

PHẦN – II

THIẾT KẾ CƠ SỞ

7. TÔN TẠO BÃI CHO KHU VỰC CẢNG VÀ ĐƯỜNG SAU CẢNG

7.1 Điều kiện thiết kế

Các điều kiện thiết kế được xác định nhằm mục đích thực hiện thiết kế cơ sở cho Dự án. Trong quá trình xác định các tiêu chí thiết kế, tiêu chí thiết kế cơ sở được đề xuất từ các nghiên cứu trước đây đã được rà soát thận trọng.

Chương 2 của báo cáo này đã tóm lược số liệu và thông tin về điều kiện khí tượng, hải dương học và địa chất từ các báo cáo nghiên cứu trước đây và số liệu thu thập được từ khảo sát và điều tra khu vực dự án trong thời gian lập nghiên cứu thiết kế chi tiết. Dựa vào những số liệu và thông tin này cũng như nghiên cứu về tiêu chuẩn và quy định thiết kế có thể áp dụng, các điều kiện được áp dụng cho thiết kế các công trình cảng được xác định theo thảo luận ở phần dưới đây.

7.1.1 Các Điều kiện về khai thác công trình

Vòng đời khai thác thiết kế của các công trình cảng được giả thiết là 50 năm.

7.1.2 Điều kiện tự nhiên

1) Điều kiện thủy triều

Điều kiện thủy triều được mô tả trong báo cáo Khảo sát Sơ bộ được tham khảo từ báo cáo Nghiên cứu Khả thi của TEDI. Theo báo cáo NCKT, điều kiện thủy triều thiết kế được xác định bằng phân tích xác suất quá độ dựa trên các số liệu quan trắc mực nước tại Trạm Hòn Dầu từ năm 1974 đến 2004. Trong nghiên cứu này, phân tích xác suất quá độ đã được tiến hành lại có bổ sung số liệu của 5 năm gần đây từ 2005 đến 2009. Kết quả phân tích đã thực hiện trong nghiên cứu này cho thấy mực nước có chu kỳ lặp 100 năm (tương đương với tần suất vượt 1%) tương tự với các phân tích trước đây. Vì vậy, thiết kế chi tiết sử dụng điều kiện thủy triều tương tự như đã trình bày tại báo cáo Nghiên cứu Sơ bộ, như được nêu sau đây.

- Mực nước cao nhất : CD +4,43 m (chu kỳ lặp = 100 năm hoặc tần suất = 1%)
- Mực nước cao thiết kế : CD +3,55 m
- Mực nước trung bình thiết kế : CD +1,95 m
- Mực nước thấp thiết kế : CD +0,43 m
- Mực nước thấp nhất : CD +0,03 m (Quan trắc vào ngày 02/01/1991)

(Ghi chú: CD đề cập ở đây là mực nước hệ Hải đồ, là mực nước gần bằng mực thủy triều thiên văn thấp nhất)

2) Điều kiện sóng

Số liệu về sóng nước sâu thiết kế được mô tả trong báo cáo Nghiên cứu Sơ bộ như sau:

- Chiều cao sóng nước sâu (H_0) : 5,6 m
- Chu kỳ sóng (T_0) : 11,6 giây
- Hướng sóng chủ đạo : Nam sang Đông

(Là sóng nước sâu có chu kỳ lặp 50 năm)

Theo báo cáo Nghiên cứu Sơ bộ, có sự khác nhau giữa sóng nước sâu thiết kế dựa vào phân tích xác suất quá độ từ kết quả nghiên cứu trước và kết quả quan trắc tại trạm Hòn Dầu từ năm 1956 đến 1985. Vì vậy, sóng nước sâu thiết kế đã được phân tích lại trong nghiên cứu này bằng phân tích xác suất sóng quá độ dựa trên số liệu về bão mới nhất trong hơn 50 năm qua. Trong báo cáo này, giá trị tính đã được điều chỉnh dựa trên số liệu quan trắc trong 1 năm tại khu vực ngoài khơi Hải Phòng do TEDI tiến hành từ tháng 7 năm 2005 đến tháng 8 năm 2006.

