2] trong lưới FEM

[Điều kiện ngàm]

Do dầm giữa P1 và P2 đã được thi công, cuối bên của P2 trên mô hình FEM cũng được cố định.



Hình 8.4.2-9 Điều kiện ngàm của P1 [Mô hình-2]

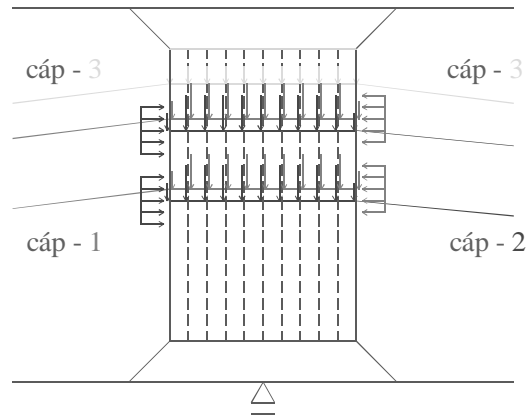
[Điều kiện tải trọng]

Cáp-1 cáp-2

Lực thành phần của cáp ngoài đưa vào FEM tác động lên bề mặt của dầm ngang với tải trọng phân phối tương tự neo và tải trọng đầu mối (nodal load) trong dầm ngang.

Cáp-3

Lực thành phần của cáp ngoài đưa vào FEM tác động với tải trọng đầu mối (nodal load) trong dầm ngang.



Hình 8.4.2-10 Điều kiện tải trọng trong FEM [A1]

(3) Lực căng của cáp ngoài

Về phần kiểm tra dầm ngang, cần phải nghiên cứu giai đoạn dự ứng lực, giai đoạn thiết kế và giai đoạn tải hoàn toàn.

Mối quan hệ giữa mỗi giai đoạn như sau:

Bảng 8.4.2-1 Ứng suất cáp ngoài và cốt thép

Giai đoạn	Ứng suất cáp ngoài σ_p (N/mm ²)	Ứng suất cho phép của cốt thép σ_s (N/mm ²)	Tỉ lệ ứng suất σ_p / σ_s
Căng kéo trước	1440	180	8.0
Tải trọng thiết kế	1110	180	6.2
Tải trọng giới hạn	1600	345	4.6

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng trên cho ta thấy giai đoạn căng kéo trước là điều kiện rủi ro cao nhất và điều kiện này cần phải được nghiên cứu

1) Tính toán lực căng

Cách tính ực căng được trình bày như sau:

Trước tiên, ứng suất trên mỗi điểm đầu mối được tính dựa trên FEM và ứng suất này nhân lên theo diện tích, và sau đó tổng hợp toàn bộ các giá trị về mặt cắt được nghiên cứu.

8.4.2.3 Kết quả nghiên cứu

Nghiên cứu sau đây để kiểm tra bề mặt dầm ngang.

Lực căng do bề mặt đối diện với bên neo DƯỠ. Phân bố ứng suất trên mặt đối diện được trình bày trong hình dưới đây.

(1) Cốt thép của dầm ngang cuối mố A1

1) Tính toán cốt thép đứng

< viewpoint-1 Vertical reinforcing bar >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{zz}	8.99	235	140	32900	295771
	6.95	250	140	35000	243250
	6.37	175	140	24500	156065
	6.37	175	140	24500	156065
	--	835	--	--	851151

$$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 4729 \text{ mm}^2$$

Steel bar : D22
 interval = 125 mm layer = 2 number of bar = 13.4

$$\therefore \Sigma A = 5079 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

< viewpoint-2 Vertical reinforcing bar >

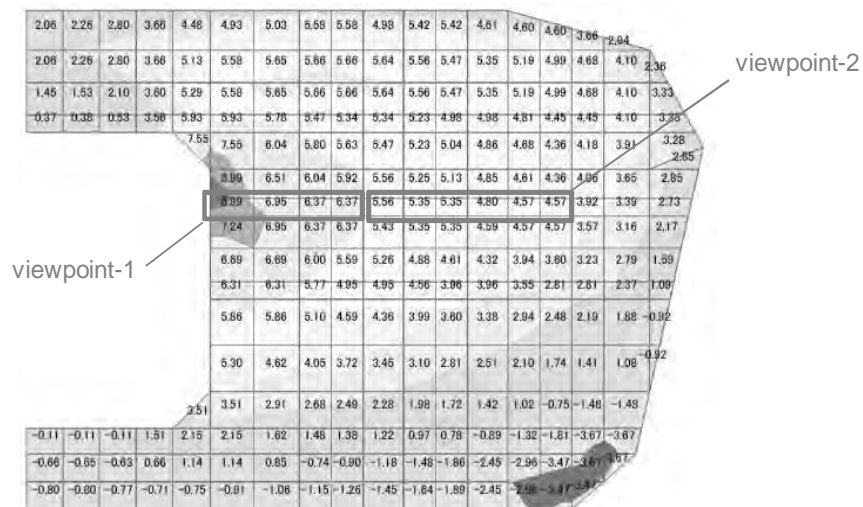
	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{zz}	5.56	220	140	30800	171248
	5.35	175	140	24500	131075
	5.35	175	140	24500	131075
	4.80	220	140	30800	147840
	4.57	175	140	24500	111965
	4.57	175	140	24500	111965
	--	1140	--	--	805168

$$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 4473 \text{ mm}^2$$

Steel bar : D22
 interval = 125 mm layer = 2 number of bar = 18.2

$$\therefore \Sigma A = 6934 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

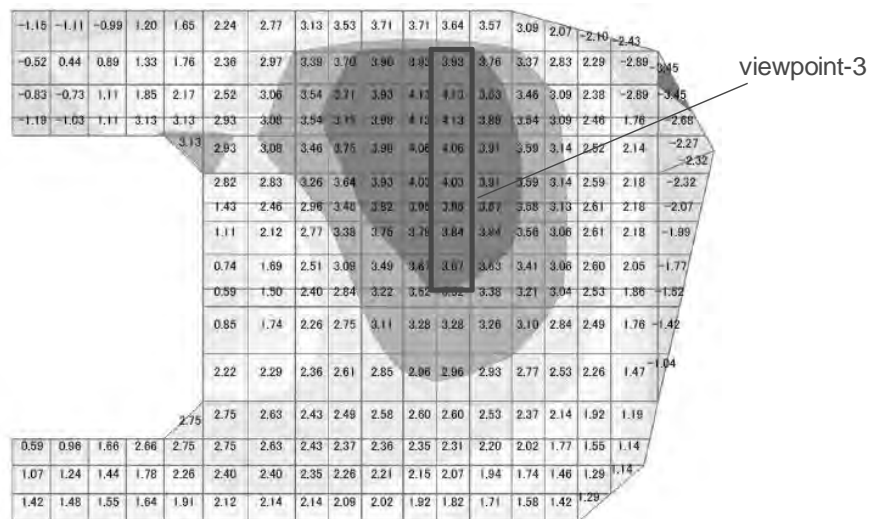


2) Tính toán cốt thép ngang

< viewpoint-3 Horizontal reinforcing bar >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{yy}	3.93	175	140	24500	96285
	4.13	175	140	24500	101185
	4.13	95	140	13300	54929
	4.06	200	140	28000	113680
	4.03	160	140	22400	90272
	3.95	95	140	13300	52535
	3.79	175	140	24500	92855
	3.67	175	140	24500	89915
--	1250	--	--	691656	

$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$
 $\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 3843 \text{ mm}^2$
 Steel bar : D22
 interval = 200 mm layer = 2 number of bar = 12.5
 $\therefore \Sigma A = 4752 \text{ mm}^2 > A_{req}$ ok



3) Bố trí cốt thép trên bề mặt dầm ngang cuối

Bố trí cốt thép bằng phân tích FEM như sau.

<Cốt thép đứng>

Cốt thép D22 được bố trí trên bề mặt của dầm ngang thành 2 hàng với khoảng cách là 125 mm.

<Cốt thép ngang>

Cốt thép thanh D22 được bố trí trên bề mặt đối diện của dầm ngang thành 2 hàng với khoảng cách 200 mm.

(2) Cốt thép của dầm ngang P1

1) Tính toán cốt thép đứng

a) Mặt A1

< A1-SIDE Vertical reinforcing bar viewpoint-1 >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{zz}	7.91	165	100	16500	130515
	6.60	123	100	12300	81180
	--	288	--	--	211695

$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$
 $\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 1176 \text{ mm}^2$

Steel bar : D22
 interval = 150 mm layer = 2 number of bar = 3.8

$\therefore \Sigma A = 1460 \text{ mm}^2 > A_{req}$ ok

< A1-SIDE Vertical reinforcing bar viewpoint-2 >

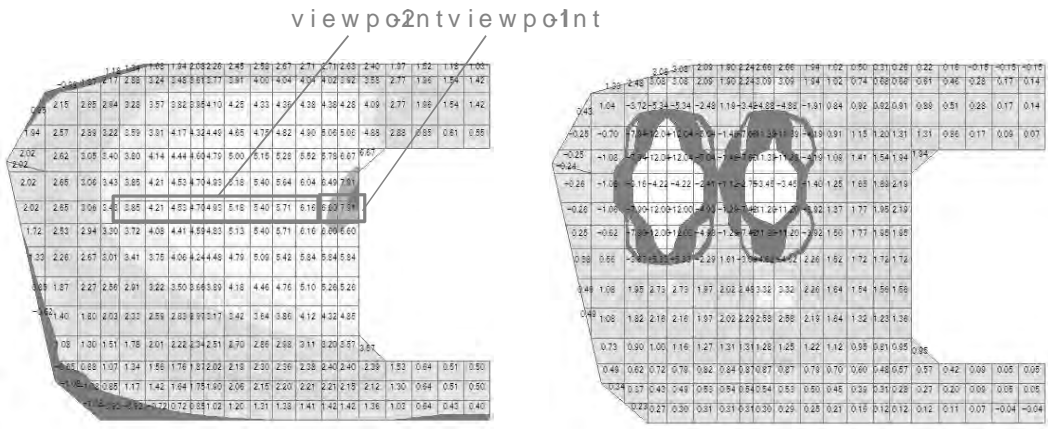
	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{zz}	6.16	197	100	19700	121352
	5.71	175	100	17500	99925
	5.40	175	100	17500	94500
	5.18	195	100	19500	101010
	4.93	155	100	15500	76415
	4.70	100	100	10000	47000
	4.53	175	100	17500	79275
	4.21	175	100	17500	73675
	3.85	195	100	19500	75075
--	1542	--	--	768227	

$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$
 $\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 4268 \text{ mm}^2$

Steel bar : D22
 interval = 200 mm layer = 2 number of bar = 15.4

$\therefore \Sigma A = 5862 \text{ mm}^2 > A_{req}$ ok

[A1 side of P3 cross



STEP prestressing one

STEP prestressing both

b) Mặt P2

< P2-SIDE Vertical reinforcing bar viewpoint-1 >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{zz}	2.31	175	200	35000	80850
	2.31	175	200	35000	80850
	1.87	195	200	39000	72930
	1.49	155	200	31000	46190
	1.84	100	200	20000	36800
	2.65	175	200	35000	92750
	2.65	175	200	35000	92750
--	1150	--	--	--	503120

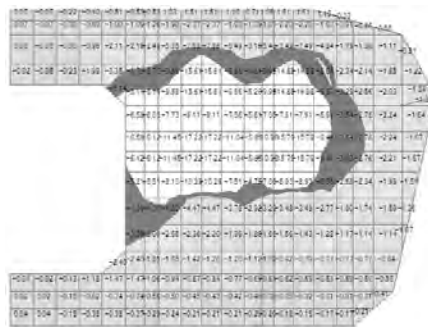
$$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 2795 \text{ mm}^2$$

Steel bar : D22
interval = 200 mm layer = 2 number of bar = 11.5

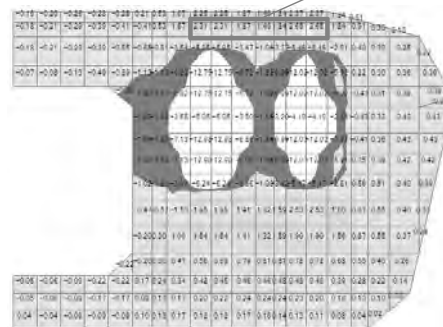
$$\therefore \Sigma A = 4372 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

[P2 side of P3 cross beam]



STEP1 prestressing one side

viewpoint-1



STEP2 prestressing both sides

2) Tính toán cốt thép ngang

a) Mặt A1

< A1-SIDE Horizontal reinforcing bar viewpoint-3 >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{yy}	3.41	175	100	17500	59675
	3.41	175	100	17500	59675
	2.84	220	100	22000	62480
	3.04	175	100	17500	53200
	3.04	175	100	17500	53200
--	920	--	--	--	288230

$\sigma_a = 180$ N/mm²

$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 1601$ mm²

Steel bar : D22

interval = 250 mm

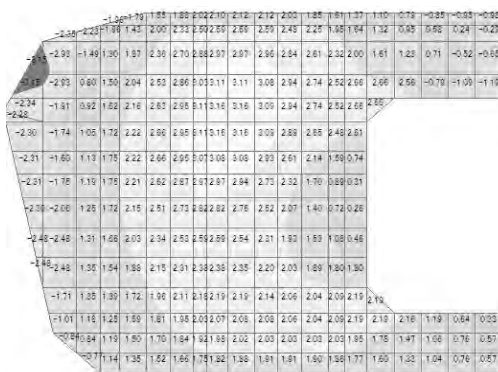
layer = 2

number of bar = 7.4

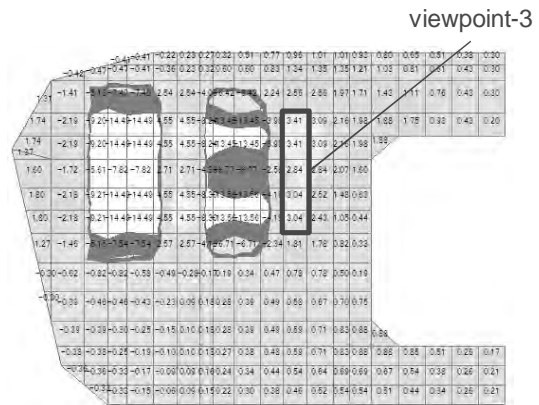
$\therefore \Sigma A = 2798$ mm² > A_{req}

ok

[A1 side of P3 cross beam]



STEP1 prestressing one side



STEP2 prestressing both sides

b) Mặt P2

< P2-SIDE Horizontal reinforcing bar viewpoint-2 >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
σ_{yy}	3.67	175	100	17500	64225
	3.67	175	100	17500	64225
	3.49	95	100	9500	33155
	3.68	200	100	20000	73600
	3.68	200	100	20000	73600
--	845	--	--	--	308805

$\sigma_a = 180$ N/mm²

$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 1716$ mm²

Steel bar : D22

interval = 250 mm

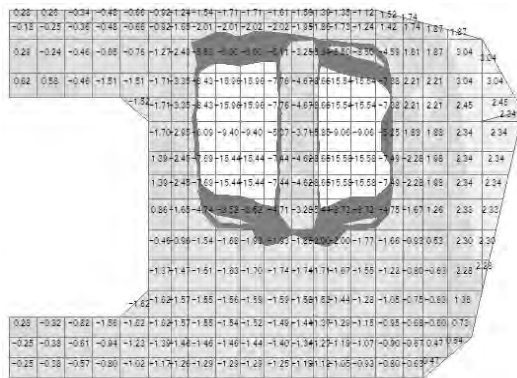
layer = 2

number of bar = 6.8

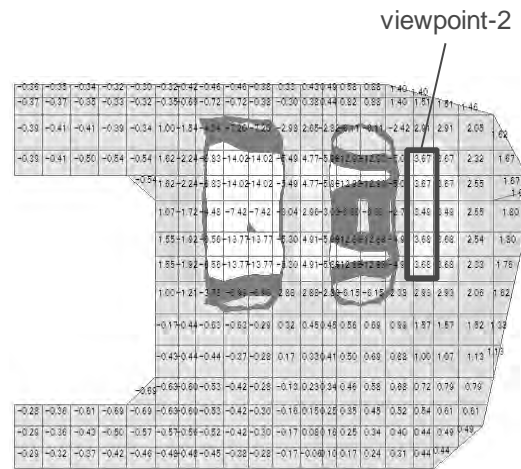
$\therefore \Sigma A = 2570$ mm² > A_{req}

ok

[P2 side of P3 cross beam]



STEP1 prestressing one side



STEP2 prestressing both sides

(3) Bố trí cốt thép trên bề mặt của dầm ngang đỡ ở giữa (P2, P3, P4)

Bố trí cốt thép theo phân tích FEM được thực hiện như sau.

1) Cốt thép đứng

Cốt thép thanh D22 được bố trí trên bề mặt đối diện của dầm ngang thành 2 hàng với khoảng cách 200 mm.

Tuy nhiên, khoảng cách trên tại điểm gần lỗ thăm được bố trí là 150mm.

2) Cốt thép ngang

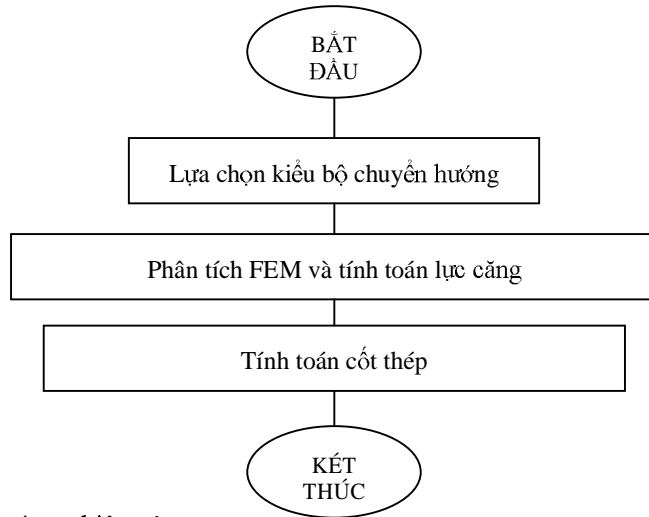
Cốt thép thanh D22 được bố trí trên bề mặt đối diện của dầm ngang thành 2 hàng với khoảng cách 250 mm.

8.4.3 Thiết kế ụ chuyển hướng (Design of Deviator)

8.4.3.1 Tóm tắt thiết kế

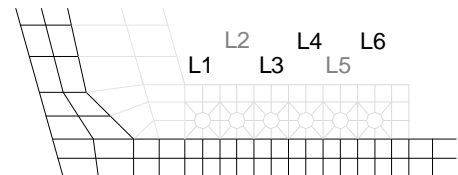
Mặc dù ụ chuyển hướng là thiết bị cụ thể cho cấp bên ngoài, nó sẽ tạo ra ứng suất cục bộ phức tạp về các hướng dọc, hướng ngang và hướng thẳng đứng. Đối với những ứng suất đo cục bộ, cần củng cố một cách phù hợp sao cho tất cả các kết cấu của chúng có thể thực hiện đầy đủ chức năng.

Khi thiết kế cầu này, ứng suất cục bộ được tính toán theo phân tích 3D FEM có thể mô phỏng gần như thực sự, theo đó ứng suất, số lượng thanh cốt thép sẽ được tính.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-1 Sơ đồ thiết kế ụ chuyển hướng



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-2 Số lượng ụ chuyển hướng

8.4.3.2 Lựa chọn kiểu ụ chuyển hướng

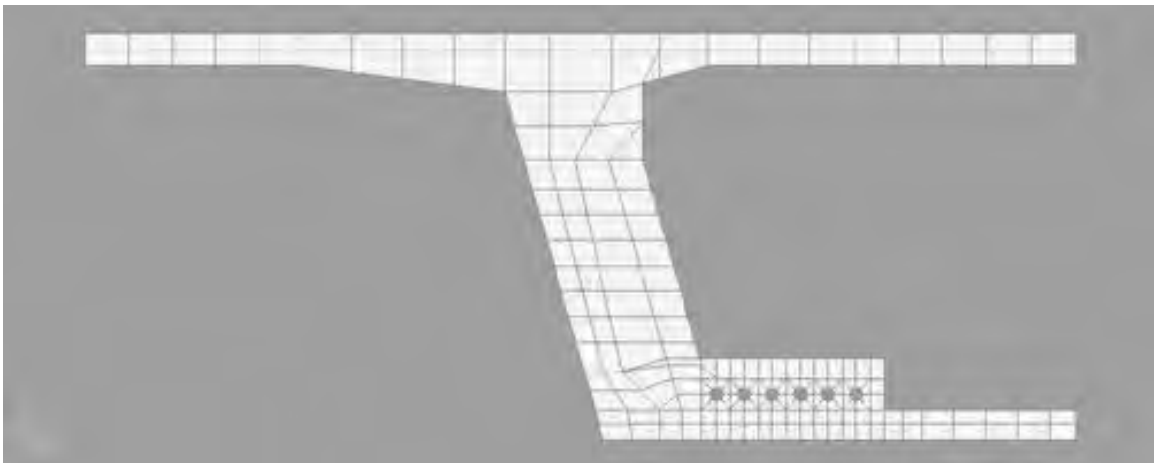
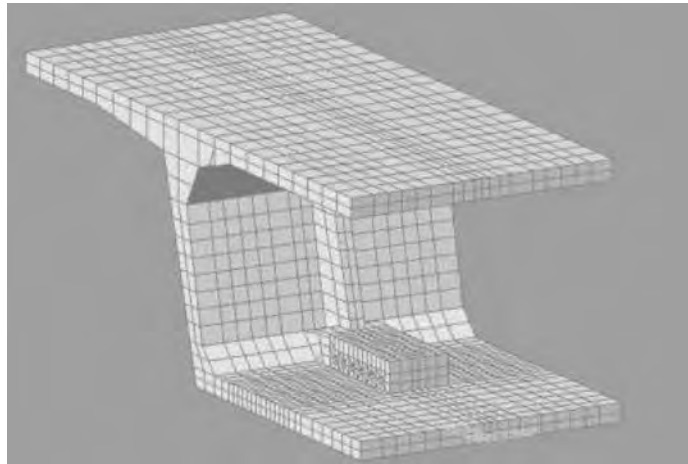
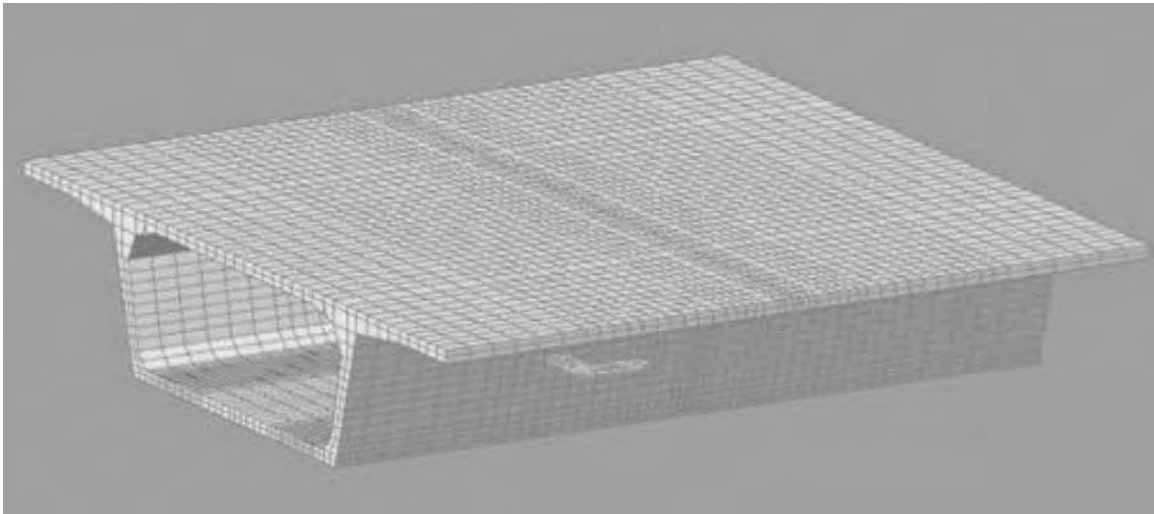
Kiểu ụ chuyển hướng phải là kiểu mẫu lỗi chiếu mà dễ dàng để sử dụng trong thi công, và sự chuyển hướng được bố trí trên một cấp bên ngoài ở một bên (L1/L3/L4/L6). Tuy nhiên, trong mô hình này, có một loại chuyển hướng các cấp ngoài tại L2 và L5 đồng thời.

8.4.3.3 Tính toán lực căng theo FEM

(1) Mô hình phân tích

Trong phân tích này, mô hình dầm được sản xuất trong phạm vi mà một số tác động của lực căng có thể trở nên nhỏ, và ứng suất cục bộ được tính bằng lực căng thêm.

Mô hình phân tích được thể hiện như trang tiếp theo.



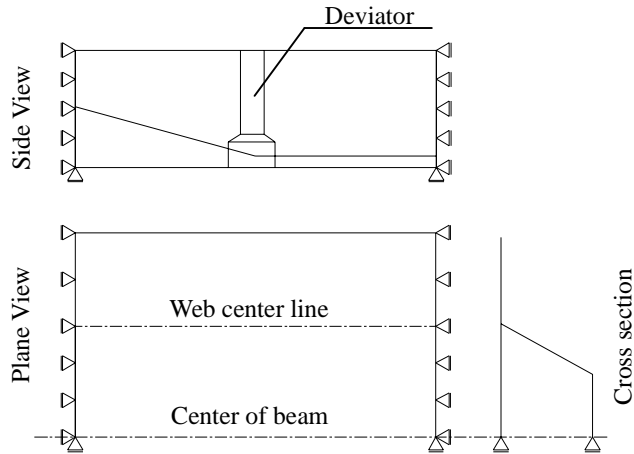
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-3 Kiểm tra bộ lệch hướng trong lưới FEM

8.4.3.4 Điều kiện hạn chế

* Ứng suất về hướng dọc và ngang

Theo mô hình phân tích trên, cả hai mép chuyển vị bị hạn chế.



Nguồn : Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-4 Mô hình phân tích cho tính toán ứng suất về hướng dọc và ngang

8.4.3.5 Lực căng của cáp ngoài

Về việc kiểm tra vị chuyển hướng, cần nghiên cứu trong giai đoạn căng kéo, Giai đoạn thiết kế và giai đoạn đặt tải trọng giới hạn.

(1) Tải trọng giới hạn

Mối quan hệ giữa từng giai đoạn như sau

Bảng 8.4.3-1 Ứng suất của cáp ngoài và thanh cốt thép

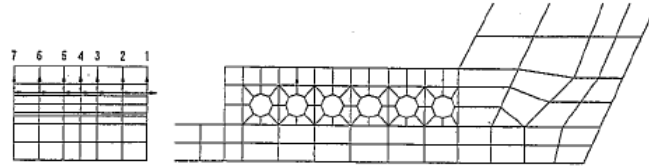
Giai đoạn	Ứng suất của cáp ngoài σ_p (N/mm ²)	Ứng suất cho phép của thanh cốt thép σ_s (N/mm ²)	Tỷ lệ ứng suất σ_p / σ_s
Căng kéo trước	1440	180	8.0
Tải trọng thiết kế	1110	180	6.2
Tải trọng giới hạn	1600	345	4.6

Nguồn : Đoàn nghiên cứu

Bảng trên chỉ ra rằng giai đoạn căng kéo trước là điều kiện rủi ro cao nhất và điều kiện này cần được nghiên cứu.

8.4.3.6 Điều kiện tải trọng

Lực thành phần của cáp bên ngoài vào FEM được chia theo hướng ngang và hướng thẳng đứng, và sau đó đặt tải như các điểm nút được chỉ ra hình dưới đây..



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-5 Lực thành phần của cáp ngoài trong phân tích FEM

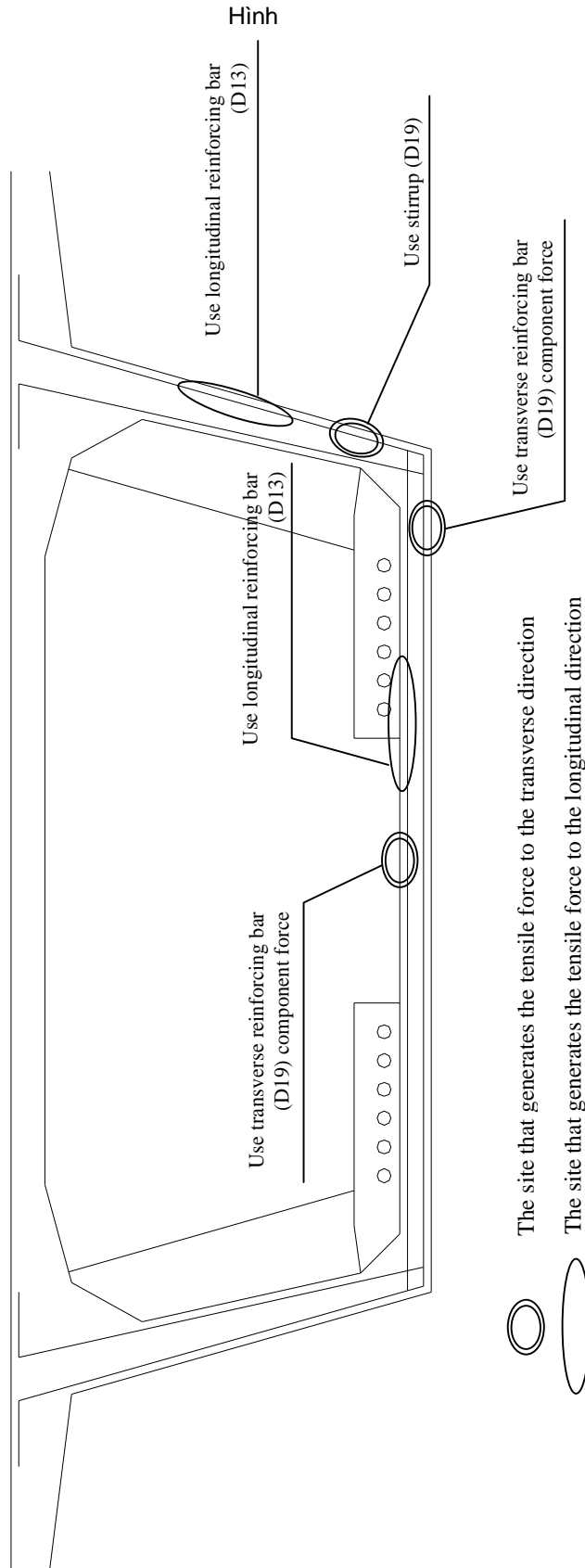
8.4.3.7 Tính toán lực căng

Cách tính toán cho lực căng được chỉ ra dưới đây.

Đầu tiên, ứng suất trong từng điểm nút được tính toán dựa trên FEM và ứng suất nhân lên theo diện tích và tổng hợp tất cả các giá trị trên mặt cắt ngang được nghiên cứu

(1) Phương pháp đặt cốt thép

Kết quả của phân tích FEM và phương pháp đặt cốt thép được chỉ ra trang tiếp theo.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Figure 8.4.1-65 Kết quả nghiên cứu và số lượng thanh cốt thép của lực thành phần ụ chuyển hướng

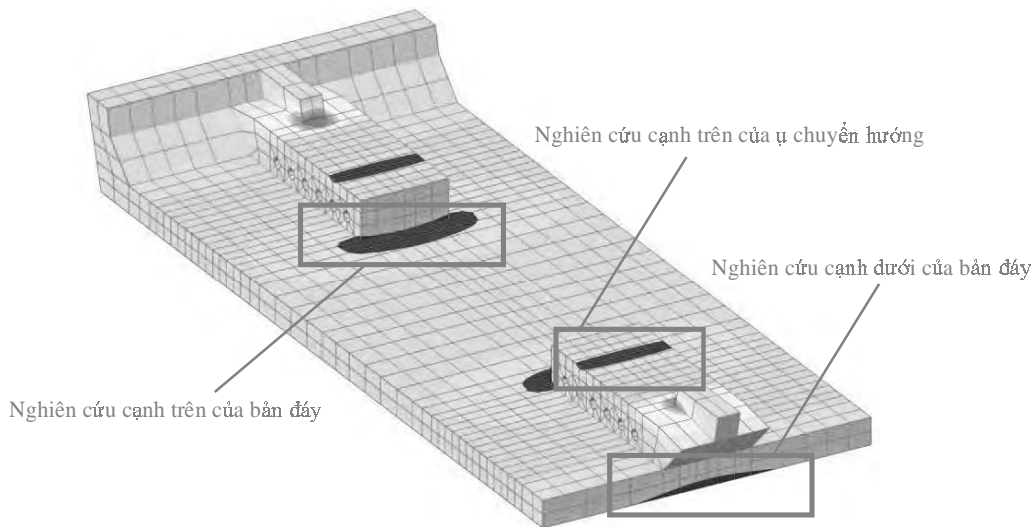
8.4.3.8 Kết quả nghiên cứu

Như đã nêu ở trên, một cấp ngoài được bố trí trên mỗi ụ chuyển hướng tại mỗi bên, nhưng tại mố số ụ chuyển hướng, có hai cấp ngoài được bố trí tại mỗi bên. Trong trường hợp này, lực căng kéo mạnh được bổ sung vào ụ chuyển hướng hơn so với ụ khác được bố trí một ụ chuyển hướng.

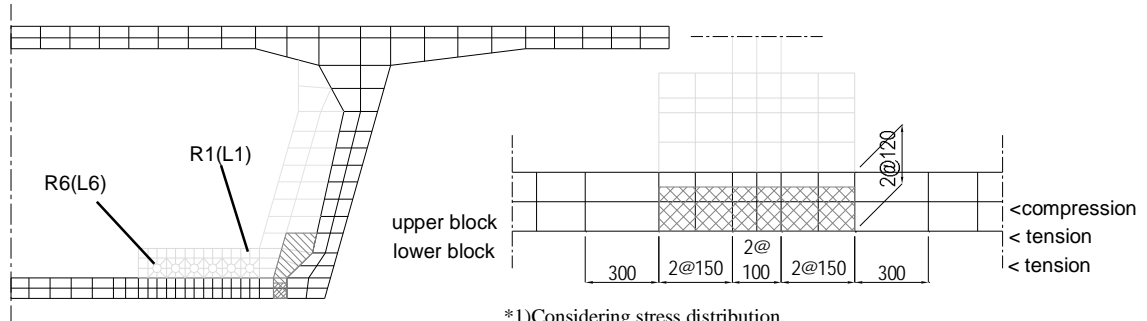
Do đó, nghiên cứu sau phải kiểm tra ụ chuyển hướng mà có một hoặc hai cấp bên ngoài bị chuyển hướng. Các ụ chuyển hướng có một cấp ngoài là R1(L1), R6(L6) và R4(L4).

TRƯỜNG HỢP kiểm tra

- Kiểu1: hai cấp ngoài bị lệch tại L2 và L5 (R2 và R5) cùng một lúc
- Kiểu2: một cấp ngoài bị lệch tại R1(L1), R6(L6) và R4(L4)



- (1) Thanh cốt thép bản đáy xung quanh ụ chuyển hướng
- 1) Bên thấp hơn của bản đáy

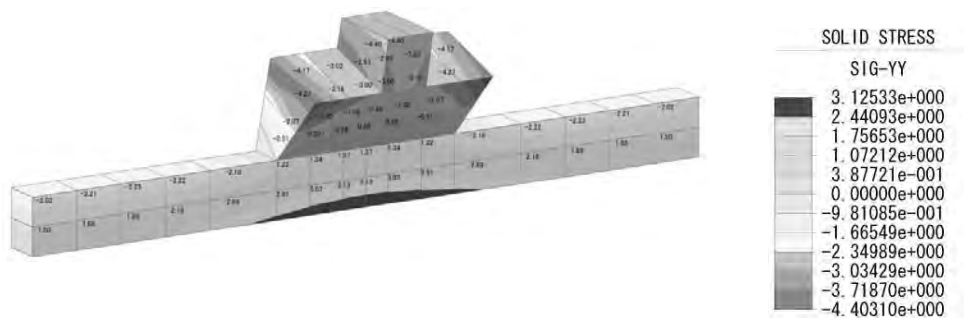


*1) Considering stress distribution, area tensile stress is generated in is effective in calculation.
 2) Because there have been reinforcing bars near upper side of bottom slab, upper half of upper blocks are excluded from area of 1)

Ụ chuyển hướng R6 ~ R1(L6~L1)

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-6 Lưới FEM để kiểm tra bản đáy



Hình 8.4.3-7 Kết quả phân tích FEM ở bên thấp hơn của bản đáy

Các kết quả kiểm tra về thanh cốt thép được chỉ ra sau đây,

a) Loại 1: Hai cáp ngoài bị chuyển hướng tại L2 và L5 (R2 và R5) đồng thời

< Type1 : Two external cables are deviated >

case2	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
Deviator R2+R5 (L2+L5)	2.92	150	120	18000	52560
	3.07	150	120	18000	55260
	3.13	100	120	12000	37560
	3.13	100	120	12000	37560
	3.07	150	120	18000	55260
	2.92	150	120	18000	52560
	1.22	150	60	9000	10980
	1.34	150	60	9000	12060
	1.37	100	60	6000	8220
	1.37	100	60	6000	8220
	1.34	150	60	9000	12060
	1.22	150	60	9000	10980
	--	800	--	--	353280

$$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 1963 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steel bar : D22 interval} = 125 \text{ mm number} = 6.4$$

$$\therefore \Sigma A = 2433 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

b) Loại 2: Một cáp ngoài bị chuyển hướng tại R1 (L1), R6 (L6) và R4 (L4).

< Type2 : One external cable is deviated >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
Deviator R1 (L1)	0.00	150	120	18000	0
	0.00	150	120	18000	0
	0.00	100	120	12000	0
	0.00	100	120	12000	0
	0.00	150	120	18000	0
	0.00	150	120	18000	0
	0.00	150	60	9000	0
	0.00	150	60	9000	0
	0.00	100	60	6000	0
	0.00	100	60	6000	0
	0.00	150	60	9000	0
	0.00	150	60	9000	0
	--	800	--	--	0
Deviator R6 (L6)	2.53	150	120	18000	45540
	2.65	150	120	18000	47700
	2.68	100	120	12000	32160
	2.68	100	120	12000	32160
	2.65	150	120	18000	47700
	2.53	150	120	18000	45540
	1.20	150	60	9000	10800
	1.31	150	60	9000	11790
	1.33	100	60	6000	7980
	1.33	100	60	6000	7980
	1.31	150	60	9000	11790
	1.20	150	60	9000	10800
	.	800	--	--	311940

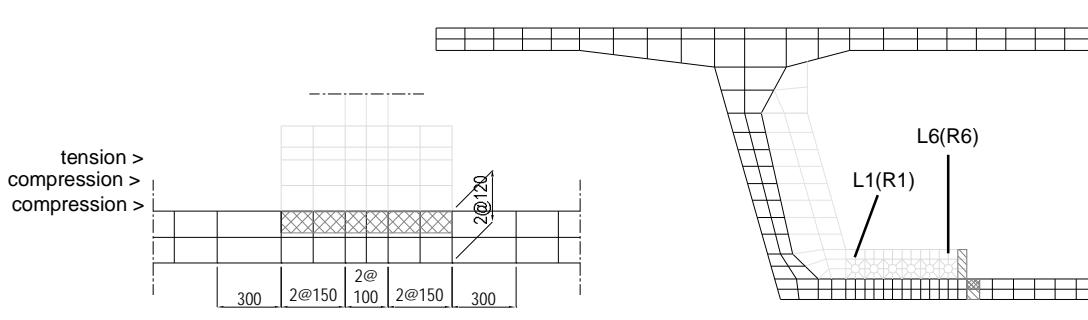
$$T_{max} = 311940 \text{ N} \quad \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T_{max} / \sigma_a = 1733 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steel bar : D19 interval} = 125 \text{ mm number} = 6.4$$

$$\therefore \Sigma A = 1815 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

2) Bên trên của bản đáy

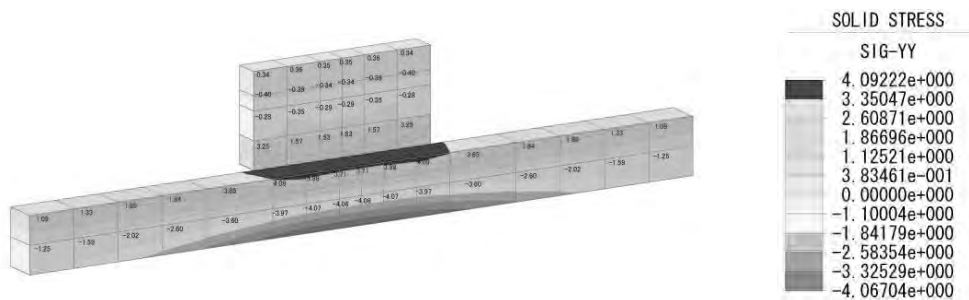


*Considering stress distribution,
 area that tensile stress is generated in is effective in calculation.

Ụ chuyển hướng L1 ~ L6(R1~R6)

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-8 Lưới FEM cho việc kiểm tra bản đáy b



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.3-9 Kết quả phân tích FEM ở bên trên của bản đáy

Các kết quả kiểm tra về thanh cốt thép được chỉ ra trong các bảng sau

a) Loại 1: Hai cáp ngoài bị chuyển hướng tại L2 và L5 (R2 và R5) đồng thời

< Type1 : Two external cables are deviated >

case2	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
Deviator L2+L5 (R2+R5)	3.97	150	100	15000	59550
	3.81	150	100	15000	57150
	3.52	100	100	10000	35200
	3.52	100	100	10000	35200
	3.81	150	100	15000	57150
	3.97	150	100	15000	59550
--	--	800	--	--	303800

$$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 1688 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steel bar : D19 interval} = 125 \text{ mm number} = 6.4$$

$$\therefore \Sigma A = 1815 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

b) Loại 2: Một cáp ngoài bị chuyển hướng tại R1 (L1), R6 (L6) và R4 (L4).

< Type2 : One external cable is deviated >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
Deviator L1 (R1)	1.17	150	100	15000	17550
	1.11	150	100	15000	16650
	1.04	100	100	10000	10400
	1.04	100	100	10000	10400
	1.11	150	100	15000	16650
	1.17	150	100	15000	17550
	--	800	--	--	89200
Deviator L6 (R6)	4.09	150	100	15000	61350
	3.98	150	100	15000	59700
	3.71	100	100	10000	37100
	3.71	100	100	10000	37100
	3.98	150	100	15000	59700
	4.09	150	100	15000	61350
	--	800	--	--	316300

$$T_{max} = 316300 \text{ N} \qquad \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T_{max} / \sigma_a = 1757 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steel bar : D22} \qquad \text{interval} = 125 \text{ mm} \qquad \text{number} = 6.4$$

$$\therefore \Sigma A = 2433 \text{ mm}^2 > A_{req} \qquad \text{ok}$$

< Type2 : One external cable is deviated >

case2	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
Deviator R4 (L4)	2.62	150	100	15000	39300
	2.52	150	100	15000	37800
	2.35	100	100	10000	23500
	2.35	100	100	10000	23500
	2.52	150	100	15000	37800
	2.62	150	100	15000	39300
	--	800	--	--	201200

$$\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T / \sigma_a = 1118 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steel bar : D16} \qquad \text{interval} = 125 \text{ mm} \qquad \text{number} = 6.4$$

$$\therefore \Sigma A = 1287 \text{ mm}^2 > A_{req} \qquad \text{ok}$$

b) Loại 2: Một cáp ngoài bị chuyển hướng tại R1 (L1), R6 (L6) và R4 (L4).