Điều kiện sóng nước sâu được tóm tắt trong Bảng 7.1.1. Số liệu chi tiết được trình bày trong Chương 2.

Bảng 7.1.1 Điều kiện sóng nước sâu (Tính toán lại)

Chu kỳ lặp (năm)	H_0 (m)	T_0 (giây)
1	2,30	8,3
5	4,11	11,0
10	4,72	11,8
30	5,59	12,8
50	5,96	13,3
100	6,46	13,8

3) Điều kiện động đất

- Hệ số động đất phương ngang $k_h = 0,04g$
- Hệ số động đất phương thẳng $k_v = 0,00g$

Theo TCXDVN 375-2006, khu vực đảo Cát Hải là vùng không bắt buộc phải xem xét tải trọng động đất, do đó, tải trọng động đất không được xem xét đến trong thiết kế này.

4) Điều kiện gió

- Vận tốc gió thiết kế 60 m/giây
- Vận tốc gió khai thác 20 m/giây

5) Điều kiện địa chất

Các hồ khoan thăm dò địa chất đã được thực hiện ngoài khơi được giới thiệu trong Chương 2. Thiết kế phù hợp với điều kiện địa chất hiện tại cho mỗi công trình được xác định dựa trên số liệu địa chất thu được từ mỗi hồ khoan.

7.1.3 Điều kiện tải trọng

Tải trọng thiết kế cho khu vực bến và khu vực đường sau cảng như sau:

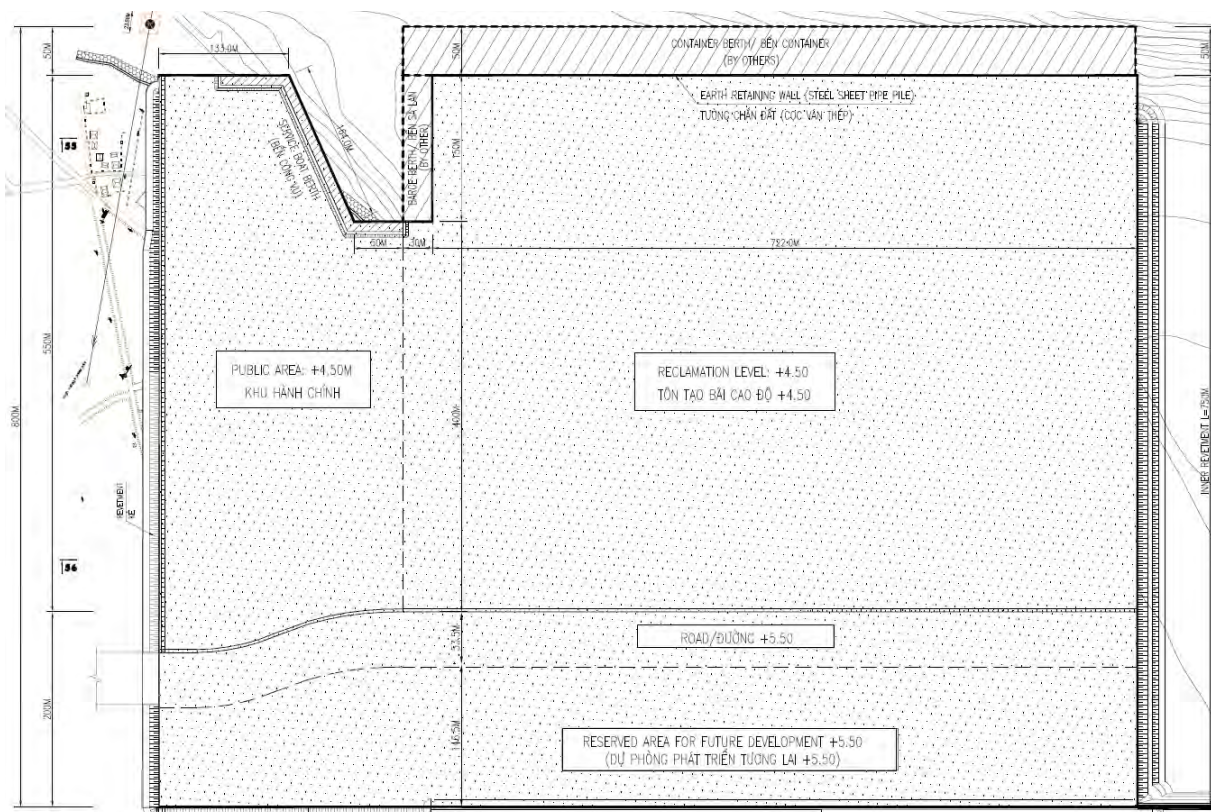
- Khu vực cảng (Bãi công-ten-nơ có hàng): 30kN/m^2
- Khu vực cảng (Bãi công-ten-nơ rỗng): 10kN/m^2
- Khu vực đường sau cảng: 10kN/m^2