< Type2 : One external cable is deviated >

	σ [N/mm ²]	B [mm]	H [mm]	A [mm ²]	T [N]
Deviator L1 (R1)	2.39	150	100	15000	35850
	2.40	150	100	15000	36000
	2.44	100	100	10000	24400
	2.44	100	100	10000	24400
	2.40	150	100	15000	36000
	2.39	150	100	15000	35850
	1.13	150	60	9000	10170
	0.96	150	60	9000	8640
	0.88	100	60	6000	5280
	0.88	100	60	6000	5280
0.96	150	60	9000	8640	
1.13	150	60	9000	10170	
--	800	--	--	240680	
Deviator L6 (R6)	1.08	150	100	15000	16200
	1.08	150	100	15000	16200
	1.10	100	100	10000	11000
	1.10	100	100	10000	11000
	1.08	150	100	15000	16200
	1.08	150	100	15000	16200
	0.38	150	60	9000	3420
	0.35	150	60	9000	3150
	0.33	100	60	6000	1980
	0.33	100	60	6000	1980
0.35	150	60	9000	3150	
0.38	150	60	9000	3420	
--	800	--	--	103900	

$$T_{max} = 240680 \text{ N} \quad \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore A_{req} = T_{max} / \sigma_a = 1337 \text{ mm}^2$$

$$\text{Steel bar : D16} \quad \text{number} = 7.0$$

$$\therefore \Sigma A = 1407 \text{ mm}^2 > A_{req} \quad \text{ok}$$

(2) Bố trí cốt thép xung quanh ụ chuyển hướng

1) Cốt thép dưới của bản đáy

- a) Khi hai cáp bị lệch, D22 được bố trí làm cốt thép thấp hơn với khoảng cách 125mm
- b) Khi một cáp bị lệch, D19 được bố trí làm cốt thép thấp hơn với khoảng cách 125mm

2) Cốt thép trên của bản đáy

- a) Khi hai cáp ngoài bị lệch, D19 được bố trí làm cốt thép trên với khoảng cách 125mm
- b) Khi một cáp bị lệch tại vị trí L6; D22 được bố trí tại với khoảng cách 125mm
D19 được bố trí làm cốt thép trên với khoảng cách 125mm trong các trường hợp khác.

3) Cốt thép trên của ụ chuyển hướng

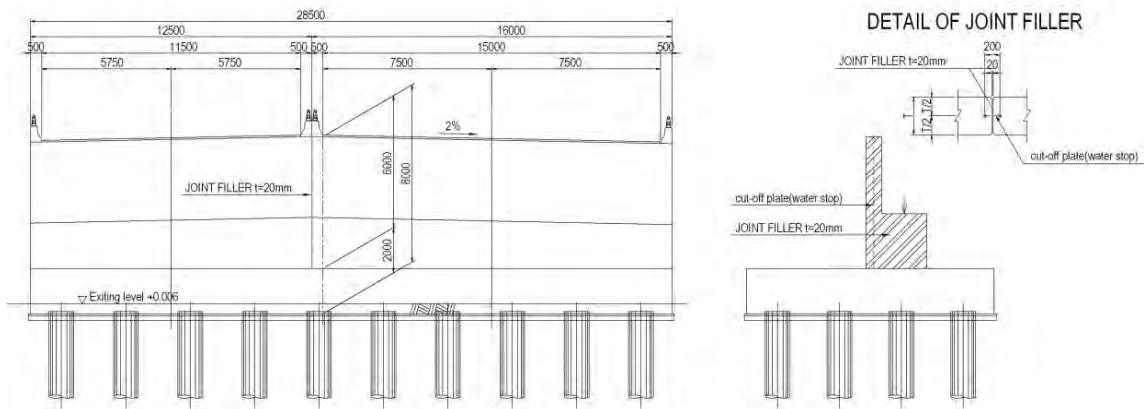
- a) Khi hai cáp ngoài bị chuyển hướng, 7-D19 được bố trí tại mặt trên của ụ chuyển hướng
- b) Khi một cáp ngoài bị chuyển hướng, 7-D16 được bố trí phía trên của ụ chuyển hướng

8.4.4 Kết cấu phần dưới của Cầu dẫn

8.4.4.1 Mố cầu

(1) Mố có độ rộng lớn

Mố có độ rộng lớn được thiết kế trên quan điểm thay đổi về nhiệt độ, sự nứt dọc do co ngót bê tông và tải trọng đứng và sự lún ngang không đều. Đối với bề rộng thân mố vượt quá khoảng 15m, là điều kiện tốt để đặt các mối nối dọc có khe chữ V trên bề mặt của thân hoặc là khe co giãn. Trong dự án này áp dụng khe co giãn



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.4-1 Vật liệu Chèn khe

(2) Mặt sau của mố

Việc đắp phía sau mố có thể bị biến dạng không chỉ do lún cố kết hoặc tương tự như thế mà còn lún kết hợp với sự rung chuyển hoặc sự phân rã của mố trong quá trình động đất. Do vậy cần đặt một bản giảm tải để đảm bảo giao thông êm thuận trên đường sau khi xảy ra động đất ngoài việc xem xét để không làm rung chấn lan truyền tới các xe đang chạy hoặc tới mố.

Chiều dài bản giảm tải áp dụng 8.0m theo Tiêu chuẩn Cầu đường của Nhật Bản.

Bảng 8.4.4-1 Chiều dài của bản giảm tải

Điều kiện đất Vật liệu đắp bù	Đất thông thường		Đất yếu
	sỏi thô đá cứng	trừ vật liệu cột trái	Tất cả các loại vật liệu
Chiều cao mố H < 6.0m	-	5.0m	8.0m
6.0m < H < 15.0m	5.0m	5.0m	8.0m
15.0m < H	8.0m	5.0m	8.0m

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

8.4.4.2 Trụ

(1) Nghiên cứu hình dáng Trụ

Nghiên cứu này được thực hiện bằng việc so sánh các phương án sau đây:

- (1) Phương án -1: Thân trụ hình chữ nhật (Theo Nghiên cứu của đoàn SAPROF)
- (2) Phương án -2: Thân trụ hình chữ nhật với góc giữa thân trụ và đầu trụ được vuốt nhọn
- (3) Phương án -3: Thân trụ hình ô van
- (4) Phương án -4: Thân trụ hình tròn

8.4.4.3 Kết quả nghiên cứu so sánh

Như trình bày trong Bảng 13.5.2-4, Phương án 2 - Thân trụ hình chữ nhật với góc giữa thân trụ và đầu trụ được vuốt nhọn vì các ưu điểm của phương án này về tính thẩm mỹ và chi phí xây dựng.

Bảng 8.4.2-2 Nghiên cứu so sánh hình dạng trụ cầu dẫn

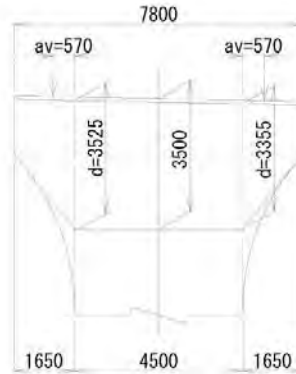
Evaluation Items	Alternative-1 (SAPROF) Rectangle shape column	Alternative-2 Rectangle shape column smoothing angle between column and Pier head	Alternative-3 Oval shape column	Alternative-4 Round shape column	6
Structural Aspect and Stability	8	8	4	4	6
Construction Cost (for Foundation)	40	40	24	32	32
Construction Plan and Period	8	8	8	8	6
Maintenance	9	9	9	9	9
STEP Clearance	10	10	10	10	10
Aesthetics	2	5	2	3	3
New Technology	3	3	3	3	3
Environmental Aspect	3	3	3	3	3
Evaluation	100	83	63	72	72
	Less Recommended	Most Recommended	Not Recommended	Not Recommended	Not Recommended

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(1) Thiết kế dầm

a) Phân tích

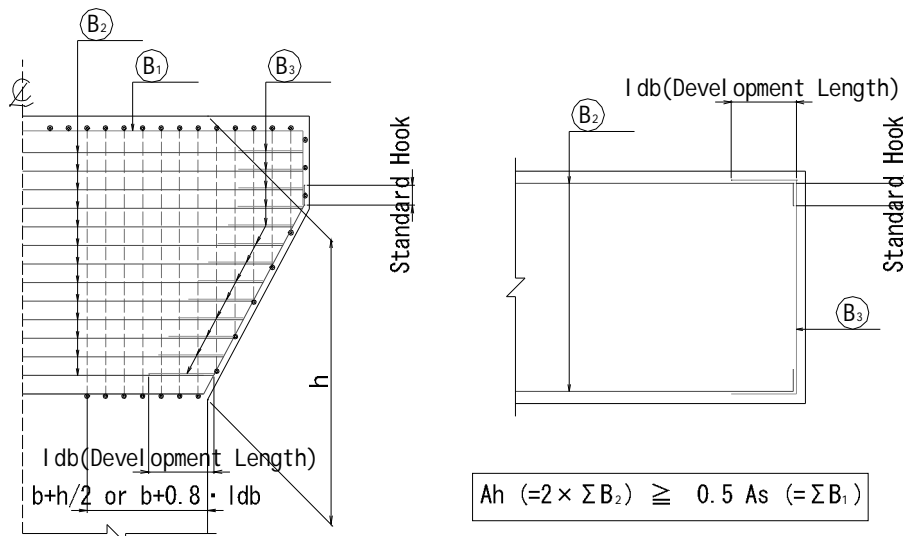
Các chi tiết trong phần “av”, như trình bày trong Hình dưới đây, nhỏ hơn “d” sẽ được gọi là dầm chia. Sử dụng mô hình chống và giằng để phân tích dầm chia.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.4-2 Tiết diện của dầm

b) Bố trí cốt thép



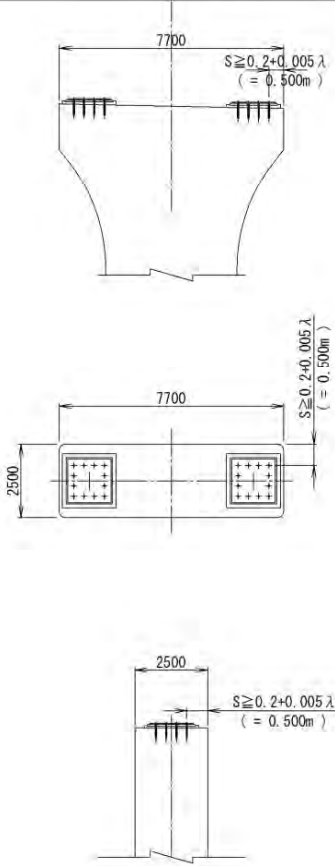
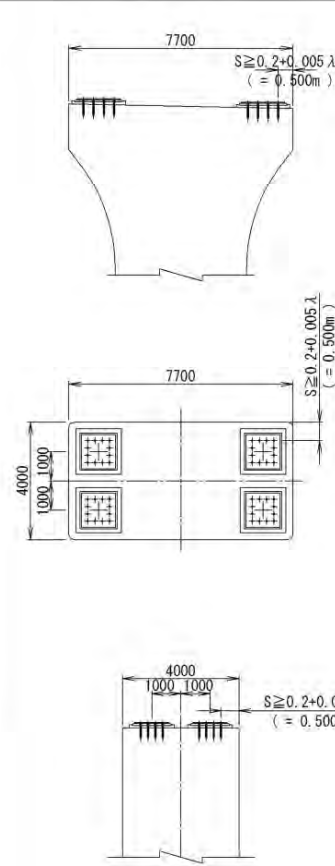
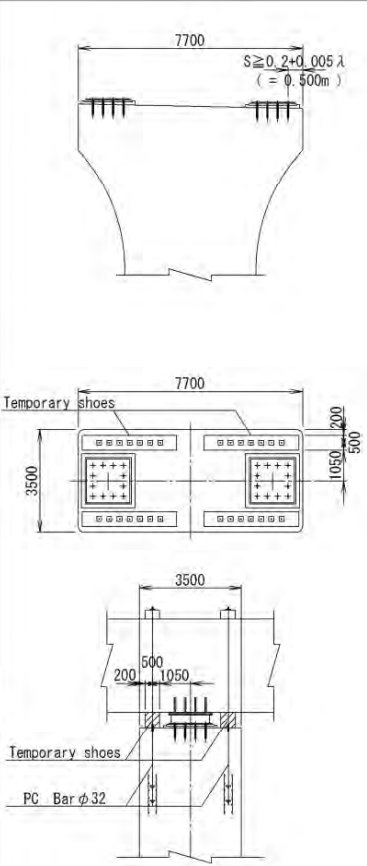
Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.4-3 Bố trí cốt thép cho dầm mũ

(2) Bề rộng của gối cầu

Bề rộng của gối cầu được quyết định bởi khoảng cách mép các gối cầu theo Tiêu chuẩn Cầu đường của Nhật Bản hoặc bởi việc bố trí các gối cầu tạm dùng để lắp dựng kết cấu trên bằng phương pháp thi công đúc hẫng.

Bảng 8.4.4-2 Bề rộng của các gối cầu

Erection method of superstructure Span by span Erection <u>Location of Pier</u> Intermediate Pier	Erection method of superstructure Span by span Erection Cantilever Construction <u>Location of Pier</u> End Pier	Erection method of superstructure Cantilever Construction <u>Location of Pier</u> Intermediate Pier
		

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

2) -The distance, S (m), between the edge of bearings and the edge of the top of the substructure (or bearing support edge distance) shall be equal to or larger than the following value:

$$S = 0.2 + 0.005 \lambda \quad (8.6.1)$$

where,

S : bearings edge distance (m)

λ : span length (m)

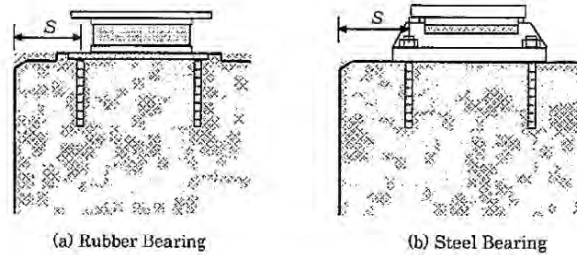


Fig.-C.8.6.4 Bearing Support Edge Distance S

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Bảng 8.4.4-3 Tham khảo JSDB

8.4.5 Nghiên cứu Móng

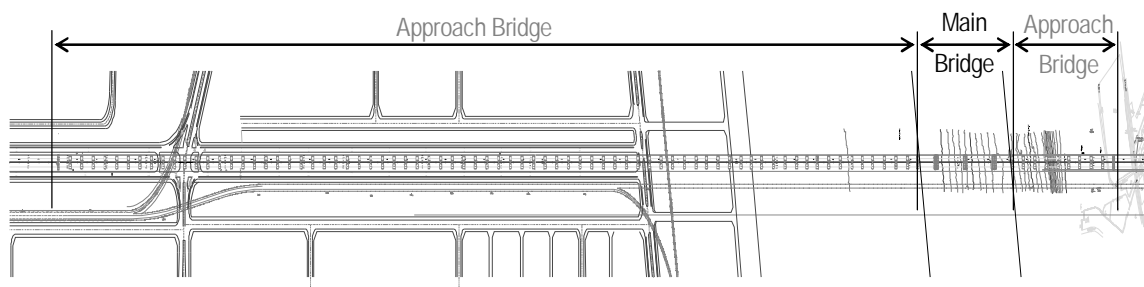
8.4.5.1 Khái quát

(1) Mục đích các điều kiện nghiên cứu

Trong phần Khảo sát chuẩn bị của JICA, đã lựa chọn móng vây cọc ống thép cho cầu dẫn và cọc ván ống thép cho kết cấu dưới của cầu chính về tốc độ thi công nhanh so với móng cọc đúc tại chỗ. Nghiên cứu này nhằm mục đích thẩm tra kiểu móng trong Nghiên cứu SAPROF bằng cách đánh giá toàn diện về tính ổn định kết cấu, chi phí xây dựng, kế hoạch thi công, và yếu tố thẩm mỹ bao gồm cả việc đánh giá lại các điều kiện thi công móng cho cầu dẫn và cầu chính.

(2) Phạm vi nghiên cứu

Nghiên cứu này gồm hai phần; nghiên cứu móng vòng vây cọc ống thép và nghiên cứu về lựa chọn móng cầu. Trong nghiên cứu về móng vòng vây cọc ống thép, nguyên lý thiết kế và đánh giá thiết kế bộ cọc là phần thảo luận chính. Trong nghiên cứu về lựa chọn móng cầu, nghiên cứu các điều kiện hiện trường để lựa chọn kiểu móng thích hợp là phần thảo luận chính.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.5-1 Bố trí bình đồ Cầu dẫn và Cầu chính

8.4.5.2 Điều kiện nghiên cứu

(1) Điều kiện địa chất

Tham khảo Chương 3 “Các điều kiện địa chất”.

(2) Chiều cao kết cấu và Độ sâu nước biển

Bảng dưới đây tổng hợp chiều cao trụ và độ sâu nước biển với phân loại kiểu nghiên cứu cho cầu dẫn và cầu chính.

Bảng 8.4.5-1 Chiều cao trụ và Độ sâu nước biển

Type	Pier No.	Pier Height* (m)	Column Height (m)	Water depth (m)	
Type-1	P1	6.0	3.5	2.54	
	P2	7.5	5.0	2.67	
	P3	8.5	6.0	2.65	
	P4	8.5	6.0	2.70	
	P5	8.5	6.0	2.58	
	P6	8.5	6.0	2.60	
	P7	9.0	6.5	2.66	
	P8	9.5	7.0	2.69	
	P9	10.0	7.5	2.71	
	P10	10.0	7.5	2.81	
	P11	10.5	8.0	2.92	
	P12	10.5	8.0	3.18	
	P13	10.5	8.0	3.28	
	P14	10.5	8.0	3.25	
	P15	10.0	7.5	3.15	
	P16	10.0	7.5	3.16	
	P17	10.0	7.5	3.19	
	P18	10.0	7.5	3.25	
	P19	9.5	7.0	3.27	
	P20	9.5	7.0	3.27	
	P21	9.5	7.0	3.29	
	P22	9.0	6.5	3.32	
	P23	9.0	6.5	3.37	
	P24	9.0	6.5	3.39	
	P25	8.5	6.0	3.46	
	P26	8.5	6.0	3.50	
	P27	8.5	6.0	3.46	
	P28	8.5	6.0	3.48	
	P29	8.5	6.0	3.44	
	P30	8.5	6.0	3.61	
	P31	8.5	6.0	3.64	
	P32	8.5	6.0	3.71	
	P33	8.5	6.0	3.78	
	P34	8.5	6.0	3.79	
	P35	8.5	6.0	3.77	
	P36	9.0	6.5	3.82	
	P37	9.0	6.5	3.71	
	P38	9.0	6.5	3.65	
	P39	9.5	7.0	3.65	
	P40	9.5	7.0	3.64	
	P41	9.5	7.0	3.62	
	P42	9.5	7.0	3.58	
	P43	10.0	7.5	3.51	
	P44	10.0	7.5	3.50	
Type-1	P45	10.0	7.5	3.48	
	P46	10.5	8.0	3.50	
	P47	10.5	8.0	3.51	
	P48	10.5	8.0	3.42	
	P49	10.5	8.0	3.31	
	P50	15.0	12.5	7.51	
	P51	15.0	12.5	7.51	
	P52	15.5	13.0	7.51	
	P53	15.5	13.0	7.51	
	P54	15.0	12.5	7.51	
	P55	15.0	12.5	7.51	
	P56	15.0	12.5	7.51	
	P57	15.0	12.5	7.51	
	P58	14.5	12.0	7.51	
	P59	14.5	12.0	2.55	
	P60	14.0	11.5	2.55	
	Type-2	P61	14.0	11.5	7.51
		P62	14.0	11.5	7.51
		P63	14.0	11.5	7.51
		P64	13.5	11.0	7.51
		P65	13.5	11.0	7.51
		P66	13.5	11.0	7.51
		P67	13.0	10.5	7.51
		P68	13.0	10.5	7.51
		P69	13.0	10.5	7.51
		P70	14.0	11.5	7.51
		P71	15.0	12.5	7.51
		P72	16.5	14.0	7.51
P73		18.5	16.0	7.51	
P74		20.0	17.5	7.51	
Type-3	P75	21.5	19.0	7.51	
	P76	25.5	21.0	6.94	
	P77	27.0	24.5	8.67	
	P78	28.0	25.5	10.80	
Type-4	P79	20.0	17.5	11.53	
	P80	19.0	16.5	11.13	
	P81	17.0	14.5	9.98	
Type-1	P82	17.0	14.5	7.87	
	P83	13.5	11.0	3.75	
	P84	10.5	8.0	2.42	
	P85	8.5	6.0	2.11	
	P86	7.5	5.0	1.84	
	P87	6.0	3.5	1.46	

*pier Height : Column + Pile Cap Height

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.4.5.3 Nguyên tắc nghiên cứu

(1) Phân loại kiểu móng dựa vào điều kiện nghiên cứu

Bước đầu tiên, móng được chia thành bốn (4) loại chính như trong Bảng dưới đây dựa trên điều kiện Nghiên cứu. Nghiên cứu Loại-1, hiệu ứng kéo xuống đối với cọc do sự cố kết của lớp đất sét cần phải được kiểm tra cụ thể. Nghiên cứu Loại-2, số trụ cầu ít hơn; mục tiêu nghiên cứu là cần tập trung xem xét chi tiết chi phí xây dựng. Trong nghiên cứu Loại-3, có kế hoạch sử dụng móng cọc ván ống thép (SPSP) quan trọng cho giai đoạn thi công ở khu vực nước sâu. Vấn đề cần tập trung cho loại này là thời gian thi công và an toàn thi công tại vùng nước sâu. Nghiên cứu Loại-4, được qui hoạch sát với các kênh giao thông thủy vào đảo Cát Hải tại vùng nước sâu. Mục tiêu của nghiên cứu này là tính thẩm mỹ kết cấu cần hài hòa với cảnh quan của đảo Cát Hải và an toàn thi công tại vùng nước sâu.

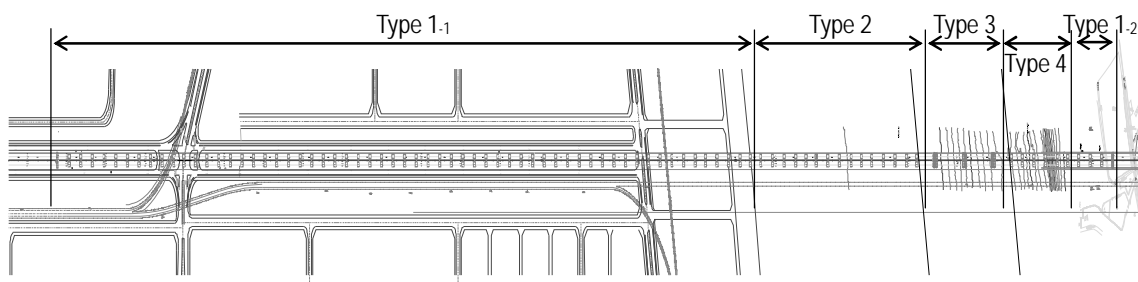
Bảng 8.4.5-2 Nghiên cứu loại móng cho cầu dẫn và cầu chính

Loại nghiên cứu	Loại -1 ₁	Loại -2	Loại -3	Loại -4	Loại -1 ₂
Loại cầu	Cầu dẫn	Cầu dẫn	Cầu chính	Cầu dẫn	Cầu dẫn
Lý trình	Km +561.3 ~8+77.12	Km +561.3 ~8+77.12	Km +561.3 ~8+77.12	Km +561.3 ~8+77.12	Km +561.3 ~8+77.12
Trụ số	A1 ~ P60	P61 ~ P75	P76 ~ P78	P70 ~ P82	P84 ~ P87
Kế hoạch cải tạo	Đang làm	Không	Không	Không	Dự kiến sau này
Chiều dài nhịp cầu (m)	60.0	60.0	150.0	60.0	60.0
Độ dày của cọc thép dự tính chịu ăn mòn (mm)	2 ^{*1}	7 ^{*2}	*2	7 ^{*2}	2 ^{*1}
Độ sâu của nước (m)	2.5~3.8	3.2~6.5	7.1~11.0	8.3~11.5	1.63~3.8
E.L. mũ cọc ^{*3}	Thay đổi 1 or 2	Thay đổi 2 or 3	E.L.-5.0 (mũ cọc)	Thay đổi 4	Thay đổi 1

Ghi chú, *1; được bảo vệ bằng cách đổ cải tạo đất

*2; theo báo cáo số PMU2/110422-1

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

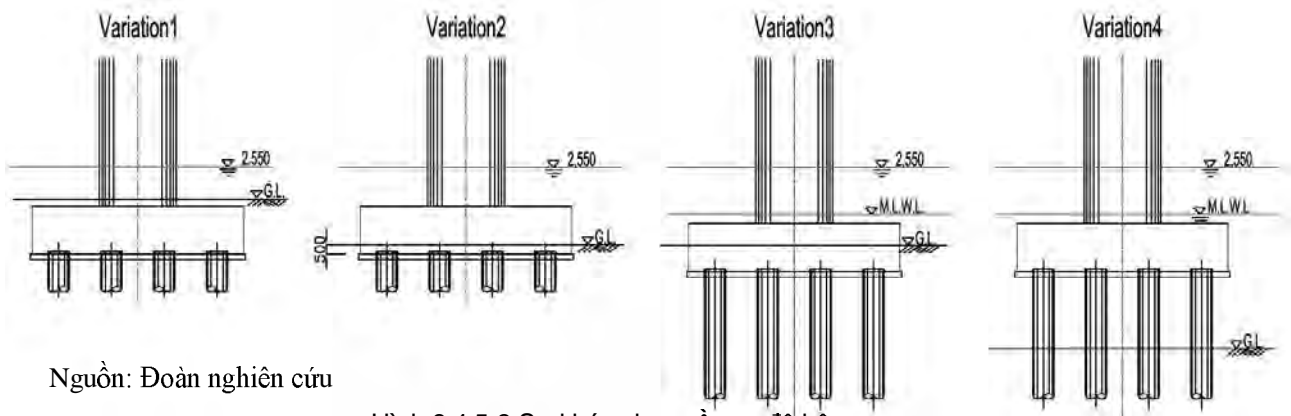


Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.5-2 Bố trí mặt bằng cho Cầu dẫn và Cầu chính

(2) Phân loại cao độ bệ cọc

Sau khi xem xét hiện trường, bệ cọc cho cầu dẫn được phân loại thành bốn (4) phương án (xem hình dưới) Trong phương án 1, đỉnh bệ cọc ngập dưới đáy biển khi nước biển nông và chiều cao của trụ thấp. Phương án 2, đáy bệ cọc được đặt trong lòng biển ở vùng nước sâu. Việc thi công bệ cọc ở dưới đáy biển khó khăn xét đến cấu trúc của khung vây. Hơn nữa, bệ cọc sau này được lắp lên do cải tạo đất sau. Trong Phương án 3, đỉnh bệ cọc nằm dưới mức nước thấp nhất (EL.0.000) để tuân thủ theo quy định không để lộ thân bệ cọc trên mực nước thấp nhất trung bình. Trong Phương án 4, đỉnh bệ cọc dưới mức nước thấp nhất trung bình (EL.0.000) cũng giống như phương án 3. Ngoài ra, đáy bệ cọc không đến được nền đáy do vùng nước sâu; thi công bệ cọc ở đáy biển khó khăn về mặt cấu trúc khung vây.



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

Hình 8.4.5-3 Sự khác nhau về cao độ bệ cọc

(3) Bố trí cọc và kiểu nối cọc

1) Bố trí cọc của Cọc ống thép và Cọc đổ tại chỗ

Bố trí cọc của Cọc ống thép và cọc đổ tại chỗ như trong bảng dưới đây.

Bảng 8.4.5-3 Bố trí cọc

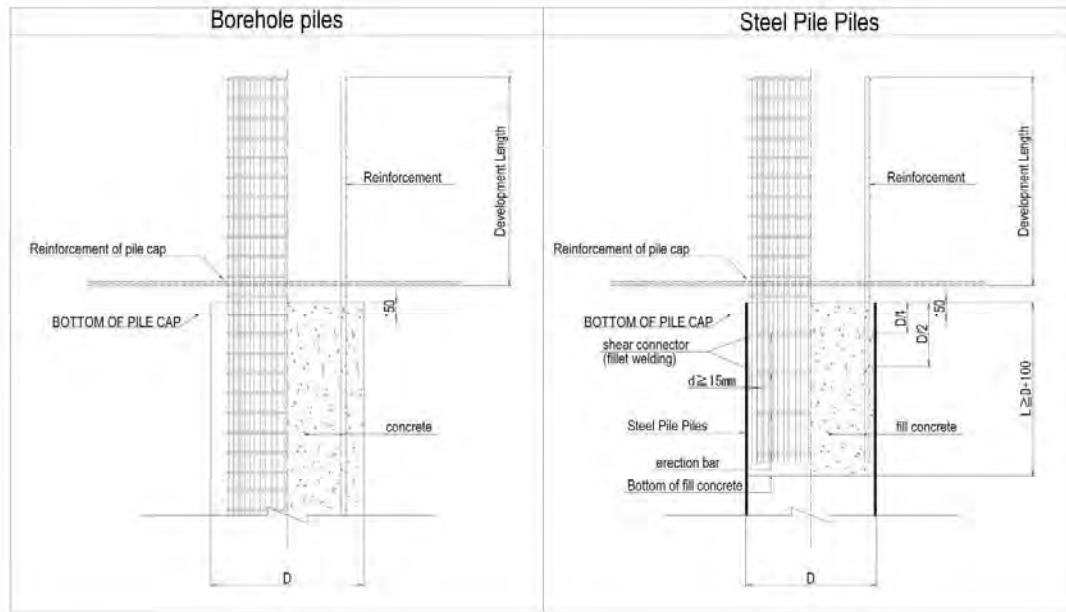
Steel Pipe Pile	Cast in Place Pile
<p>$L1 \geq 1.25D$ $L2 \geq 2.5D$</p>	<p>$L1 \geq 1.0D$ $L2 \geq 2.5D$</p>
<p>$L1 \geq 1.25D$ $L2 \geq 2.5D$</p> <p>$L3 \geq 3000$</p> <p>bearing layer</p>	<p>$L1 \geq 1.0D$ $L2 \geq 2.5D$</p> <p>$L3 \geq 10D$</p> <p>bearing layer</p>

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

2) Kết nối giữa cọc và bệ cọc

Kết nối giữa cọc và bệ cọc được thiết kế là kết nối cứng, và sẽ được kiểm nghiệm với tất cả các loại lực tác động lên đầu cọc như lực đẩy vào, lực đẩy ra, lực ngang, và mô men uốn. Khi sử dụng các thanh cốt thép để gia cường đầu cọc, tiến hành kiểm tra ứng suất trong bê tông và các thanh cốt thép ở móng bằng cách giả thiết một đoạn cọc BT DUL ảo trong bệ cọc. Lúc đó, đoạn cọc BT DUL ảo được giả thiết sẽ có cường độ phải không nhỏ hơn cường độ của kết cấu cọc.

Bảng 8.4.5-4 Nối giữa cọc và bệ cọc



Nguồn: Đoàn nghiên cứu

3) So sánh Đường kính cọc

Kết quả rà soát nghiên cứu SAPROF và điều kiện thiết kế cơ sở được trình bày trong bảng 13.5.3-7. Trong nghiên cứu so sánh này, các phương án dưới đây được nghiên cứu.

Cọc ống thép (Trụ)

- (5) Nghiên cứu SAPROF: D=0.8m, 4x4=14 chiếc
- (6) Phương án -1 : D=0.8m, 5x5 =25 chiếc
- (7) Phương án -2 : D=1.1m, 4x4 =16 chiếc
- (8) Phương án -3 : D=1.4m, 3X4 =12 chiếc

Cọc ống thép (Mố)

- (9) Phương án -1 : D=0.8m, 4x11 =44 chiếc
- (10) Phương án -2 : D=1.1m, 4x10 =40 chiếc
- (11) Phương án -3 : D=1.4m, 4X 9 =36 chiếc

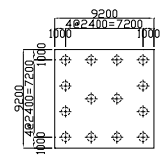
Cọc đồ tại chỗ;

- (12) Phương án -1 : D=1.2m, 3x4 =12 chiếc
- (13) Phương án -2 : D=1.5m, 3x3 = 9 chiếc
- (14) Phương án -3 : D=2.0m, 2X3 = 6 chiếc

Như phần thể hiện trong các bảng này, thiết kế điều kiện thay đổi trong Nghiên cứu của SAPROF, D=0.8m cho 14 cọc ống thép là không đủ khả năng chịu lực, Phương án -2, D=1.1m cho 16 cọc ống thép là đề xuất cao nhất cho Cầu dẫn vì những ưu điểm về chi phí xây dựng thấp nhất. Do vậy, Nghiên cứu cơ sở áp dụng D=1.1m cho 16 cọc ống thép theo như Nghiên cứu SAPROF sửa đổi.

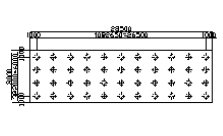
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Bảng 8.4.5-5 So sánh đường kính cọc của cọc ống thép tại Trụ

Phương án			Nghiên cứu SAPROF		Phương án-1		Phương án-2		Phương án-3	
Loại cọc			ống cọc thép D=0.8m		ống cọc thép D=0.8m		ống cọc thép D=1.1m		ống cọc thép D=1.4m	
			L=46.0m	n=14chiếc	L=46.0m	n=25chiếc	L=46.0m	n=16chiếc	L=46.0m	n=12chiếc
			$\delta x=1.8 \leq \delta a=15$ (OK)		$\delta x=1.0 \leq \delta a=15$ (OK)		$\delta x=1.7 \leq \delta a=15$ (OK)		$\delta x=1.4 \leq \delta a=15$ (OK)	
Thay thế			mm		mm		mm		mm	
Phân lực cọc			kN		kN		kN		kN	
Thân cọc			mm		mm		mm		mm	
Độ dày			t=11mm(SKK400)		t=11mm(SKK400)		t=11mm(SKK400)		t=11mm(SKK400)	
M _u			483.2		280.1		575.2		762.2	
M _n			1193.8		1556.9		2512.5		4024.8	
f _s			2.47		5.56		4.37		5.28	
Điểm cực trị			ft		ft		ft		ft	
			N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	
			86.7 < 140.0		59.9 < 140.0		72.1 < 140.0		76.1 < 140.0	
			ft		ft		ft		ft	
			N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	
			101.0 < 140.0		59.0 < 140.0		80.0 < 140.0		83.0 < 140.0	
Dự toán			Đơn vị		Đơn vị		Đơn vị		Đơn vị	
Hạng mục			Đơn giá (VND)		Đơn giá (VND)		Đơn giá (VND)		Đơn giá (VND)	
Pile cap										
Bê tông 28MPa			m ³		250.0		302.5		367.5	
Bê tông nghèo			m ³		10.0		12.0		15.0	
Đá dăm			m ³		20.0		24.0		29.0	
Đào			m ³		113.0		128.0		147.0	
Vòng vây cọc ván			ton		87.0		93.0		101.0	
Tổng con					3,691,547,074		4,159,404,374		4,753,899,325	
Cọc thép (Đường kính)			m		15,063,501,667		12,923,273,000		14,980,518,000	
Tổng con					15,063,501,667		12,923,273,000		14,980,518,000	
Tỷ lệ					1.098		1.000		1.155	
Đánh giá							Đề xuất cao nhất			

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Bảng 8.4.5-6 So sánh đường kính cọc của cọc ống thép tại mố

Alternative Pile Type			Alternative-1 Steel pile pipe D=0.8m		Alternative-2 Steel pile pipe D=1.1m		Alternative-3 Steel pile pipe D=1.4m	
			L=43.5m	n=44nos	L=43.5m	n=40nos	L=43.5m	n=36nos
			$\delta x=7.8 \leq \delta a=15$ (OK)		$\delta x=5.5 \leq \delta a=15$ (OK)		$\delta x=5.7 \leq \delta a=15$ (OK)	
Displacement			mm		mm		mm	
Lateral resistance			kN		kN		kN	
Pile Reaction			kN		kN		kN	
Pile body			mm		mm		mm	
thickness			t=12mm(SKK400)		t=12mm(SKK400)		t=12mm(SKK400)	
M _u			732.8		1208.6		1858.7	
M _n			1657.7		3328.3		5190.1	
f _s			2.26		2.75		2.79	
Extreme			ft		ft		ft	
			N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	
			5.6 < 140.0		1.4 < 140.0		21.4 < 140.0	
			ft		ft		ft	
			N/mm ²		N/mm ²		N/mm ²	
			98.0 < 140.0		84.0 < 140.0		84.0 < 140.0	
Cost Estimate			Unit cost (VND)		Unit cost (VND)		Unit cost (VND)	
Item			Material Quantities		Material Quantities		Material Quantities	
Pile cap								
Concrete 28MPa			m ³		996.1		996.1	
Lean Concrete			m ³		32.1		32.1	
Blinding stone			m ³		64.3		64.3	
Excavation			m ³		468.7		468.7	
Cofferdam			ton		126.4		126.4	
Sub total			6,737,463,876		9,227,607,972		11,587,251,686	
Foundation								
Steel Pile (Diameter)			m		1,914.0		1,740.0	
0.8m			0		26,511,762,933		32,308,182,500	
1.1m			0				1,566.0	
1.4m			0				54,928,566,000	
Sub total			26,511,762,933		32,308,182,500		54,928,566,000	
Total			33,249,226,809		41,535,790,472		66,515,817,686	
ratio			1.000		1.249		2.001	
Evaluation			Most Recommended					

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Bảng 8.4.5-7 So sánh đường kính cọc của cọc đúc tại chỗ

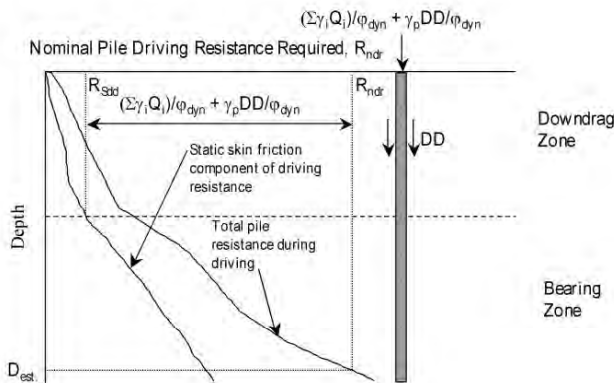
Phương án		Phương án-1		Phương án-2		Phương án-3			
Loại cọc		Cọc đúc tại chỗ D=1.2m		Cọc đúc tại chỗ D=1.5m		Cọc đúc tại chỗ D=2.0m			
Binh đồ mũ cọc									
		L=46.5m	n=12chiếc	L=46.5m	n=9chiếc	L=46.5m	n=6chiếc		
Thay thế	mm	$\delta x = 1.3 \leq \delta a = 15$ (OK)		$\delta x = 1.2 \leq \delta a = 15$ (OK)		$\delta x = 1.5 \leq \delta a = 15$ (OK)			
Phân lực cọc	kN	$P_{nmax} = 43003 \leq Ra = 43812$		$P_{nmax} = 43005 \leq Ra = 44005$		$P_{nmax} = 43003 \leq Ra = 43469$			
Thân cọc	As	chiếc	D25-24chiếc(minimum)		D28-24chiếc(minimum)		D32-32chiếc		
	Mu	kN.m	1050.2		1587.1		3320.4		
	Mn	kN.m	2124.6		3464.2		8904.2		
	fs	-	2.02		2.18		2.68		
	Điểm cực trị	fc	N/mm ²	2.6 < 11.2		2.3 < 11.2		1.9 < 11.2	
	fs	N/mm ²	30 < 202		26 < 202		21 < 182		
Dự toán									
Hạng mục	Đơn vị	Đơn giá (VND)	Khối lượng vật liệu	Chi phí (VND)	Khối lượng vật liệu	Chi phí (VND)	Khối lượng vật liệu	Chi phí (VND)	
Pile cap									
Bê tông 28MPa	m ³	5,867,864	239.4	1,404,766,642	275.6	1,617,183,318	315.0	1,848,377,160	
Bê tông nghèo	m ³	1,723,811	10.0	17,238,110	11.0	18,961,921	13.0	22,409,543	
Đá dăm	m ³	696,000	19.0	13,224,000	22.0	15,312,000	25.0	17,400,000	
Đào	m ³	318,066	110.0	34,987,260	120.0	38,167,920	133.0	42,302,778	
vòng vây cọc ván	ton	24,798,638	86.0	2,132,682,868	90.0	2,231,877,420	97.0	2,405,467,886	
Tổng con					3,602,898,880		3,921,502,579		4,335,957,367
Móng									
Cọc khoan (Đường kính)	1.2m	m	14,553,000	576.0	8,382,528,000				
	1.5m	m	17,423,000			432.0	7,526,736,000		
	2.0m	m	27,343,000				288.0	7,874,784,000	
Tổng con					8,382,528,000		7,526,736,000		7,874,784,000
Tổng					11,985,426,880		11,448,238,579		12,210,741,367
Tỷ lệ				1.047		1.000		1.067	
Đánh giá						Đề xuất cao nhất			

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

(4) Tải trọng kéo xuống

1) Phân tích tải trọng kéo xuống do cố kết.

Đối với lớp sét, thời gian thoát nước sau khi đặt tải trọng là dài do tính thấm của sét nhỏ vì vậy cố kết xảy ra trong suốt thời gian dài. Ngược lại, lớp sỏi và cát có khả năng thấm lớn và sau khi đặt tải trọng nước sẽ thoát rất nhanh. Cố kết xảy ra nhanh vì nước trong cát và sỏi thoát dễ dàng qua các lỗ rỗng. Cũng vậy, lực nén là nhỏ trong cát và sỏi. Vì thế, cố kết thường chỉ dùng cho đất hạt mịn, như sét và bùn. Trong trường hợp đóng cọc vào nền đất có xảy ra cố kết do cái đất, thì móng sẽ được thiết kế sao cho hệ số kháng địa kỹ thuật sẵn có là lớn hơn hệ số tải trọng tạo thành đặt lên cọc, gồm lực kéo xuống (DD), như bản vẽ dưới đây.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

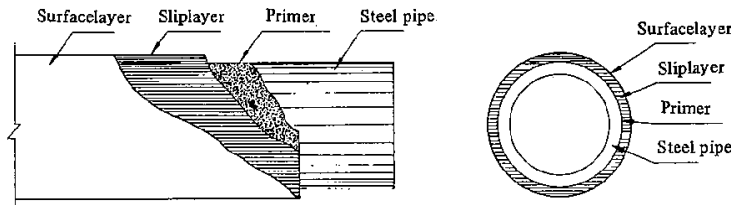
Hình 8.4.5-4 Thiết kế móng cọc đối với tải trọng kéo xuống

2) Biện pháp xử lý đối với tải trọng kéo xuống

Các biện pháp thông thường chống lại lực ma sát âm, như giảm ma sát bằng cách tăng cường độ cọc hoặc tạo thành nhóm cọc kỹ thuật mới hiện nay đã được sử dụng, có nơi đạt được việc giảm ma sát âm bằng cách sử dụng các cọc có phủ lớp nhựa đường đặc biệt gọi là cọc “Hợp chất lớp trượt”-SL. Trong dự án này, áp dụng biện pháp đối với tải trọng kéo xuống là các cọc SL do có hiệu quả về kinh tế.

3) Các nguyên tắc giảm ma sát âm trên cọc SL và mặt cắt chuẩn

Vật liệu lớp trượt, đó là lớp nhựa đường đặc biệt là một trong những vật liệu đàn hồi điển hình có đặc tính vật lý phụ thuộc vào vận tốc cắt. Khi tải trọng tức thời tác dụng lên cọc, đặc biệt tại thời điểm đóng cọc, vận tốc cắt trên bề mặt cọc tăng lên vì vậy, lớp nhựa đường phủ lên cọc sẽ có đặc tính đàn hồi. Trong trường hợp này, lực kháng cắt lớn có thể qui định thuộc tính đàn hồi làm cho cọc được đóng mà không bị trượt qua lớp trượt. Mặt khác, những chỗ cọc bị phụ thuộc vào sự chuyển vị chậm của nền như là độ lún của đất, vận tốc cắt trên mặt cọc rất chậm, lớp nhựa đường phủ lên mặt cọc có đặc tính dẻo. Trong trường hợp này, độ trượt xảy ra trong lớp trượt do độ lún làm ngăn lực cắt được truyền tới cọc, vì thế cho phép làm giảm được ma sát âm. (Phụ lục Ap-113)



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.5-5 Mặt cắt chuẩn của cọc SL

4) Tải trọng có tính đến tải trọng kéo xuống

Tải trọng kéo xuống không được kết hợp với tải trọng nhất thời vì tải trọng nhất thời gây ra sự vận chuyển kéo xuống của cọc hoặc trụ liên quan đến nền, làm giảm tạm thời hoặc loại bỏ tải trọng kéo xuống. Do đó, chỉ cần bao gồm tải trọng kéo xuống trong tải trọng vĩnh viễn như sau:

Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng.