7.2 Tôn tạo bãi

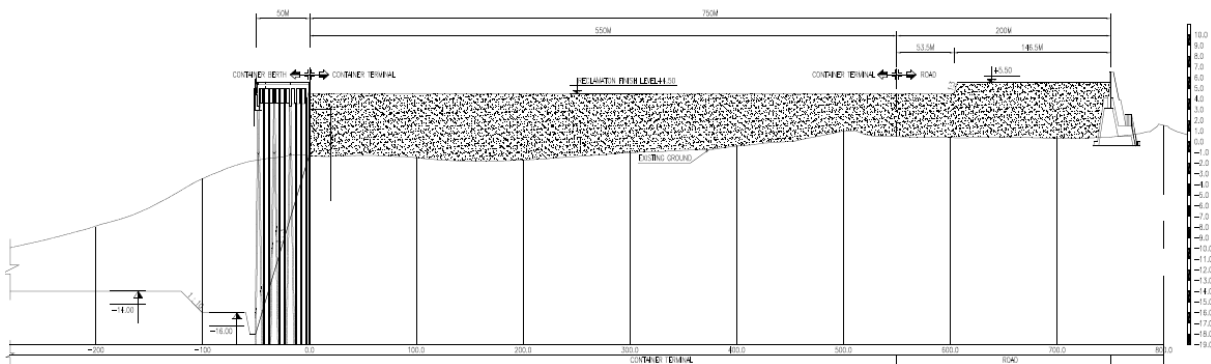
Cao độ tôn tạo hoàn thiện của khu bến trong Hợp phần A của Dự án là CD 4,5m. Công tác tôn tạo và kết cấu mặt bãi từ CD+4,5m đến CD+5,5m sẽ được hoàn thành trong Hợp phần B của Dự án. Đối với khu vực đường sau cảng, khu vực thuộc bước thi công xây dựng đường đầu tiên sẽ được tôn tạo đến CD+4,5m và khu vực còn lại sẽ được đắp đến CD+5,5m. Theo đề xuất, vật liệu sử dụng trong công tác tôn tạo sẽ lấy từ việc nạo vét cát sông. Vật liệu tôn tạo bãi sẽ là vật liệu rời rạc, có các thành phần cỡ hạt tốt và chứa ít hơn 5% khối lượng lọt sàng 74 μm và không bao gồm sỏi và đá. Vật liệu đắp không bao gồm thực vật và rễ cây. Vật liệu phù hợp sẽ không bao gồm đất trồng, rễ cây, thực vật, bùn hữu cơ và các vật liệu khác dễ cháy hoặc phân hủy. Kế hoạch tôn tạo được trình bày trong Hình 7.2.1 là mặt cắt điển hình sẽ được trình bày trong Hình 7.2.2.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.2.1 Mặt bằng tôn tạo bãi



Hình 7.2.2 Mặt cắt điển hình của bãi sẽ tôn tạo

7.3 Xử lý nền đất yếu

7.3.1 Biện pháp xử lý nền đất yếu

Có nhiều biện pháp thi công để xử lý nền đất yếu. Kỹ thuật xử lý nền đất yếu điển hình hiện được sử dụng gồm những biện pháp sau;

- Biện pháp xi măng trộn sâu (DMM)
- Biện pháp cọc cát (SD) có gia tải trước
- Biện pháp bắc thấm đứng có gia tải trước (PVD)
- Biện pháp cọc cát đầm (SCP)
- Biện pháp thay nền cát

Trong số các biện pháp xử lý nền đất yếu, các biện pháp cơ bản sau sẽ được áp dụng để ổn định nền đất: gia tải, thay nền cát, thoát nước đứng, trộn hóa chất sâu, v.v. Các biện pháp này được áp dụng độc lập hoặc kết hợp với nhau.