Bảng 8.4.5-8 Tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng

Load Combination Limit State		Permanent						Transient																		
		DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	EQ	CT	CV
STRENGTH-I	max	1.25	1.80	1.50	1.50	1.35	1.50	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	0.90	0.45	0.65	0.9	0.90	0.75	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-II	max	1.25	1.80	1.50	1.50	1.35	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	0.90	0.45	0.65	0.90	0.90	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-III	max	1.25	1.80	1.50	1.50	1.35	1.50	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	0.90	0.45	0.65	0.9	0.90	0.75	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXTREME	max	1.25	-	1.50	1.5	1.35	1.50	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	mini	0.90	-	0.65	0.9	0.90	0.75	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICE		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

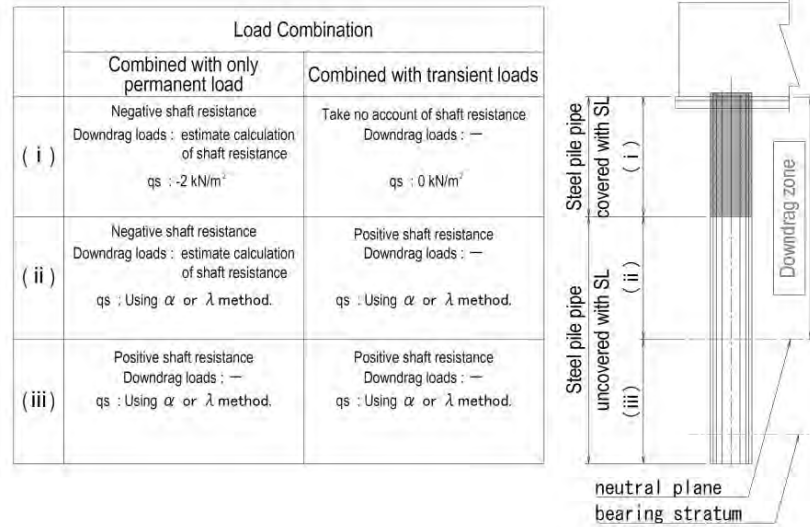
Load Combination Limit State		Permanent						Transient																		
		DC	DD	DW	EH	EV	ES	EL	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	CR	SH	TG	SE	EQ	CT	CV
STRENGTH-I	max	1.25	1.80	1.50	-	-	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	0.90	0.45	0.65	-	-	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-II	max	1.25	1.80	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	0.90	0.45	0.65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
STRENGTH-III	max	1.25	1.80	1.50	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	min	0.90	0.45	0.65	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EXTREME	max	1.25	-	1.50	-	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	mini	0.90	-	0.65	-	-	-	0.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICE		1.00	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

- | | | |
|-------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| DC : Component and Attachment | BR : Vehicular braking force | IM : Vehicular dynamic load allowance |
| DD : Downdrag | CE : Vehicular centrifugal force | LL : Vehicular live load |
| DW : Wearing Surfaces and Utilities | CR : Creep | LS : Live load surcharge |
| EH : Horizontal Earth Pressure | CT : Vehicular collision force | TU : Uniform temperature |
| EL : Locked-in Erection Stress | CV : Vessel collision force | WA : Water load and stream pressure |
| EV : Vertical Earth Pressure | EQ : Earthquake | WL : Wind on live load |
| ES : Earth surcharge load | FR : Friction | SH : Shrinkage |
| | | WS : Wind load on structure |
| | | TG : Temperature gradient |

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

5) Tải trọng kéo xuống và biên độ cọc SL

Các cọc SL sẽ phải được dùng làm cọc giữa tại cao độ phía trên điểm trung gian mà trên đó ma sát âm lớn hơn tác dụng lên. Tải trọng kéo xuống có thể được ước tính bằng cách giống như tính lực kháng thân cọc dương. Lực kháng thân cọc để tính tải trọng kéo xuống như sau:



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.5-6 Tải trọng kéo xuống và biên độ cọc SL

8.4.5.4 Kết luận nghiên cứu

(1) Kết quả nghiên cứu Kiểu móng

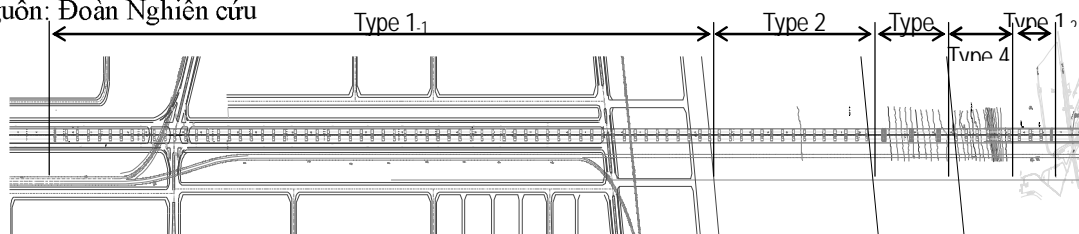
Kết quả nghiên cứu loại móng cầu cho cầu dẫn và cầu chính được thể hiện trong Bảng sau. Phần gạch chân thể hiện những thay đổi trong kết quả so với Nghiên cứu lập dự án của JICA (Nghiên cứu SAFROF).

Bảng 8.4.5-9 Kết luận nghiên cứu của Kiểu móng

Loại	Loại -1.1	Loại-2	Loại -3	Loại -4	Loại -1.2
Loại cầu	Cầu dẫn	Cầu dẫn	Cầu chính	Cầu dẫn	Cầu dẫn
Lý trình	Km +561,3 ~8+77.12	Km +561,3 ~8+77.12	Km +561,3 ~8+77.12	Km +561,3 ~8+77.12	Km +561,3 ~8+77.12
Trụ số	A1 ~ P60	P61 ~ P75	P76 ~ P78	P70 ~ P82	P84 ~ P87
Kế hoạch cải tạo	Trong quá trình khai thác	Không	Không	Không	Quy hoạch sau này
Chiều dài nhịp cầu (m)	60.0	60.0	150.0	60.0	60.0
Độ dày của cọc thép dự tính chịu ăn mòn (mm)	2	7	7	7	2
Độ sâu của nước (m)	2.5~3.8	3.2~6.5	7.1~11.0	8.3~11.5	1.63~3.8
E.L. cốt cao độ của mũ cọc	Phương án 1 Hoặc 2	Phương án 2 hoặc 3	E.L.-5.0 (Mũ cọc)	Phương án 4	Phương án 1
Khung vây tạm	Cọc ván thép	Cọc ván thép	Cọc ống thép	Cọc ván thép	Cọc ván thép
Loại móng	Móng cọc	Móng cọc	SPSP* ² Móng vây cọc ống thép (<u>loại rời</u>)	<u>Móng nhiều cọc (ngập dưới nước)</u>	Móng cọc
Loại cọc	Cọc ống thép <u>có xử lý bề mặt</u>	<u>Cọc đúc tại chỗ</u>	Móng Cọc ván ống thép	<u>Cọc đúc tại chỗ</u>	Cọc ống thép <u>có xử lý bề mặt</u>
Nhân tố quyết định	biện pháp chống lún	Chi phí xây dựng	Thời gian thi công	Khả năng thi công và tính thẩm mỹ	biện pháp chống lún
Nghiên cứu SAFROF kiến nghị loại cọc	cọc ống thép	cọc ống thép	Móng Cọc ván ống thép (loại liền)	cọc ống thép	cọc ống thép

Note, *1: móng Cọc ván ống thép, *2: xét đến biện pháp chống kéo xuống.

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.5-7 Tổ hợp nghiên cứu móng

8.4.6 Nghiên cứu về Kiểu móng cầu

8.4.6.1 Khái quát

Nghiên cứu này gồm hai (2) phần nghiên cứu; Nghiên cứu lựa chọn móng cầu dẫn, và Nghiên cứu lựa chọn móng cầu chính. Trong nghiên cứu lựa chọn móng cầu dẫn, tiến hành nghiên cứu về điều kiện hiện trường để lựa chọn kiểu móng thích hợp làm đề tài thảo luận chính. Trong nghiên cứu lựa chọn móng cầu chính, đề tài thảo luận chính là nghiên cứu kiểu móng thích hợp và so sánh kết cấu (kiểu móng liền và kiểu móng rời).

8.4.6.2 Nghiên cứu Móng Cầu dẫn

(1) Lựa chọn Kiểu móng cho Cầu dẫn (Kiểu-1)

1) Khái quát

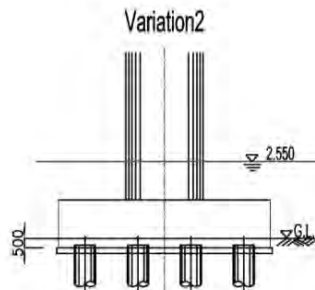
Trong nghiên cứu Kiểu -1, đang có kế hoạch cải tạo cho số lượng lớn cọc. Do đó, hiệu ứng kéo xuống cho cọc bằng việc xác định cố kết của lớp sét và thời gian thi công cần để kiểm tra một cách cụ thể.

2) Điều kiện hiện trường

Các điều kiện hiện trường được trình bày trong bảng dưới đây. Trong Phương án 1, đỉnh mũ cọc sẽ được đặt dưới lòng đáy biển khi nước biển che lấp lên và chiều cao trụ là thấp. Phương án 2, đáy bệ cọc được đặt trên mặt đáy biển ở chỗ nước sâu. Thi công mũ cọc dưới lòng đáy biển là khó về mặt kết cấu của khung vây. Hơn nữa, bệ cọc sẽ bị lấp đi do việc cải tạo trong tương lai.

Bảng 8.4.6-1 Điều kiện hiện trường để nghiên cứu Kiểu-1

Kiểu nghiên cứu	Kiểu-1 ₁	Kiểu-1 ₂
Kiểu cầu	Cầu dẫn	Cầu dẫn
Lý trình	Km +561.3 ~8+77.12	Km +561.3~8+77.12
Trụ số	A1 ~ P60	P84 ~ P87
Kế hoạch cải tạo	Có dự án	Có kế hoạch
Chiều dài nhịp cầu (m)	60.0	60.0
Chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính cho cọc thép (mm)	2	2
Độ sâu của nước (m)	2.5~3.8	1.63~3.8
E.L. của mũ cọc	Phương án 2	Phương án 2



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.6-1 Cao độ bệ cọc theo Phương án 2

3) Nghiên cứu so sánh

a) Các kiểu móng so sánh

Trong nghiên cứu so sánh, đã đưa ra 3 phương án sau:

Phương án -1: Móng cọc ống thép

(Không có biện pháp xử lý tải trọng kéo xuống)

Phương án -2: Móng cọc ống thép

(Có biện pháp xử lý tải trọng kéo xuống bằng việc xử lý bề mặt bề mặt cọc)

Phương án -3: Móng cọc đúc tại chỗ

(Biện pháp xử lý tải trọng kéo xuống làm tăng số lượng cọc. Xử lý bề mặt không áp dụng được cho kiểu cầu này)

b) Kết quả Nghiên cứu so sánh

Kết quả nghiên cứu so sánh được trình bày trong Bảng 13.5.5-2. Như cho thấy trong bảng này, Phương án -2, móng cọc ống thép có xử lý bề mặt đối với tải trọng kéo xuống, là kiểu móng được đề xuất cao nhất cho Kiểu-1 của cầu dẫn vì những ưu điểm về chi phí xây dựng thấp và thời gian thi công ngắn nhất có tính đến biện pháp xử lý tải trọng kéo xuống.

(2) Lựa chọn Kiểu móng cho Cầu dẫn (Kiểu -2)

1) Khái quát

Trong thiết kế Kiểu -2, số lượng cọc ít hơn; cần tập trung cho nghiên cứu này là về chi phí xây dựng.

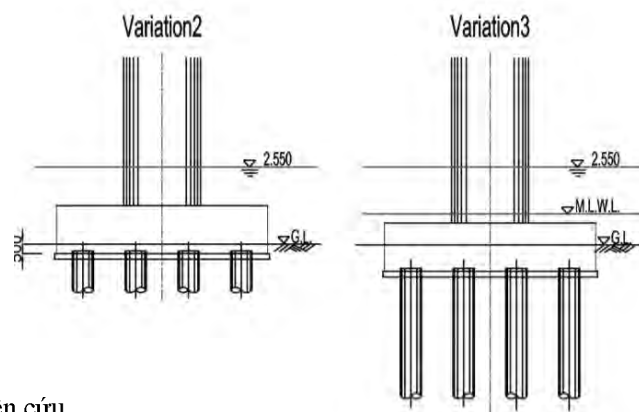
2) Điều kiện hiện trường

Các điều kiện hiện trường được trình bày dưới đây. Trong Phương án 3, đỉnh mũ cọc sẽ được đặt dưới Mực nước thấp trung bình (EL.0.000) để đáp ứng yêu cầu không được để lộ phần thân cọc trên Mực nước thấp trung bình.

Bảng 8.4.6-2 Điều kiện hiện trường cho thiết kế Kiểu -2

Kiểu thiết kế	Tupe-2
Kiểu cầu	Cầu dẫn
Lý trình	Km +561.3 ~8+77.12
Trụ số	P61 ~ P75
Kế hoạch cải tạo	No
Chiều dài nhịp cầu (m)	60.0
Chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính cho cọc thép (mm)	7
Độ sâu của nước (m)	3.2~6.5
E.L. của bệ cọc	Phương án 2 hoặc 3

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.6-2 Cao độ bệ cọc của Phương án 3 hoặc 2

3) Nghiên cứu so sánh

a) Các kiểu móng để so sánh

Trong nghiên cứu so sánh này, đã đưa ra 2 phương án:

Phương án -1: Móng cọc ống thép

Phương án -2: Móng cọc đúc tại chỗ

b) Kết quả nghiên cứu so sánh

Kết quả so sánh được trình bày trong bảng sau. Theo đó, Phương án -2, móng cọc đúc tại chỗ là kiểu móng được đề xuất cao nhất cho Kiểu-2 của cầu dẫn vì có ưu điểm về chi phí xây dựng thấp nhất.

Bảng 8.4.6-3 So sánh móng Kiểu -2 cho Cầu dẫn

Evaluation Items	Area to take no account of negative friction STATION STA.8-77~STA.9+944. Pier number : P61~P75																																																																																			
	Alternative-1 Steel Pipe Pile Foundation with Sheet Pile Cofferdam		Alternative-2 Cast In Place Pile Foundation with Cofferdam																																																																																	
	Side View Pile arrangement	<p>Diameter of pile : 1100 mm Total number of pile : 16 Total length of pile : 43.5 m Thickness : 19.0 mm</p>		<p>Diameter of pile : 1500 mm Total number of pile : 9 Total length of pile : 42.0 m</p>																																																																																
Structural Aspect and Stability	10	- Pile Bearing Ratio (Pile Reaction/Pile Bearing) is 0.91. - Temporary cofferdam work for foundation construction is necessary. - Large number of Steel Sheet Piles and steel pipe piles	6	- Pile Bearing Ratio (Pile Reaction/Pile Bearing) is 0.91. - Temporary cofferdam work for foundation construction is necessary. - Small number of Steel Sheet Piles and C.I.P. piles.																																																																																
Construction Cost (for Foundation)	40	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">Quantity</th> <th style="text-align: center;">Unit Cost (VND)</th> <th style="text-align: center;">Total (1,000VND)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pile Cap Concrete</td> <td style="text-align: center;">303m³</td> <td style="text-align: right;">5,867,864</td> <td style="text-align: right;">1,775,029</td> </tr> <tr> <td>Pile</td> <td style="text-align: center;">696m</td> <td style="text-align: right;">15,728,273</td> <td style="text-align: right;">10,946,878</td> </tr> <tr> <td>Lean Concrete</td> <td style="text-align: center;">12m³</td> <td style="text-align: right;">1,723,811</td> <td style="text-align: right;">20,686</td> </tr> <tr> <td>Blinding stone</td> <td style="text-align: center;">24m³</td> <td style="text-align: right;">696,000</td> <td style="text-align: right;">16,704</td> </tr> <tr> <td>Excavation</td> <td style="text-align: center;">128m³</td> <td style="text-align: right;">318,066</td> <td style="text-align: right;">40,712</td> </tr> <tr> <td>Cofferdam</td> <td style="text-align: center;">93ton</td> <td style="text-align: right;">24,798,638</td> <td style="text-align: right;">2,306,273</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Diving *1</td> <td style="text-align: center;">702m</td> <td style="text-align: right;">622,237</td> <td style="text-align: right;">436,810</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Total</td> <td style="text-align: right;">15,543,093</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Ratio</td> <td style="text-align: right;">1.418</td> </tr> </tbody> </table>		Quantity	Unit Cost (VND)	Total (1,000VND)	Pile Cap Concrete	303m ³	5,867,864	1,775,029	Pile	696m	15,728,273	10,946,878	Lean Concrete	12m ³	1,723,811	20,686	Blinding stone	24m ³	696,000	16,704	Excavation	128m ³	318,066	40,712	Cofferdam	93ton	24,798,638	2,306,273	Diving *1	702m	622,237	436,810	Total			15,543,093	Ratio			1.418	16	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">Quantity</th> <th style="text-align: center;">Unit Cost (VND)</th> <th style="text-align: center;">Total (1,000VND)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pile Cap Concrete</td> <td style="text-align: center;">276m³</td> <td style="text-align: right;">5,867,864</td> <td style="text-align: right;">1,617,183</td> </tr> <tr> <td>Pile</td> <td style="text-align: center;">378m</td> <td style="text-align: right;">17,514,043</td> <td style="text-align: right;">6,620,308</td> </tr> <tr> <td>Lean Concrete</td> <td style="text-align: center;">11m³</td> <td style="text-align: right;">1,723,811</td> <td style="text-align: right;">18,962</td> </tr> <tr> <td>Blinding stone</td> <td style="text-align: center;">22m³</td> <td style="text-align: right;">696,000</td> <td style="text-align: right;">15,312</td> </tr> <tr> <td>Excavation</td> <td style="text-align: center;">120m³</td> <td style="text-align: right;">318,066</td> <td style="text-align: right;">38,168</td> </tr> <tr> <td>Cofferdam</td> <td style="text-align: center;">90ton</td> <td style="text-align: right;">24,798,638</td> <td style="text-align: right;">2,231,877</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Diving *1</td> <td style="text-align: center;">678m</td> <td style="text-align: right;">622,237</td> <td style="text-align: right;">421,877</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Total</td> <td style="text-align: right;">10,963,688</td> </tr> <tr> <td colspan="3" style="text-align: right;">Ratio</td> <td style="text-align: right;">1.000</td> </tr> </tbody> </table>		Quantity	Unit Cost (VND)	Total (1,000VND)	Pile Cap Concrete	276m ³	5,867,864	1,617,183	Pile	378m	17,514,043	6,620,308	Lean Concrete	11m ³	1,723,811	18,962	Blinding stone	22m ³	696,000	15,312	Excavation	120m ³	318,066	38,168	Cofferdam	90ton	24,798,638	2,231,877	Diving *1	678m	622,237	421,877	Total			10,963,688	Ratio			1.000
	Quantity	Unit Cost (VND)	Total (1,000VND)																																																																																	
Pile Cap Concrete	303m ³	5,867,864	1,775,029																																																																																	
Pile	696m	15,728,273	10,946,878																																																																																	
Lean Concrete	12m ³	1,723,811	20,686																																																																																	
Blinding stone	24m ³	696,000	16,704																																																																																	
Excavation	128m ³	318,066	40,712																																																																																	
Cofferdam	93ton	24,798,638	2,306,273																																																																																	
Diving *1	702m	622,237	436,810																																																																																	
Total			15,543,093																																																																																	
Ratio			1.418																																																																																	
	Quantity	Unit Cost (VND)	Total (1,000VND)																																																																																	
Pile Cap Concrete	276m ³	5,867,864	1,617,183																																																																																	
Pile	378m	17,514,043	6,620,308																																																																																	
Lean Concrete	11m ³	1,723,811	18,962																																																																																	
Blinding stone	22m ³	696,000	15,312																																																																																	
Excavation	120m ³	318,066	38,168																																																																																	
Cofferdam	90ton	24,798,638	2,231,877																																																																																	
Diving *1	678m	622,237	421,877																																																																																	
Total			10,963,688																																																																																	
Ratio			1.000																																																																																	
Construction Plan and Period	10	- Workability is inferior due to large temporary cofferdam work in the sea. <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">Cofferdam Work</th> <th style="text-align: center;">9 days</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pile work</td> <td style="text-align: center;">13 days</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Pile Cap</td> <td style="text-align: center;">29 days</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Column & Column Beam</td> <td style="text-align: center;">23 days</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Total</td> <td style="text-align: center;">74 days</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Cofferdam Work	9 days	Pile work	13 days		Pile Cap	29 days		Column & Column Beam	23 days		Total	74 days		8	- Workability is inferior due to large temporary cofferdam work in the sea. <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th style="text-align: center;">Cofferdam Work</th> <th style="text-align: center;">9 days</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pile work *2</td> <td style="text-align: center;">20 days</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Pile Cap</td> <td style="text-align: center;">29 days</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Column & Column Beam</td> <td style="text-align: center;">23 days</td> <td></td> </tr> <tr> <td style="text-align: right;">Total</td> <td style="text-align: center;">81 days</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Cofferdam Work	9 days	Pile work *2	20 days		Pile Cap	29 days		Column & Column Beam	23 days		Total	81 days																																																			
	Cofferdam Work	9 days																																																																																		
Pile work	13 days																																																																																			
Pile Cap	29 days																																																																																			
Column & Column Beam	23 days																																																																																			
Total	74 days																																																																																			
	Cofferdam Work	9 days																																																																																		
Pile work *2	20 days																																																																																			
Pile Cap	29 days																																																																																			
Column & Column Beam	23 days																																																																																			
Total	81 days																																																																																			
Maintenance	15	- Superior in Maintenance with small number of maintenance points.	9	- Superior in Maintenance with small number of maintenance points.																																																																																
STEP Clearance	10	89% (preliminary Estimate) - Large number of steel pipe pile acceptance a contribution	10	27% (Preliminary Estimate) - small number of Cast in place pile acceptance a contribution																																																																																
Aesthetics	5	- Slender appearance of Pier - Pile cap not to be exposed above water level.	3	- Slender appearance of Pier - Pile cap not to be exposed most of time above water level.																																																																																
New Technology	5	- Steel Pipe Pile Foundation is new technology in Vietnam.	5	- Cast in pile (D=1.5m) is no special technology in Vietnam.																																																																																
Environmental Aspect	5	- Superior in Environmental aspect with small number of excavated soil & bentonite water.	5	- Environmental measures for surplus soil and discharging water is necessary.																																																																																
Evaluation	100	- Superior in Environmental aspect with small number of excavated soil & bentonite water. - Minimum Construction period with efficient workability.	62	- Environmental measures for surplus soil and discharging water is necessary. - Construction cost is lowest in area to take no account of negative friction.																																																																																
		Not Recommended	Most Recommended																																																																																	

(Note) *1. Including for Pile top treatment *2. Including for Pile top treatment

Nguồn: Đoàn nghiên cứu

(3) Lựa chọn kiểu móng cho Cầu dẫn (Kiểu -4)

1) Khái niệm

Trong nghiên cứu Kiểu-4, lập kế hoạch thi công sát với kênh thông thuyền ở đảo Cát Hải ở mực nước sâu. Nghiên cứu này tập trung vào tính thẩm mỹ của kết cấu làm cho hài hòa với cảnh quan của đảo Cát Hải và an toàn thi công tại mực nước sâu.

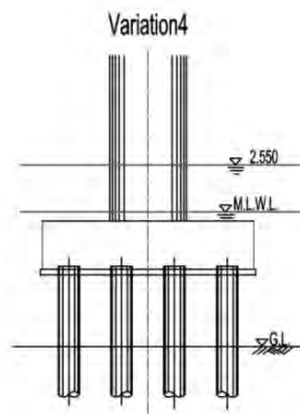
2) Điều kiện hiện trường

Các điều kiện hiện trường như dưới đây. Trong Phương án 4, đỉnh bệ cọc được đặt dưới Mực nước thấp trung bình (EL.0.000) giống như Phương án 3. Ngoài điều kiện này, đáy mũ cọc không chạm tới đáy biển do mực nước sâu; thi công bệ cọc tại đáy biển là khó về mặt kết cấu khung vây.

Bảng 8.4.6-4 Các điều kiện hiện trường cho thiết kế Kiểu -4

Kiểu nghiên cứu	Kiểu-4
Kiểu cầu	Cầu dẫn
Lý trình	Km +561.3 ~8+77.12
Trụ số	P70 ~ P82
Kế hoạch cải tạo	No
Chiều dài nhịp cầu (m)	60.0
Chiều dày lớp bảo vệ ăn mòn dự tính cho cọc thép (mm)	7
Độ sâu của nước (m)	8.3~11.5
E.L. của bệ cọc	Phương án 4

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.6-3 Cao độ bệ cọc của Phương án 4

3) Nghiên cứu so sánh

a) Các kiểu móng để so sánh

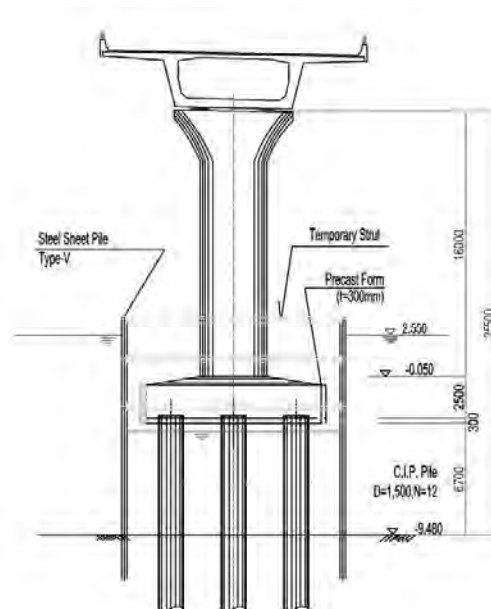
Trong so sánh này, tiến hành nghiên cứu (3) phương án sau đây. Trong Phương án -1 và 2, do mực nước sâu, thi công khung vây bằng cọc ván ống thép là công tác rủi ro. Do đó, lựa chọn cọc ván ống thép để thi công khung vây cho Phương án-1 và 2. Vì lý do này, trong Phương án -3 lựa chọn móng đa cọc đúc tại chỗ. Tuy nhiên, Phương án-3, phần mũ cọc lộ trên mặt nước là lớn. Phương án -4 có thể làm cho mũ cọc chìm dưới mực nước thấp trung bình (tham khảo bản vẽ thi công sau đây).

Phương án -1: Móng cọc ống thép có khung vây cọc ván thép

Phương án -2: Móng cọc đúc tại chỗ có khung vây cọc ván thép

Phương án -3: Móng đa cọc đúc tại chỗ

Phương án -4: Móng đa cọc đúc tại chỗ với khung vây cọc ván thép



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.6-4 Kế hoạch thi công Phương án-4

b) Kết quả nghiên cứu so sánh

Kết quả nghiên cứu so sánh được trình bày trong Bảng sau. Theo đó, Phương án -4, Móng đa cọc đúc tại chỗ với khung vây cọc ván thép được đề xuất cao nhất cho Kiểu-4 của cầu dẫn vì ưu điểm về chi phí xây dựng, thời gian thi công và tính thẩm mỹ.

8.4.7 Thiết kế chi tiết Cầu dẫn

8.4.7.1 Thiết kế kết cấu phần dưới của Cầu dẫn

(1) Mố

1) Vật liệu được sử dụng

a) Bê tông

Bê tông σ_{ck} : 28N/mm²

b) Cốt thép

Cốt thép : SD345

c) Vật liệu đắp bù

Mật độ : 19kN/m³

Góc ma sát trong : 30°

2) Kế hoạch tôn tạo bãi

Kế hoạch tôn tạo bãi từ A1 đến P60 và P83 đến A2.

Trong trường hợp phân tích độ ổn định và phần lực được tính toán trọng lượng đất do kế hoạch tôn tạo bãi như sau

Bảng 8.4.7-1 Cao độ và bề dày tôn tạo từ đáy của bệ cọc

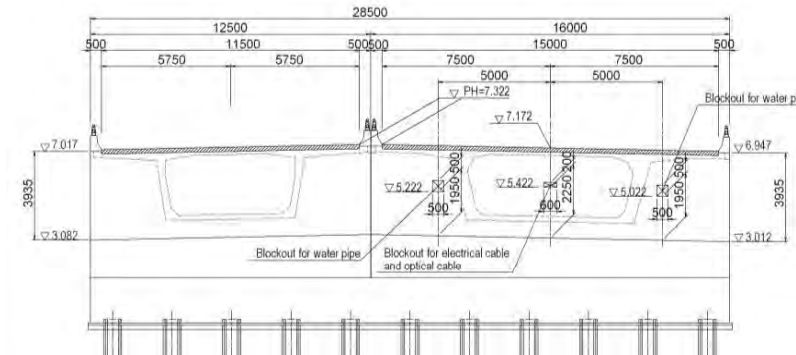
	Cao độ mức thiết kế (m)	Cao độ đáy bệ cọc (m)	Bề dày tôn tạo từ đáy bệ cọc (m)		Cao độ mức thiết kế (m)	Cao độ đáy bệ cọc (m)	Bề dày tôn tạo từ đáy bệ cọc (m)
A1	3.10	-0.68	3.8	P43	3.10	-1.86	5.0
P1	3.10	-1.99	5.1	P44	3.10	-1.68	4.8
P2	3.10	-2.77	5.9	P45	3.10	-1.63	4.7
P3	3.10	-3.05	6.2	P46	3.10	-1.82	4.9
P4	3.10	-2.33	5.4	P47	3.10	-1.64	4.7
P5	3.10	-1.75	4.8	P48	3.10	-1.46	4.6
P6	3.10	-0.89	4.0	P49	3.10	-1.28	4.4
P7	3.10	-0.77	3.9	P50	3.10	-5.74	8.8
P8	3.10	-0.78	3.9	P51	3.10	-5.50	8.6
P9	3.10	-0.92	4.0	P52	3.10	-5.94	9.0
P10	3.10	-0.82	3.9	P53	3.10	-5.93	9.0
P11	3.10	-1.11	4.2	P54	3.10	-5.48	8.6
P12	3.10	-1.14	4.2	P55	3.10	-5.70	8.8
P13	3.10	-1.30	4.4	P56	3.10	-5.71	8.8
P14	3.10	-1.48	4.6	P57	3.10	-5.89	9.0
P15	3.10	-1.28	4.4	P58	3.10	-5.57	8.7
P16	3.10	-1.34	4.4	P59	3.10	-5.75	8.9
P17	3.10	-1.52	4.6	P60	3.10	-5.54	8.6
P18	3.10	-1.70	4.8	P61	-	-5.57	-
P19	3.10	-1.38	4.5	P62	-	-5.75	-
P20	3.10	-1.68	4.8	P63	-	-5.93	-
P21	3.10	-1.74	4.8	P64	-	-5.61	-
P22	3.10	-1.42	4.5	P65	-	-5.90	-
P23	3.10	-1.60	4.7	P66	-	-5.93	-
P24	3.10	-1.78	4.9	P67	-	-5.61	-
P25	3.10	-1.58	4.7	P68	-	-5.76	-
P26	3.10	-1.64	4.7	P69	-	-5.48	-
P27	3.10	-1.82	4.9	P70	-	-5.92	-
P28	3.10	-2.00	5.1	P71	-	-5.64	-
P29	3.10	-2.17	5.3	P72	-	-5.48	-
P30	3.10	-2.40	5.5	P73	-	-5.80	-
P31	3.10	-2.30	5.4	P74	-	-5.62	-
P32	3.10	-2.26	5.4	P75	-	-5.78	-
P33	3.10	-2.15	5.3	P79	-	-4.18	-
P34	3.10	-1.98	5.1	P80	-	-4.63	-
P35	3.10	-1.93	5.0	P81	-	-4.31	-
P36	3.10	-2.12	5.2	P82	-	-5.99	-
P37	3.10	-1.94	5.0	P83	3.10	-4.17	7.3
P38	3.10	-1.76	4.9	P84	3.10	-2.78	5.9
P39	3.10	-2.08	5.2	P85	3.10	-2.24	5.3
P40	3.10	-2.03	5.1	P86	3.10	-2.67	5.8
P41	3.10	-1.72	4.8	P87	3.10	-2.13	5.2
P42	3.10	-1.54	4.6	A2	3.10	-0.61	3.7

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

3) Lỗ chờ ở lan can

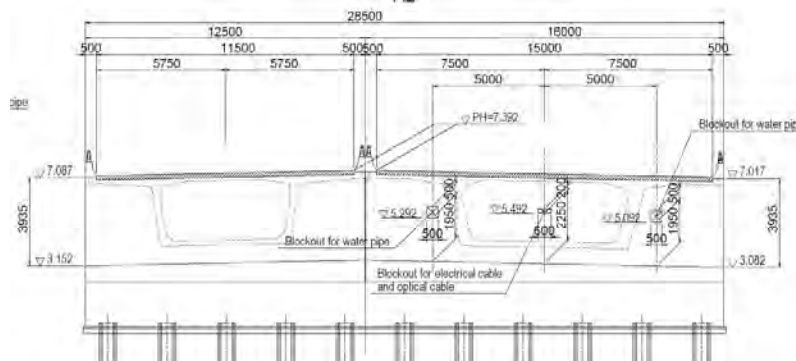
Chi tiết lỗ chờ ở lan can cho các Hạng mục phụ thêm như sau

2-1. Chi tiết lỗ chờ



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-1 Lỗ chờ ở mô A1



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-2 Lỗ chờ ở mô A2

2-2. Hạng mục phụ thêm

a) Cáp điện

(Thông số kỹ thuật từ Công ty điện lực miền bắc)

Đường kính ngoài : 93mm
Trọng lượng cáp : 16.690kg/m
Số lượng cáp : 2chiếc

b) Cáp quang

(Thông số kỹ thuật từ Công ty điện lực miền bắc)

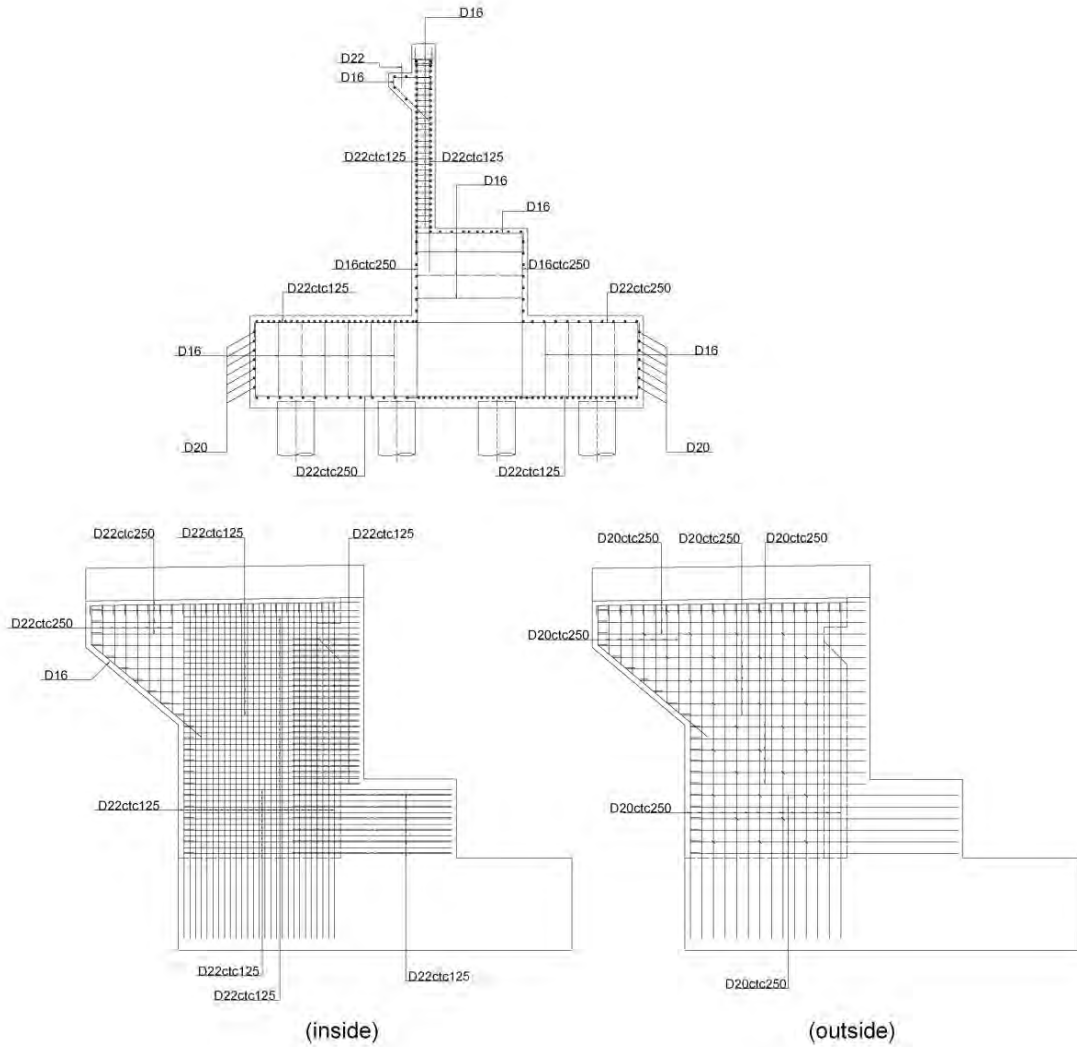
Đường kính ngoài : 13-14.2mm
Trọng lượng cáp : 125-145kg/m
Số lượng cáp : 1 chiếc

c) Ống nước

Đường kính : 400mm
Số lượng cáp : 2 chiếc

4) Bố trí cốt thép

Bố trí cốt thép cho móng A1 được trình bày như dưới đây (móng A2 tương tự như A1)



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-3 Bố trí Cốt thép tại Mố

(2) Trụ

1) Vật liệu được sử dụng

a) Bê tông

Bê tông : $\sigma_{ck}=28\text{N/mm}^2$

b) Cốt thép

Cốt thép : SD345

2) Kế hoạch tôn tạo

Tham khảo Phần 8.1.4.1

3) Kích thước Kết cấu phần dưới

Bảng 8.4.7-2 Danh mục kích thước của Kết cấu phần dưới (1/2)

Chiều dài nhịp của Kết cấu phần trên	Số hiệu kết cấu phần dưới	Tổng chiều cao của trụ	Cột		Cọc		Bề dày của lớp cải tạo (Từ đáy của bộ cọc)	Bề dày của lớp cổ kết (Từ đáy của bộ cọc)
			Kích thước của cột	Kiểu cọc	Đường kính			
5@60.0 =300.0m	A1	8.0m	28.5m x 2.5m	Cọc ống thép	0.8m	3.8m	24.7m	
	P1	6.0m	7.8m x 2.5m			5.1m	23.8m	
	P2	7.5m	4.5m x 2.5m			5.9m	30.7m	
	P3	8.5m	4.5m x 2.5m			6.2m	25.9m	
	P4	8.5m	4.5m x 2.5m			5.4m	23.4m	
5@60.0 =300.0m	P5	8.5m	4.5m x 4.0m			4.8m	26.8m	
	P6	8.5m	4.5m x 2.5m			4.0m	29.7m	
	P7	9.0m	4.5m x 2.5m			3.9m	26.1m	
	P8	9.5m	4.5m x 2.5m			3.9m	23.1m	
	P9	10.0m	4.5m x 2.5m			4.0m	23.1m	
51.5+4@60.0 =291.5m	P10	10.0m	4.5m x 4.0m			3.9m	23.9m	
	P11	10.5m	4.5m x 2.5m			4.2m	23.9m	
	P12	10.5m	4.5m x 2.5m			4.2m	28.9m	
	P13	10.5m	4.5m x 2.5m			4.4m	28.0m	
	P14	10.5m	4.5m x 2.5m			4.6m	26.2m	
5@60.0 =300.0m	P15	10.0m	4.5m x 4.0m			4.4m	30.8m	
	P16	10.0m	4.5m x 2.5m			4.4m	35.7m	
	P17	10.0m	4.5m x 2.5m			4.6m	37.6m	
	P18	10.0m	4.5m x 2.5m			4.8m	36.0m	
	P19	9.5m	4.5m x 2.5m			4.5m	36.9m	
5@60.0 =300.0m	P20	9.5m	4.5m x 4.0m			4.8m	35.8m	
	P21	9.5m	4.5m x 2.5m			4.8m	34.4m	
	P22	9.0m	4.5m x 2.5m			4.5m	29.9m	
	P23	9.0m	4.5m x 2.5m			4.7m	27.6m	
	P24	9.0m	4.5m x 2.5m			4.9m	26.7m	
5@60.0 =300.0m	P25	8.5m	4.5m x 4.0m			4.7m	27.0m	
	P26	8.5m	4.5m x 2.5m			4.7m	27.4m	
	P27	8.5m	4.5m x 2.5m			4.9m	25.2m	
	P28	8.5m	4.5m x 2.5m			5.1m	27.8m	
	P29	8.5m	4.5m x 2.5m			5.3m	28.7m	
5@60.0 =300.0m	P30	8.5m	4.5m x 4.0m			5.5m	32.4m	
	P31	8.5m	4.5m x 2.5m			5.4m	23.7m	
	P32	8.5m	4.5m x 2.5m			5.4m	25.7m	
	P33	8.5m	4.5m x 2.5m			5.3m	20.9m	
	P34	8.5m	4.5m x 2.5m			5.1m	22.8m	
5@60.0=300.0m	P35	8.5m	4.5m x 4.0m			5.0m	34.1m	
	P36	9.0m	4.5m x 2.5m			5.2m	27.8m	
	P37	9.0m	4.5m x 2.5m			5.0m	29.1m	
	P38	9.0m	4.5m x 2.5m			4.9m	24.1m	
	P39	9.5m	4.5m x 2.5m			5.2m	22.6m	
5@60.0 =300.0m	P40	9.5m	4.5m x 4.0m			5.1m	33.0m	
	P41	9.5m	4.5m x 2.5m			4.8m	28.0m	
	P42	9.5m	4.5m x 2.5m			4.6m	29.0m	
	P43	10.0m	4.5m x 2.5m			5.0m	22.1m	
	P44	10.0m	4.5m x 2.5m			4.8m	21.8m	
4@60.0+58.36 =298.36m	P45	10.0m	4.5m x 4.0m			4.7m	23.3m	
	P46	10.5m	4.5m x 2.5m			4.9m	25.6m	
	P47	10.5m	4.5m x 2.5m			4.7m	34.8m	
	P48	10.5m	4.5m x 2.5m			4.6m	28.0m	
	P49	10.5m	4.5m x 2.5m			4.4m	28.1m	
	P50	15.0m	4.5m x 2.5m	8.8m	22.6m			

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Bảng 8.4.7-3 Danh mục kích thước của Kết cấu phần dưới (2/2)

Nhịp của Kết cấu phần trên	Số hiệu kết cấu phần dưới	Tổng chiều cao của trụ	Cột		Cọc		Bề dày của lớp cải tạo (Từ đáy của bệ cọc)	Bề dày của lớp cổ kết (Từ đáy của bệ cọc)			
			Kích thước của cột	Kiểu cọc	Đường kính						
5@60.0 =300.0m	P50	15.0m	4.5m x 4.0m	Cọc ống thép	1.1m	8.8m	22.6m				
	P51	15.0m	4.5m x 2.5m			8.6m	22.9m				
	P52	15.5m	4.5m x 2.5m			9.0m	23.4m				
	P53	15.5m	4.5m x 2.5m			9.0m	23.4m				
	P54	15.0m	4.5m x 2.5m			8.6m	23.8m				
52.98+3@60.0 +52.98=285.96 m	P55	15.0m	4.5m x 4.0m			Cọc khoan nhồi	1.5m	8.8m	27.5m		
	P56	15.0m	4.5m x 2.5m					8.8m	28.6m		
	P57	15.0m	4.5m x 2.5m					9.0m	20.5m		
	P58	14.5m	4.5m x 2.5m					8.7m	11.9m		
	P59	14.5m	4.5m x 2.5m					8.9m	13.6m		
52.98+3@60.0 +52.98=285.96 m	P60	14.0m	4.5m x 4.0m	Cọc khoan nhồi	1.5m			8.6m	22.0m		
	P61	14.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P62	14.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P63	14.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P64	13.5m	4.5m x 2.5m					-	-		
52.98+3@60.0 +52.98=285.96 m	P65	13.5m	4.5m x 4.0m			Cọc khoan nhồi	1.5m	-	-		
	P66	13.5m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P67	13.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P68	13.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P69	13.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
52.98+3@60.0 +52.98=285.96 m	P70	14.0m	4.5m x 4.0m	Cọc khoan nhồi	1.5m			-	-		
	P71	15.0m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P72	16.5m	4.5m x 2.5m					-	-		
	P73	18.5m	4.5m x 3.5m					-	-		
	P74	20.0m	4.5m x 3.5m					-	-		
Main Bridge	P75	21.5m	4.5m x 4.0m			Cọc khoan nhồi	1.5m	-	-		
	P76							-	-		
	P77							-	-		
54.8+3@60.0 +54.8=289.6m	P78							Cọc ống thép	1.1m	-	-
	P79	20.0m	4.5m x 4.0m							-	-
	P80	19.0m	4.5m x 3.5m	-	-						
	P81	17.0m	4.5m x 3.5m	-	-						
54.8+2@60.0 +54.8=229.6m	P82	17.0m	4.5m x 3.5m	Cọc ống thép	1.1m					7.3m	7.3m
	P83	13.5m	4.5m x 3.5m							5.9m	5.9m
	P84	10.5m	4.5m x 4.0m							5.3m	5.3m
	P85	8.5m	4.5m x 3.5m			5.8m	5.8m				
	P86	7.5m	4.5m x 3.5m			5.2m	5.2m				
A2	P87	6.0m	4.5m x 3.5m			0.8m	3.7m			3.7m	
	A2	8.0m	4.5m x 4.0m								