Mục tiêu của việc xử lý nền đất yếu tại khu vực dự án là nhằm đẩy nhanh quá trình cố kết và giảm độ lún cố kết dư trong quá trình khai thác cảng. Xét điều kiện tự nhiên và mục tiêu sử dụng, phương pháp xử lý nền đất yếu phù hợp cho Dự án Cảng Lạch Huyện đã được nghiên cứu và tóm tắt trong Phụ lục 7.1. Ưu điểm và hạn chế của một số biện pháp đã được rà soát và so sánh về chi phí và tính chất thi công. Các biện pháp được nghiên cứu so sánh như sau:

- Biện pháp xi măng trộn sâu (DMM)
- Biện pháp Bắc thấm đứng bản nhựa (PVD) và Gia tải trước
- Biện pháp cọc cát đầm
- Biện pháp thay nền cát

Đối với Dự án này, khuyến nghị lựa chọn biện pháp kết hợp giữa Bắc thấm đứng và Gia tải do các biện pháp này có thể dễ thực hiện, có chi phí thấp, không gây tác động xấu đến môi trường tự nhiên và môi trường xã hội. Biện pháp này rất phổ biến nhưng độ sâu cắm bắc tối đa đã từng thi công ở Việt Nam là khoảng 30 m. Hiệu quả của của biện pháp Bắc thấm đứng với độ sâu cắm bắc hơn 30 m đã được chứng minh hiệu quả trong nhiều dự án của nước ngoài, và phân tích toán được thể hiện trong Phụ lục 7.1. Vì vậy, biện pháp Bắc thấm đứng bản nhựa (PVD) sẽ được áp dụng cho dự án với điều kiện phải lựa chọn vật liệu và thiết bị tối ưu cũng như giám sát một cách hợp lý.

7.3.2 Xử lý nền đất yếu dọc theo tường bến

Ngoài biện pháp Bắc thấm đứng (PVD), thì biện pháp Cọc Xi măng Đất (CDM) được áp dụng cho khu vực ngay sau bến công-ten-nơ nơi có tường chắn đất được xây để bảo vệ đất san lấp. Lý do lựa chọn biện pháp Cọc Xi măng đất (CDM) như sau:

- Dự kiến sẽ sử dụng dải đất sét ngay sau bến công-ten-nơ để làm bãi tạm phục vụ thi công bến công-ten-nơ do hợp phần do tư nhân đầu tư. Cần bàn giao dải đất này cho nhà đầu tư tư nhân trong thời gian sớm nhất để họ bắt đầu và hoàn thành việc xây dựng bến công-ten-nơ.
- Tường chắn đất cho kết cấu bến cần được thiết kế có kết hợp với biện pháp xử lý nền đất yếu cho khu đất sau tường. Do địa chất tại đây là đất yếu, nên áp lực đất chủ động tác động lên kết cấu tường chắn đất đứng bằng cọc ván thép là khá lớn nếu nền đất yếu không được xử lý. Nhìn chung, tường chắn đất sẽ không ổn định trừ phi quan hệ giữa áp lực quá tải lên tường chắn ($\gamma h + w$) và lực dính của đất sét (lực dính của sét: C) thỏa mãn điều kiện sau.