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.4.7.2 Tạo nhóm của Trụ

Bảng 8.4.7-4 Tạo nhóm của Trụ

Kiểu số	Tổng chiều cao của cột	Kích thước của cột	Kiểu cọc	Số trụ	Trụ đại diện cho tính toán
Kiểu1	6.0m	7.8x2.5	Cọc ống thép	P1	P1
Kiểu2	6.0m	7.8x3.5		P87	P87
Kiểu3	10.5m	4.5x2.5		P11.P12.P13.P14.P46.P47.P48.P49	P14
Kiểu4	7.5m			P2	P2
Kiểu5	8.5m			P3.P4.P6.P26.P27.P28.P29.P31.P32.P33.P34	P4,P29,P31
Kiểu6	9.0m			P7.P22.P23.P24.P36.P37.P38	P36
Kiểu7	9.5m			P8.P19.P39.P41.P42	P41
Kiểu8	10.0m			P9.P16.P17.P18.P21.P43.P44	P9,P16,P21
Kiểu9	14.5m			P58.P59	P59
Kiểu10	15.0m			P51.P54.P56.P57	P54,P56
Kiểu11	15.5m			P52.P53	P52
Kiểu12	7.5m			4.5x3.5	P86
Kiểu13	8.5m	P85			P85
Kiểu14	13.5m	P83			P83
Kiểu15	8.5m	4.5x4.0		P5.P25.P30.P35	P5,P25,P30,P35
Kiểu16	9.5m			P20.P40	P20,P40
Kiểu17	10.0m			P15.P10.P45	P10,P15,P45
Kiểu18	10.5m			P84	P84
Kiểu19	14.0m			P60	P60
Kiểu20	15.0m			P50.P55	P50,P55
Kiểu21	13.0m	4.5x2.5	P67.P68.P69	P69	
Kiểu22	13.5m		P64.P66	P66	
Kiểu23	14.0m		P61.P62.P63	P61	
Kiểu24	15.0m		P71	P71	
Kiểu25	16.5m	4.5x3.5	P72	P72	
Kiểu26	17.0m		P81.P82	P81,P82	
Kiểu27	18.5m		P73	P73	
Kiểu28	19.0m		P80	P80	
Kiểu29	20.0m		P74	P74	
Kiểu30	13.5m	4.5x4.0	P65	P65	
Kiểu31	14.0m		P70	P70	
Kiểu32	20.0m		P79	P79	
Kiểu33	21.5m		P75	P75	
			Cọc khoan nhồi	P67.P68.P69	P69
Kiểu21	13.0m	4.5x2.5		P64.P66	P66
Kiểu22	13.5m			P61.P62.P63	P61
Kiểu23	14.0m			P71	P71
Kiểu24	15.0m			P72	P72
Kiểu25	16.5m	4.5x3.5		P81.P82	P81,P82
Kiểu26	17.0m			P73	P73
Kiểu27	18.5m			P80	P80
Kiểu28	19.0m			P74	P74
Kiểu29	20.0m			P65	P65
Kiểu30	13.5m	4.5x4.0	P70	P70	
Kiểu31	14.0m		P79	P79	
Kiểu32	20.0m		P75	P75	
Kiểu33	21.5m				

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

8.4.7.3 Bố trí cốt thép cho từng kiểu trụ

Bảng 8.4.7-5 Danh mục cốt thép cho từng kiểu Trụ (1/2)

			Kiểu1	Kiểu2	Kiểu3	Kiểu4	Kiểu5	Kiểu6	Kiểu7	
Phần ngàm	Kích thước	Bề dày tại mỗi nối	-	-	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
		Chiều dài treo	-	-	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
		bề rộng	-	-	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	Mặt trên		-	-	D32-12nos	D32-12nos	D32-12nos	D32-12nos	D32-12nos	
	Mặt dưới		-	-	D20-12nos	D20-12nos	D20-12nos	D20-12nos	D20-12nos	
	Bề mặt		-	-	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	
Kháng cắt		-	-	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200		
Cột	Kích thước	Mặt bằng	7.8x2.5	7.8x3.5	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x2.5	
		chiều cao	3.5	3.5	8.0	5.0	6.0	6.5	7.0	
	Cốt thép	phương dọc	D16 ctc250	D16 ctc250	D22 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D20 ctc125	
		phương ngang	D16 ctc250	D16 ctc250	D22 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D20 ctc250	
	Cốt thép	phương dọc	D16-10nos	D16-10nos	D16-10nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	
		phương ngang	D16-4nos	D16-5nos	D16-4nos	D16-4nos	D16-4nos	D16-4nos	D16-4nos	
Bệ cọc	Kích thước	Mặt bằng	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	
		Bề dày	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	eo phương d	Mặt trên	1	D25ctc250	D25ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D30ctc125	D30ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Kháng cắt		D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500
		eo phương ng	Mặt trên	1	D16ctc250	D16ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250
	2			-	-	-	-	-	-	-
	Mặt dưới		1	D20ctc125	D20ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
	Kháng cắt		D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	

			Kiểu8	Kiểu9	Kiểu10	Kiểu11	Kiểu12	Kiểu13	Kiểu14	
Phần ngàm	Kích thước	Bề dày tại mỗi nối	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
		Chiều dài treo	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
		bề rộng	2.5	2.5	2.5	2.5	3.5	3.5	3.5	
	Mặt trên		D32-12nos	D32-12nos	D32-12nos	D32-12nos	D32-18nos	D32-18nos	D32-18nos	
	Mặt dưới		D20-12nos	D20-12nos	D20-12nos	D20-12nos	D20-18nos	D20-18nos	D20-18nos	
	Bề mặt		D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	
Kháng cắt		D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200		
Cột	Kích thước	Mặt bằng	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x3.5	4.5x3.5	4.5x3.5	
		chiều cao	7.5	12.0	12.5	13.0	5.0	6.0	11.0	
	Cốt thép	phương dọc	D20 ctc125	D35 ctc125	D35 ctc125	D35 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	
		phương ngang	D20 ctc250	D35 ctc250	D35 ctc250	D35 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	
	Cốt thép	phương dọc	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	
		phương ngang	D16-4nos	D16-4nos	D16-4nos	D16-4nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	
Bệ cọc	Kích thước	Mặt bằng	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	
		Bề dày	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	eo phương d	Mặt trên	1	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D35ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D38ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Kháng cắt		D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500
		eo phương ng	Mặt trên	1	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250
	2			-	-	-	-	-	-	-
	Mặt dưới		1	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
	Kháng cắt		D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	

			Kiểu15	Kiểu16	Kiểu17	Kiểu18	Kiểu19	Kiểu20	Kiểu21	
Phần ngàm	Kích thước	Bề dày tại mỗi nối	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
		Chiều dài treo	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
		bề rộng	4	4	4	4	4	4	2.5	
	Mặt trên		D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos	D32-12nos	
	Mặt dưới		D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos	D20-12nos	
	Bề mặt		D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	
Kháng cắt		D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200		
Cột	Kích thước	Mặt bằng	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x2.5	
		chiều cao	6.0	7.0	7.5	8.0	11.5	12.5	10.5	
	Cốt thép	phương dọc	D16 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D32 ctc125	
		phương ngang	D16 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D16 ctc250	D32 ctc250	
	Cốt thép	phương dọc	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	
		phương ngang	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-4nos	
Bệ cọc	Kích thước	Mặt bằng	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	11.0x11.0	10.5x10.5	
		Bề dày	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	eo phương d	Mặt trên	1	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D28ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D32ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	D32ctc125
		Kháng cắt		D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D25-21nos-ctc500
		eo phương ng	Mặt trên	1	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250	D30ctc250
	2			-	-	-	-	-	-	-
	Mặt dưới		1	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D35ctc125	D32ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	D32ctc250
	Kháng cắt		D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D16-10nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Bảng 8.4.7-6 Danh mục cốt thép cho từng kiểu Trụ (1/2)

			Kiểu22	Kiểu23	Kiểu24	Kiểu25	Kiểu26	Kiểu27	Kiểu28	
Hàm ngang	Kích thước	Bề dày tại mối nối	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
		Chiều dài treo	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
		bề rộng	2.5	2.5	2.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
	Mặt trên	D32-12nos	D32-12nos	D32-12nos	D32-18nos	D32-18nos	D32-18nos	D32-19nos	D32-19nos	
	Mặt dưới	D20-12nos	D20-12nos	D20-12nos	D20-18nos	D20-18nos	D20-18nos	D20-19nos	D20-19nos	
Bề mặt	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos		
Kháng cắt	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200		
Cột	Kích thước	Mặt bằng	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x2.5	4.5x3.5	4.5x3.5	4.5x3.5	4.5x3.5	
		chiều cao	11.0	11.5	12.5	14.0	14.5	16.0	16.5	
	Cốt thép	phương dọc	D32 ctc125	D35 ctc125	D35 ctc125	D25 ctc125	D25 ctc125	D32 ctc125	D32 ctc125	
		phương ngang	D32 ctc250	D35 ctc250	D35 ctc250	D25 ctc250	D25 ctc250	D32 ctc125	D32 ctc125	
	Cốt thép	phương dọc	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	
phương ngang		D16-4nos	D16-4nos	D16-4nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos		
Bệ cọc	Kích thước	Mặt bằng	10.5x10.5	10.5x10.5	10.5x10.5	10.5x14.25	10.5x14.25	10.5x14.25	10.5x14.25	
		Bề dày	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	eo phương d	Mặt trên	1	D28ctc125	D28ctc125	D28ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D38ctc125
			2	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D38ctc125	D38ctc125
	Kháng cắt	D25-21nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-10nos-ctc250	D25-10nos-ctc250	D25-10nos-ctc250	D25-10nos-ctc250	D25-10nos-ctc250	
	eo phương ng	Mặt trên	1	D25ctc125	D25ctc125	D25ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125
			2	-	-	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125
			2	D32ctc250	D32ctc250	D32ctc250	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125
Kháng cắt	D25-21nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-14nos-ctc500	D25-14nos-ctc500	D25-14nos-ctc500	D25-14nos-ctc500	D25-14nos-ctc500		

			Kiểu29	Kiểu30	Kiểu31	Kiểu32	Kiểu33	
Hàm ngang	Kích thước	Bề dày tại mối nối	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	
		Chiều dài treo	1.65	1.65	1.65	1.65	1.65	
		bề rộng	3.5	4	4	4	4	
	Mặt trên	D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos	D32-19nos		
	Mặt dưới	D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos	D20-19nos		
Bề mặt	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos	D22-13nos			
Kháng cắt	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200	D20-4nos-ctc200			
Cột	Kích thước	Mặt bằng	4.5x3.5	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x4.0	4.5x4.0	
		chiều cao	17.5	11.0	11.5	17.5	19.0	
	Cốt thép	phương dọc	D32 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D32 ctc125	D32 ctc125	
		phương ngang	D32 ctc125	D16 ctc125	D16 ctc125	D32 ctc125	D32 ctc125	
	Cốt thép	phương dọc	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	D16-7nos	
phương ngang		D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos	D16-5nos		
Bệ cọc	Kích thước	Mặt bằng	10.5x14.25	10.5x10.5	10.5x10.5	10.5x14.25	10.5x14.25	
		Bề dày	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	
	eo phương d	Mặt trên	1	D32ctc125	D28ctc125	D28ctc125	D32ctc125	D32ctc125
			2	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D38ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D38ctc125	D38ctc125
			2	D38ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D38ctc125	D38ctc125
	Kháng cắt	D25-10nos-ctc250	D25-21nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-10nos-ctc250	D25-10nos-ctc250		
	eo phương ng	Mặt trên	1	D32ctc125	D25ctc125	D25ctc125	D32ctc125	D32ctc125
			2	-	-	-	-	-
		Mặt dưới	1	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125	D32ctc125
			2	D32ctc125	D32ctc250	D32ctc250	D32ctc125	D32ctc125
Kháng cắt	D25-14nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-21nos-ctc500	D25-14nos-ctc500	D25-14nos-ctc500			

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

8.4.7.4 Thiết kế móng cho Cầu dẫn

(1) Cọc ống thép (A1~P60,P83~A2)

1) Vật liệu sử dụng

1-1. Cọc ống thép

a) Các đặc tính và giới hạn ứng suất của Ống thép

Bảng 8.4.7-7 Các đặc tính và giới hạn ứng suất của Ống thép được sử dụng

Kiểu	Cường độ chảy fy (Mpa)	Cường độ kéo fu (Mpa)	Mô đun đàn hồi (Mpa)	đã sử dụng
Cấp SKK400	235	400	200000	○
Cấp SKK490	315	490	200000	

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

b) Bề dày của Cọc ống thép

Bảng 8.4.7-8 Biên độ bề dày và bề dày sử dụng

Đường kính (mm)	bề dày (mm)	bề dày đã sử dụng (mm)
400	9~12	
500	9~14	
600~800	9~16	12
900~1100	12~19	12
1200~1400	14~22	
1500~1600	16~25	
1800~2000	19~25	

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

c) Thiết kế độ dày rỉ sét dự tính

Bảng 8.4.7-9 Thiết kế độ dày rỉ sét dự tính

	Đổ trong đất	Rủi ro trực tiếp trong môi trường nước mặn
Độ dày ăn mòn dự tính	2mm	7mm

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

1-2. Bê tông cho mũ cọc

Bê tông : $\sigma_{ck}=28\text{N/mm}^2$

1-3. Cốt thép

Cốt thép : SD345

- 2) Điều kiện hiện trường
 - 2-1. Điều kiện địa chất
 - Tham khảo Phần 8.1.4.1
 - 2-2. Lớp tính toán lực kéo xuống

3) Kết quả cọc ống thép

a) Kiểu ống thép

Cọc ống thép phân loại như sau;

Bảng 8.4.7-10 Kiểu cọc ống thép

Kiểu	Trụ	Đường kính (m)	Chiều dài cọc (m)	Biên độ lớp SLC (từ đỉnh của cọc) (m)	Bề dày (mm)
Kiểu1-1	P58	1100	37.0	0.0	12.0
Kiểu1-2	P57			0.0	
Kiểu1-3	P3			0.0	
Kiểu2	P5	1100	38.0	0.0	12.0
Kiểu3-1	P59	1100	39.0	0.0	12.0
Kiểu3-2	P84			0.0	
Kiểu3-3	P4			0.0	
Kiểu3-4	P85			0.0	
Kiểu3-5	P6			0.0	
Kiểu3-6	P2			0.0	
Kiểu4-1	P60	1100	40.0	0.0	12.0
Kiểu4-1	P83			0.0	
Kiểu4-2	P87			0.0	
Kiểu6-5	P50	1100	42.0	0.0	12.0
Kiểu6-5	P51			0.0	
Kiểu6-5	P52			0.0	
Kiểu6-1	P31	1100	42.0	0.0	12.0
Kiểu6-1	P1			0.0	
Kiểu6-1	P54			0.0	
Kiểu6-1	P38			0.0	
Kiểu6-2	P46			0.0	
Kiểu6-3	P36			0.0	
Kiểu6-4	P35	0.0	12.0		
Kiểu7-1	P44	1100		43.0	0.0
Kiểu7-1	P43				0.0
Kiểu7-2	P39				0.0
Kiểu7-2	P34				0.0
Kiểu7-2	P45				0.0
Kiểu7-3	P24		0.0		
Kiểu7-4	P55	0.0	12.0		
Kiểu7-4	P41	0.0			
Kiểu7-5	P56	0.0			
Kiểu7-5	P42	0.0			
Kiểu7-6	P40	0.0			
Kiểu7-7	P20	0.0			
Kiểu8-1	P11	1100	44.0	0.0	12.0
Kiểu8-2	P27			0.0	
Kiểu8-3	P23			0.0	
Kiểu8-4	P29			0.0	
Kiểu8-4	P37			0.0	
Kiểu8-6	P21			0.0	
Kiểu8-7	P18	0.0	12.0		
Kiểu9-1	P9	1100		45.0	0.0
Kiểu9-1	P8				0.0
Kiểu9-1	P53				0.0
Kiểu9-2	P10				0.0
Kiểu9-3	P32				0.0
Kiểu9-3	P14		0.0		
Kiểu9-4	P25	0.0	12.0		
Kiểu9-5	P28	0.0			
Kiểu9-7	P47	0.0			
Kiểu10-1	P33	1100		46.0	0.0
Kiểu10-2	P7				0.0
Kiểu10-3	P26				0.0
Kiểu10-4	P13		0.0		
Kiểu10-4	P48		0.0		
Kiểu10-4	P49		0.0		
Kiểu10-5	P12	0.0	12.0		
Kiểu10-8	P22	0.0			
Kiểu10-9	P30	0.0			
Kiểu10-6	P19	0.0			
Kiểu10-7	P17	0.0			
Kiểu11-1	P15	1100		47.0	0.0
Kiểu11-2	P16			0.0	
Kiểu12-1	P86	1100	49.0	0.0	12.0
Kiểu13-1	A1	800	36.0	25.0	12.0
Kiểu14-1	A2	800	41.0	25.0	12.0

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

b) Chiều dài cọc ống thép

Bảng 8.4.7-11 Danh mục cọc ống thép (1/2)

Số kết cấu phân dưới	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18
Đường kính của cọc (m)	0.8	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Bề dày cọc (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Chiều dài cọc (m)	36.0	42.0	40.0	37.0	39.0	38.0	39.0	46.0	45.0	45.0	44.0	46.0	46.0	45.0	47.0	47.0	46.0	44.0	44.0
Bề dày lớp vỏ kết (Từ đáy của bệ cọc)	24.7	23.8	30.7	25.9	23.4	26.8	29.7	26.1	23.1	23.9	23.9	23.9	28.9	28.0	26.2	30.8	35.7	37.6	36.0
Biên độ cọc SL (m)	25.0	24.0	31.0	26.0	23.0	27.0	30.0	26.0	23.0	23.0	24.0	24.0	29.0	28.0	26.0	31.0	36.0	38.0	36.0
Số lượng cọc (chiếc)	44	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Đỉnh cọc	-0.53	-1.84	-2.62	-2.90	-2.18	-1.60	-0.74	-0.62	-0.63	-0.77	-0.67	-0.96	-0.99	-1.15	-1.33	-1.13	-1.19	-1.37	-1.55
Đáy bệ cọc	-0.68	-1.99	-2.77	-3.05	-2.33	-1.75	-0.89	-0.77	-0.78	-0.92	-0.82	-1.11	-1.14	-1.30	-1.48	-1.28	-1.34	-1.52	-1.70
Đáy cọc	-36.53	-43.84	-42.62	-39.90	-41.18	-39.60	-39.74	-46.62	-45.63	-45.77	-45.67	-44.96	-46.99	-47.15	-46.33	-48.13	-48.19	-47.37	-45.55
Số khoan	BP-1	BP-2	BP-3	BP-4	BP-5	BP-6	BP-7	BP-8	BP-9	BP-10	BP-11	BP-12	BP-13	BP-14	BP-15	BP-16	BP-17	BP-18	BP-19
Tên của lớp đệm	10B	12B	10B	10B	10B	10B	10B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B
Độ sâu của lớp đệm (m)	-29.0	-40.0	-34.0	-29.0	-30.0	-34.0	-31.0	-38.0	-37.0	-41.8	-42.0	-41.9	-43.2	-43.3	-43.2	-45.1	-44.7	-44.1	-42.4
Chiều dài gắn vào lớp đệm (m)	7.5	3.8	8.6	10.9	11.2	5.6	8.7	8.6	8.6	4.0	3.7	3.1	3.8	3.8	3.1	3.0	3.5	3.2	3.1
Hệ số xác định chiều dài và số cọc ⁽¹⁾	b,c,d	a,b	b	b	b	b	b	b	b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b

Số kết cấu phân dưới	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26	P27	P28	P29	P30	P31	P32	P33	P34	P35	P36	P37
Đường kính của cọc (m)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Bề dày cọc (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Chiều dài cọc (m)	46.0	43.0	44.0	46.0	44.0	43.0	45.0	46.0	44.0	45.0	44.0	46.0	42.0	45.0	46.0	43.0	42.0	42.0	44.0
Bề dày lớp vỏ kết (Từ đáy của bệ cọc)	36.9	35.8	34.4	29.9	27.6	26.7	27.0	27.4	25.2	27.8	28.7	32.4	23.7	25.7	20.9	22.8	34.1	27.8	29.1
Biên độ cọc SL (m)	37.0	36.0	34.0	30.0	28.0	27.0	27.0	27.0	25.0	28.0	29.0	32.0	24.0	26.0	21.0	23.0	34.0	28.0	29.0
Số lượng cọc (chiếc)	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Đỉnh cọc	-1.23	-1.53	-1.59	-1.27	-1.45	-1.63	-1.43	-1.49	-1.67	-1.85	-2.02	-2.25	-2.15	-2.11	-2.00	-1.83	-1.78	-1.97	-1.79
Đáy bệ cọc	-1.38	-1.68	-1.74	-1.42	-1.60	-1.78	-1.58	-1.64	-1.82	-2.00	-2.17	-2.40	-2.30	-2.26	-2.15	-1.98	-1.93	-2.12	-1.94
Đáy cọc	-47.23	-44.53	-45.59	-47.27	-45.45	-44.63	-46.43	-47.49	-45.67	-46.85	-46.02	-48.25	-44.15	-47.11	-48.00	-44.83	-43.78	-43.97	-45.79
Số khoan	BP-20	BP-21	BP-22	BP-23	BP-24	BP-25	BP-26	BP-27	BP-28	BP-29	BP-30	BP-31	BP-32	BP-33	BP-34	BP-35	BP-36	BP-37	BP-38
Tên của lớp đệm	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B
Độ sâu của lớp đệm (m)	-43.3	-41.5	-42.2	-43.0	-41.9	-40.9	-42.5	-43.6	-42.1	-43.6	-42.1	-42.8	-40.4	-43.4	-44.2	-40.9	-40.3	-40.3	-41.9
Chiều dài gắn vào lớp đệm (m)	3.9	3.0	3.4	4.3	3.5	3.7	4.0	3.9	3.6	3.3	3.9	5.4	3.8	3.7	3.8	3.9	3.4	3.6	3.9
Hệ số xác định chiều dài và số cọc ⁽¹⁾	a,b	a,b	a,b	b	a,b	a,b	b	a,b	a,b	a,b	a,b	b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b