$$\Sigma(\gamma h + w) - 4C < 0$$

Trong thời gian Khảo sát Sơ bộ, quan hệ trên đã được tính toán cho tường chắn đất sau bến công-ten-nơ và sau bến sà lan. Kết quả tính được trình bày trong Bảng 7.3.1, cho thấy nhất thiết phải xử lý nền đất yếu hiện tại để giữ tường chắn đất kiểu cọc ván thép được ổn định. Về biện pháp xử lý nền đất yếu nền đất hiện tại, nếu sử dụng biện pháp PVD để tăng lực dính của đất sét bằng thì hiệu quả sẽ rất hạn chế do nền đất tự nhiên là đã quá cố kết, nên khuyến nghị áp dụng biện pháp khác.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Bảng 7.3.1 Độ ổn định của tường chắn đất cọc ván thép dạng đứng

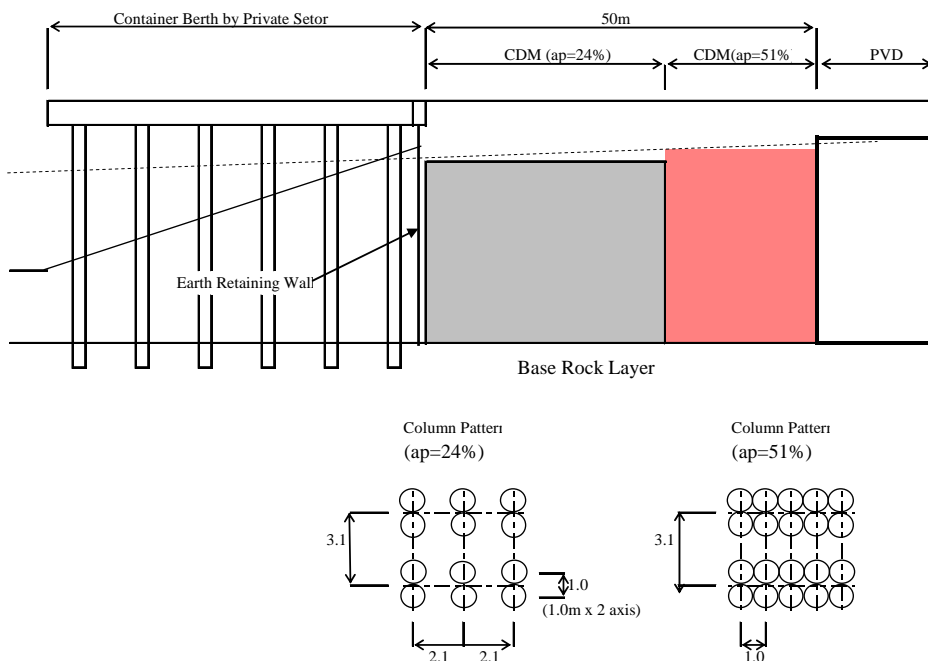
Tải trọng (w) (kN/m ²)	Cao trình mặt đất tự nhiên sau tường chắn (CDL) (m)	Cao trình mặt đất tự nhiên trước tường chắn (CDL) (m)	Lực dính cố kết (C) (kN/m ²)	$\Sigma(\gamma h+w)-4C$ (kN/m ²)	Đánh giá
35	+6,0	+3,5	22	$2,5 \times 18 + 35 - 4 \times 22 = -8$	<0 Ổn định
35		+3,0	22	$3,0 \times 18 + 35 - 4 \times 22 = +1$	>0 Không ổn định
35	+5,5	+3,0	22	$2,5 \times 18 + 35 - 4 \times 22 = -8$	<0 Ổn định
35		+2,5	22	$3,0 \times 18 + 35 - 4 \times 22 = +1$	>0 Không ổn định

Nguồn: Khảo sát sơ bộ Xây dựng Hạ tầng Cảng Lạch Huyện tại Việt Nam

Vì vậy, biện pháp cọc xi măng đất (CDM) được thiết kế cho dải đất sát sau bến công-ten-nơ và bến sà lan trên cơ sở xem xét tới hiệu quả và mục đích công trình như sau.

- Nhằm bàn giao khu vực đã tôn tạo sau bến cho nhà đầu tư tư nhân trong thời gian sớm nhất để bắt đầu thi công và hoàn thành thi công xây dựng bến,
- Nhằm giảm áp lực đất chủ động lên tường chắn đất bằng cọc ván thép đứng được đặt ngay sau bến công-ten-nơ có dạng kết cấu bến hở, và
- Nhằm rút ngắn thời gian thi công tổng thể của hạng mục xử lý nền đất yếu cho Khu vực cảng, áp dụng kết hợp giữa biện pháp PVD và biện pháp CDM.

Trong Nghiên cứu Sơ bộ, dải đất rộng 50m sát sau bến công-ten-nơ và bến sà lan được chia thành 2 dải: dải rộng 30m sát sau tường chắn đất sẽ được xử lý bằng Cọc xi măng đất có tỷ lệ gia cố thấp (AliCC, tỷ lệ gia cố 24%), dải còn lại rộng 20m, tiếp giáp với khu vực sẽ xử lý bằng PVD thì được xử lý bằng biện pháp (CDM) (tỷ lệ gia cố 51%) để chống lại hiện tượng biến dạng ngang của nền đất sẽ xuất hiện trong quá trình cố kết khi xử lý nền bằng PVD kết hợp gia tải trước (xem Hình 7.3.1).



Hình 7.3.1 Bố trí của biện pháp cọc xi măng đất (Nghiên cứu sơ bộ)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

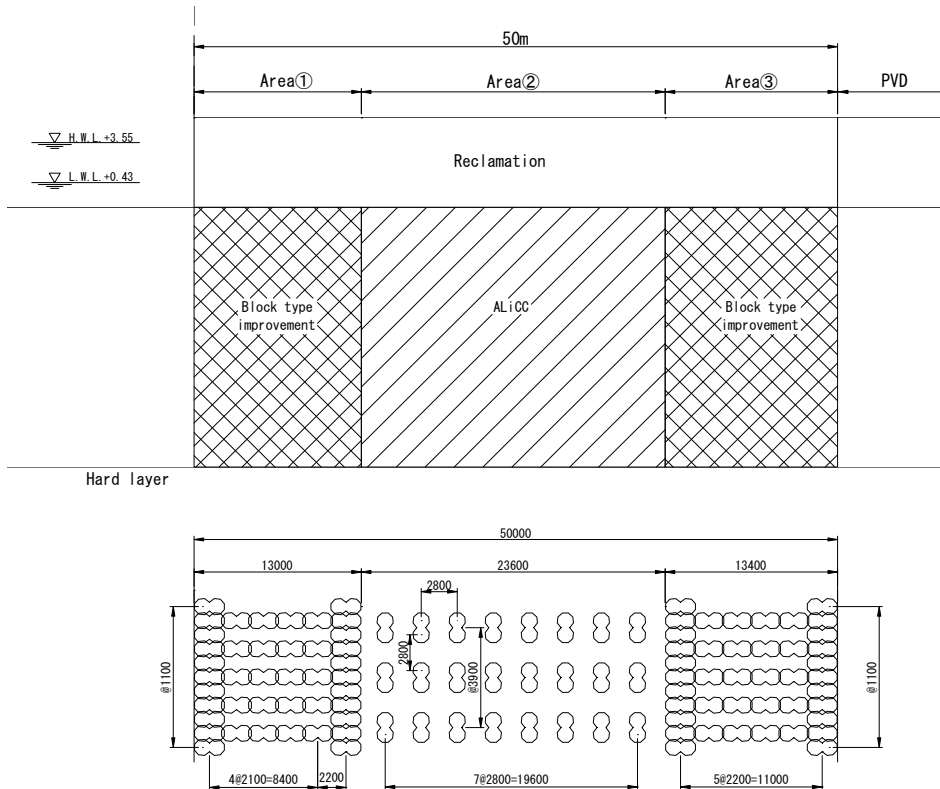
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Trong Nghiên cứu TKCT, mặt bằng bố trí cọc xi măng đất được đề xuất trong Nghiên cứu Sơ bộ có thể có rủi ro về kỹ thuật, như được trình bày dưới đây:

- Không chắc chắn rằng các cọc ALiCC sẽ có hiệu quả tốt trong việc giảm áp lực đất chủ động lên tường chắn đất.

Do đó, mặt bằng bố trí cọc xi măng đất đã được xem xét lại, và tường CDM được thiết kế ngay sau tường chắn đất để đảm bảo được sự giảm áp lực đất chủ động lên tường chắn đất, thiết kế này được trình bày trong Hình 7.3.2. Mặt bằng bố trí cọc xi măng đất theo thiết kế này như sau:

- Dải đất 13m từ sát sau tường chắn đất trở vào: tường CDM (tỷ lệ gia cố: 51%)
- Dải đất từ 13m – 36,6m tính từ tường chắn đất trở vào: ALiCC (tỷ lệ gia cố: 24%)
- Dải đất từ 36,6m – 50m tính từ tường chắn đất trở vào: tường CDM : (tỷ lệ gia cố: 51%)



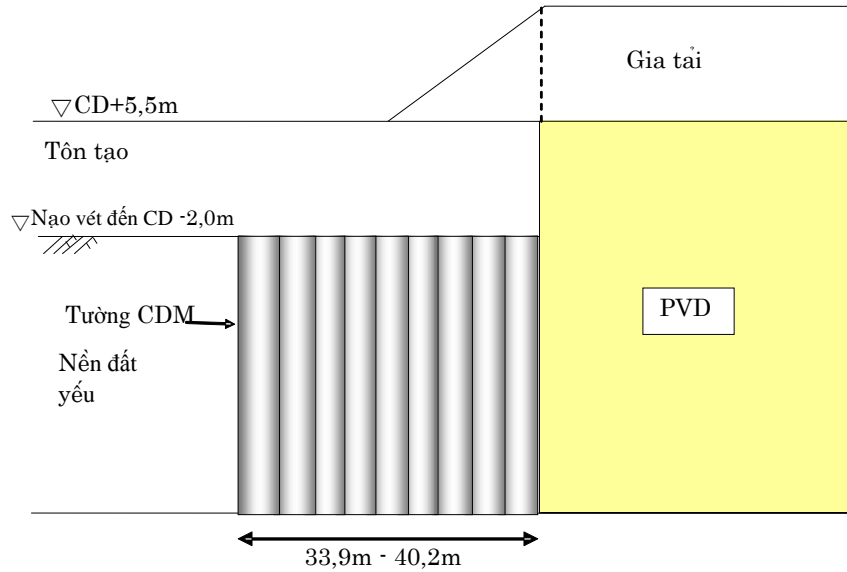
Hình 7.3.2 Phương án bố trí Cọc xi măng đất đề xuất (Bước thiết kế chi tiết)

Trong quá trình nghiên cứu, Ban hỗ trợ kỹ thuật Nhật Bản do Tiến sĩ Asaoka đứng đầu đã được thành lập để kiểm tra thiết kế xử lý nền đất yếu do Đoàn nghiên cứu JICA đề xuất. Ban hỗ trợ đã nêu ý kiến để kiểm tra mặt bằng bố trí cọc xi măng đất đề xuất như sau:

- Tỷ lệ giữa chiều rộng và chiều cao của tường CDM phải bằng hoặc lớn hơn 1.
- Không cần bố trí kiểu ALiCC vì chưa có trường hợp nào đã kết hợp giữa ALiCC và PVD.
- Nên kết hợp giữa biện pháp CDM và PVD và đã có trường hợp sử dụng cách kết hợp này.
- Tư vấn nên kiểm tra tính toán CDM một cách cẩn thận để đảm bảo hệ số an toàn cho công trình.

Cách bố trí cọc CDM đã được kiểm tra lại để phản ánh ý kiến của Ban hỗ trợ kỹ thuật Nhật Bản do Tiến sĩ Asaoka đứng đầu, như được trình bày trong Hình 7.3.3, đây là thiết kế đề xuất cuối cùng. Mặt bằng bố trí cọc CDM như sau:

- Dải đất sau tường chắn đất : tường CDM (tỷ lệ gia cố: 51,7%)
- Chiều rộng CDM : 33,9m – 40,2m (tùy vào điều kiện địa chất)