※Ghi chú:

(1) Hệ số xác định

a : Chiều dài xuyên tối thiểu vào lớp đệm (Cọc ống thép:3.0m,Cọc khoan nhồi:1.5m)

b : Sức kháng bền

c : Chuyển vị theo phương ngang

d : Chỉ số xác định chuyển vị bên

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN TẠI VIỆT NAM
BÁO CÁO CUỐI CÙNG

Bảng 8.4.7-12 Danh mục cọc ống thép (2/2)

Số kết cấu phần dưới	P38	P39	P40	P41	P42	P43	P44	P45	P46	P47	P48	P49	P50	P51	P52	P53	P54	P55	P56
Đường kính của cọc (m)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
Bề dày cọc (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Chiều dài cọc (m)	42.0	43.0	43.0	43.0	43.0	43.0	43.0	43.0	42.0	45.0	46.0	46.0	42.0	42.0	42.0	45.0	42.0	43.0	43.0
Bề dày lớp vỏ kết (Từ đáy của bệ cọc)	24.1	22.6	33.0	28.0	29.0	22.1	21.8	23.3	25.6	34.8	28.0	28.1	22.6	22.9	23.4	23.4	23.8	27.5	28.6
Biên độ cọc SL (m)	24.0	23.0	33.0	28.0	29.0	22.0	22.0	23.0	26.0	35.0	28.0	28.0	23.0	23.0	23.0	23.0	24.0	28.0	29.0
Số lượng cọc (chiếc)	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
Đỉnh cọc	-1.61	-1.93	-1.88	-1.57	-1.39	-1.71	-1.53	-1.48	-1.67	-1.49	-1.31	-1.13	-5.59	-5.35	-5.79	-5.78	-5.33	-5.55	-5.56
Đáy bệ cọc	-1.76	-2.08	-2.03	-1.72	-1.54	-1.86	-1.68	-1.63	-1.82	-1.64	-1.46	-1.28	-5.74	-5.50	-5.94	-5.93	-5.48	-5.70	-5.71
Đáy cọc	-43.61	-44.93	-44.88	-44.57	-44.39	-44.71	-44.53	-44.48	-43.67	-46.49	-47.31	-47.13	-47.59	-47.35	-47.79	-50.78	-47.33	-48.55	-48.56
Số khoan	BP-39	BP-40	BP-41	BP-42	BP-43	BP-44	BP-45	BP-46	BP-47	BP-48	BP-49	BP-50	BP-51	BP-52	BP-53	BP-54	BP-55	BP-56	BP-57
Tên của lớp đệm	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12A	12A	12B	12B	12B
Độ sâu của lớp đệm (m)	-40.5	-41.1	-41.8	-41.3	-40.4	-41.0	-41.0	-40.8	-39.7	-43.5	-43.7	-43.4	-43.3	-43.0	-42.7	-47.0	-43.8	-43.9	-42.9
Chiều dài gắn vào lớp đệm (m)	3.1	3.9	3.1	3.3	4.0	3.7	3.5	3.7	3.9	3.0	3.6	3.8	4.3	4.4	5.1	3.8	3.5	4.6	5.7
Hệ số xác định chiều dài và số cọc ⁽¹⁾	a,b	a,b	a,b	a,b	b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	a,b	b	b	b	a,b	a,b	a,b	a,b

Số kết cấu phần dưới	P57	P58	P59	P60	P83	P84	P85	P86	P87	A2
Đường kính của cọc (m)	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	0.8
Bề dày cọc (mm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Chiều dài cọc (m)	37.0	37.0	39.0	40.0	40.0	39.0	39.0	49.0	40.0	41.0
Bề dày lớp vỏ kết (Từ đáy của bệ cọc)	20.5	11.9	13.6	22.0	22.4	22.1	26.8	24.2	25.0	28.3
Biên độ cọc SL (m)	21.0	12.0	14.0	22.0	22.0	22.0	27.0	24.0	25.0	28.0
Số lượng cọc (chiếc)	16	16	16	16	16	16	16	16	16	44
Đỉnh cọc	-5.74	-5.42	-5.60	-5.39	-4.02	-2.63	-2.09	-2.52	-1.98	-0.46
Đáy bệ cọc	-5.89	-5.57	-5.75	-5.54	-4.17	-2.78	-2.24	-2.67	-2.13	-0.61
Đáy cọc	-42.74	-42.42	-44.60	-45.39	-44.02	-41.63	-41.09	-51.52	-41.98	-41.46
Số khoan	BP-58	BP-59	BP-60	BP-61	BP-87	BP-88	BP-89	BP-90	BP-91	BP-92
Tên của lớp đệm	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B
Độ sâu của lớp đệm (m)	-39.4	-39.4	-41.2	-40.5	-39.5	-37.7	-38.0	-47.8	-38.3	-37.6
Chiều dài gắn vào lớp đệm (m)	3.3	3.0	3.4	4.9	4.5	3.9	3.1	3.7	3.7	3.9
Hệ số xác định chiều dài và số cọc ⁽¹⁾	a,b	a,b	a,b	b	b	a,b	a,b	a,b	a,b	b,c,d

※Ghi chú:

(1) Hệ số xác định

a : Chiều dài xuyên tối thiểu vào lớp đệm (Cọc ống thép:3.0m,Cọc khoan nhồi:1.5m)

b : Sức kháng bền

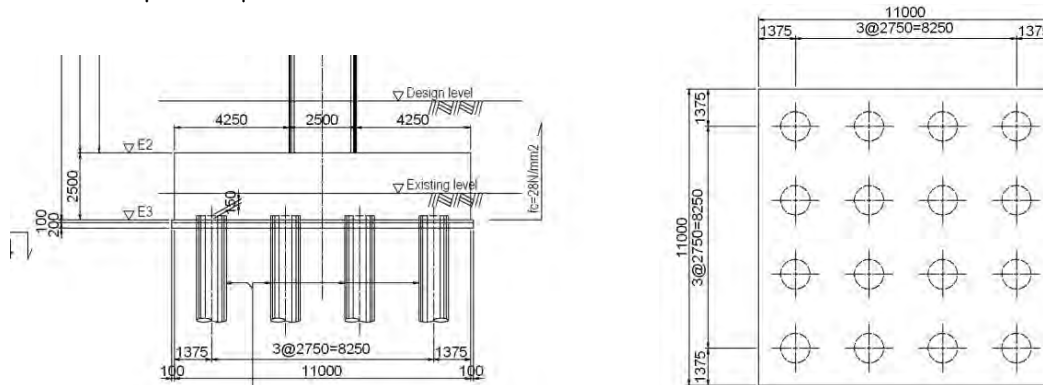
c : Chuyển vị theo phương ngang

d : Chỉ số xác định chuyển vị bên

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

c) Bố trí cọc

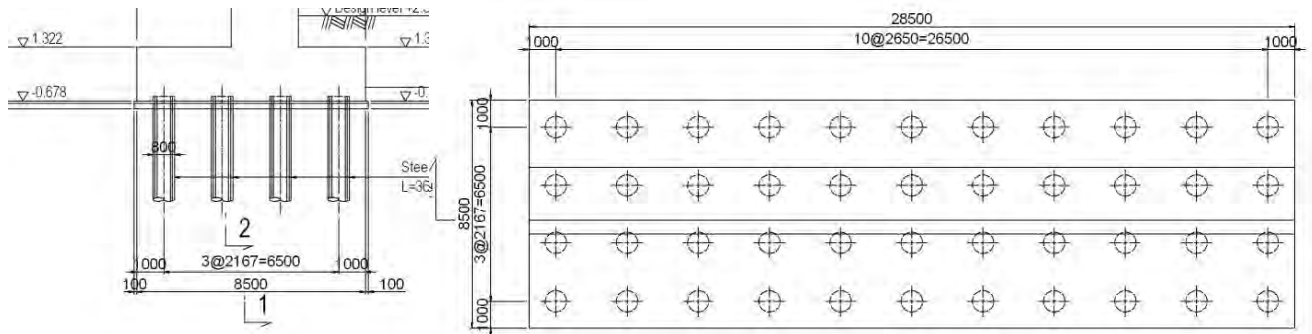
1. Bố trí cọc cho trụ



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-4 Bố trí cọc cho trụ

2. Bố trí cọc cho mô



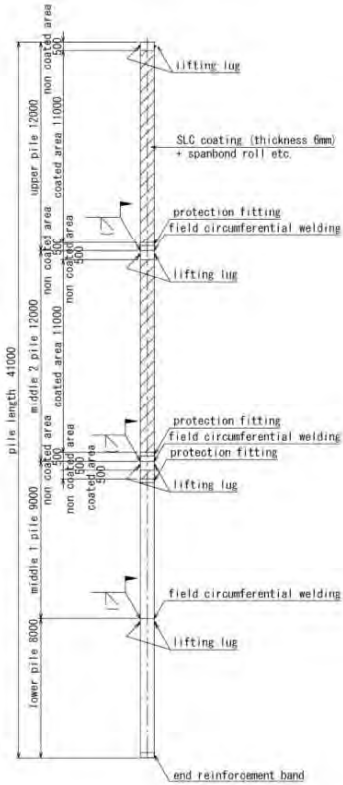
Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-5 Bố trí cọc cho Mô

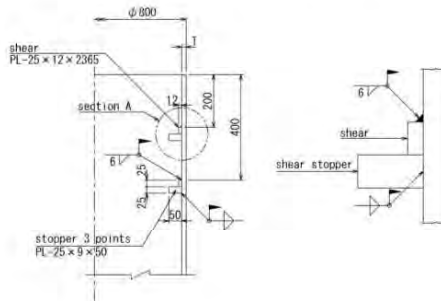
d) Chi tiết cọc ống thép

1. Cọc ống thép D=800mm (mô A2)

pile details S=1:150

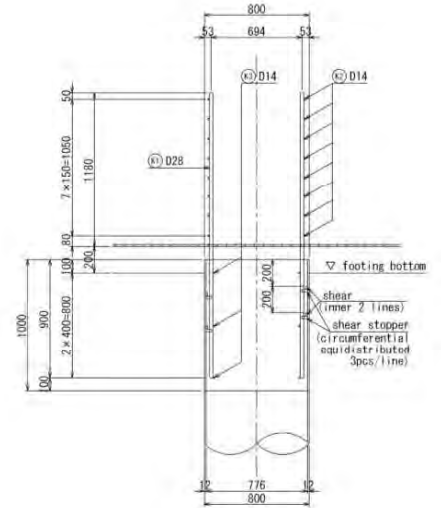


shear details S=1:10

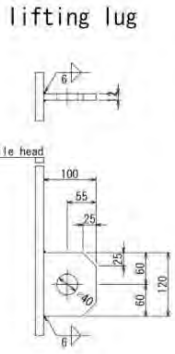


section A details

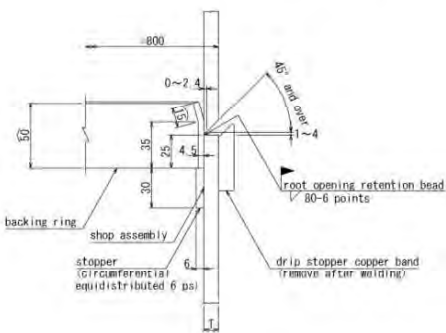
pile head rebar details S=1/20



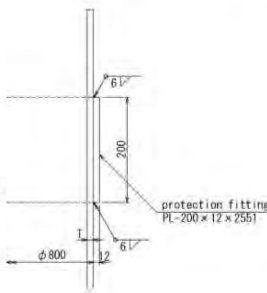
lifting lug details S=1:5



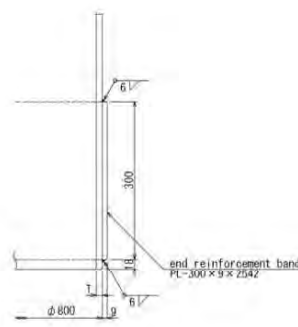
field joint details S=1:2



protection fitting S=1:5



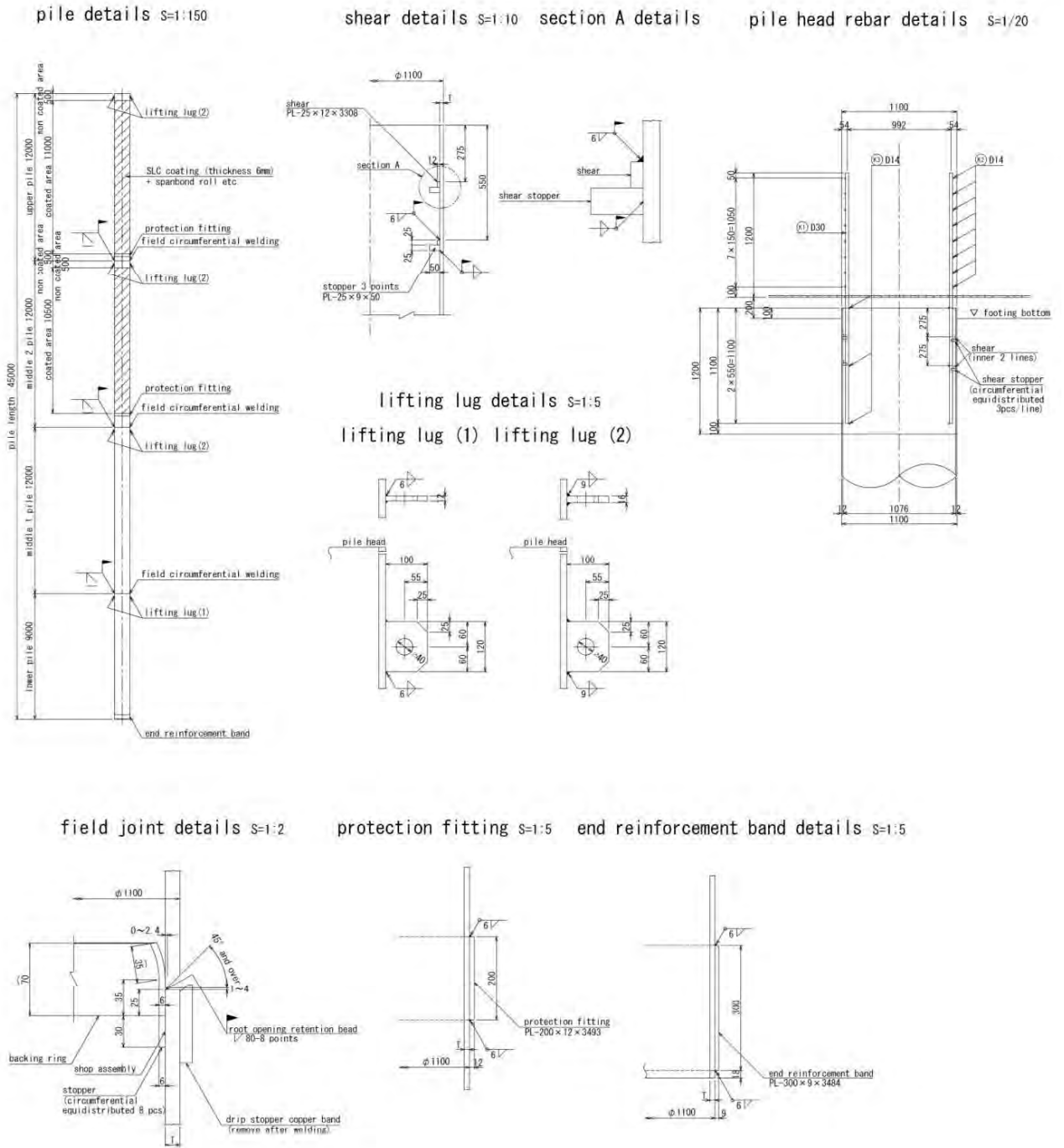
end reinforcement band details S=1:5



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-6 Cọc ống thép D=800mm (mô A2)

2. Cọc ống thép D=1100mm (P8,P9,P53)



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-7 Cọc ống thép D=1100mm (P8,P9,P53)

(2) Cọc khoan nhồi (P61~P75,P79~P82)

1) Vật liệu được sử dụng

1-1. Bê tông

Bê tông : $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$

1-2. Cốt thép

Cốt thép : SD345

2) Điều kiện địa chất

Tham khảo Phần 8.1.4.1

3) Độ sâu xói

Tham khảo 8.1.5.3

4) Kết quả Cọc khoan nhồi

a) Kiểu cọc khoan nhồi

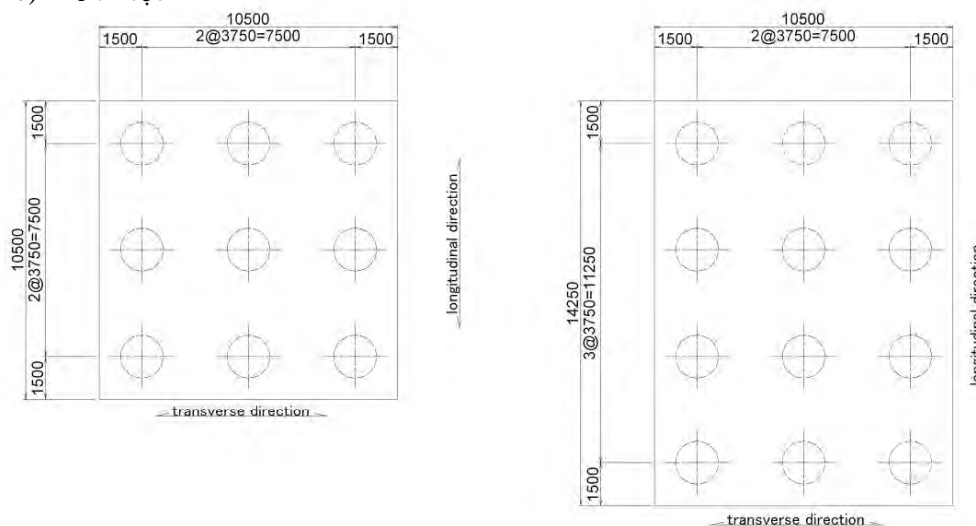
Cọc khoan nhồi được phân loại như sau;

Bảng 8.4.7-13 Kiểu cọc khoan nhồi

TYPE	Pier	Length of pile (m)	Number of pile (nos)
Type1	P63,P67,P68,P69	38.0	9
Type2	P61,P62,P64,P65,P66,P71	39.0	9
Type3	P70	40.0	9
Type4	P82	38.0	12
Type5	P72,P73,P74,P79,P80,P81	39.0	12
Type6	P75	40.0	12

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

b) Bố trí cọc



Bố trí cọc kiểu 1,2,3

Bố trí cọc kiểu 4,5,6

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu

Hình 8.4.7-8 Bố trí cọc

c) Chiều dài cọc khoan nhồi

Bảng 8.4.7-14 Danh mục Cọc khoan nhồi

Số kết cấu phần dưới	P61	P62	P63	P64	P65	P66	P67	P68	P69	P70	P71	P72	P73	P74	P75	P79	P80	P81	P82
Đường kính của cọc (m)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Chiều dài cọc (m)	39.0	39.0	38.0	39.0	39.0	39.0	38.0	38.0	38.0	40.0	39.0	39.0	39.0	39.0	40.0	39.0	39.0	39.0	38.0
Số lượng cọc (chiếc)	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	12	12	12	12	12	12	12	12
Đỉnh cọc	-5.42	-5.60	-5.78	-5.46	-5.75	-5.78	-5.46	-5.61	-5.33	-5.77	-5.49	-5.33	-5.65	-5.47	-5.63	-4.03	-4.48	-4.16	-5.84
Đáy bộ cọc	-5.57	-5.75	-5.93	-5.61	-5.90	-5.93	-5.61	-5.76	-5.48	-5.92	-5.64	-5.48	-5.80	-5.62	-5.78	-4.18	-4.63	-4.31	-5.99
Đáy cọc	-44.42	-44.60	-43.78	-44.46	-44.75	-44.78	-43.46	-43.61	-43.33	-45.77	-44.49	-44.33	-44.65	-44.47	-45.63	-43.03	-43.48	-43.16	-43.84
Số khoan	BP-62	BP-63	BP-64	BP-65	BP-66	BP-67	BP-68	BP-69	BP-70	BP-71	BP-72	BP-73	BP-74	BP-75	BP-76	BP-83	BP-84	BP-85	BP-86
Tên của lớp đệm	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B	12B
Độ sâu của lớp đệm (m)	-41.0	-40.4	-40.0	-40.4	-42.2	-42.9	-40.0	-39.6	-40.3	-42.2	-40.7	-41.1	-41.5	-40.3	-41.0	-38.6	-40.5	-40.2	-39.5
Chiều dài gắn vào lớp đệm (m)	3.4	4.2	3.7	4.0	2.5	1.9	3.5	4.0	3.0	3.5	3.8	3.3	3.2	4.1	4.6	4.4	3.0	3.0	4.4
Hệ số xác định chiều dài và số cọc ⁽¹⁾	b	b	b	b	b	b	b	b	b	b	b	b,c	b,c	b,c	b,c	b,c	b,c	b,c	b,c,d

※Ghi chú:

(1) Hệ số xác định

a : Chiều dài xuyên tối thiểu vào lớp đệm (Cọc ống thép:3.0m,Cọc khoan nhồi:1.5m)

b : Sức kháng bền

c : Chuyển vị theo phương ngang

d : Chỉ số xác định chuyển vị bên

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu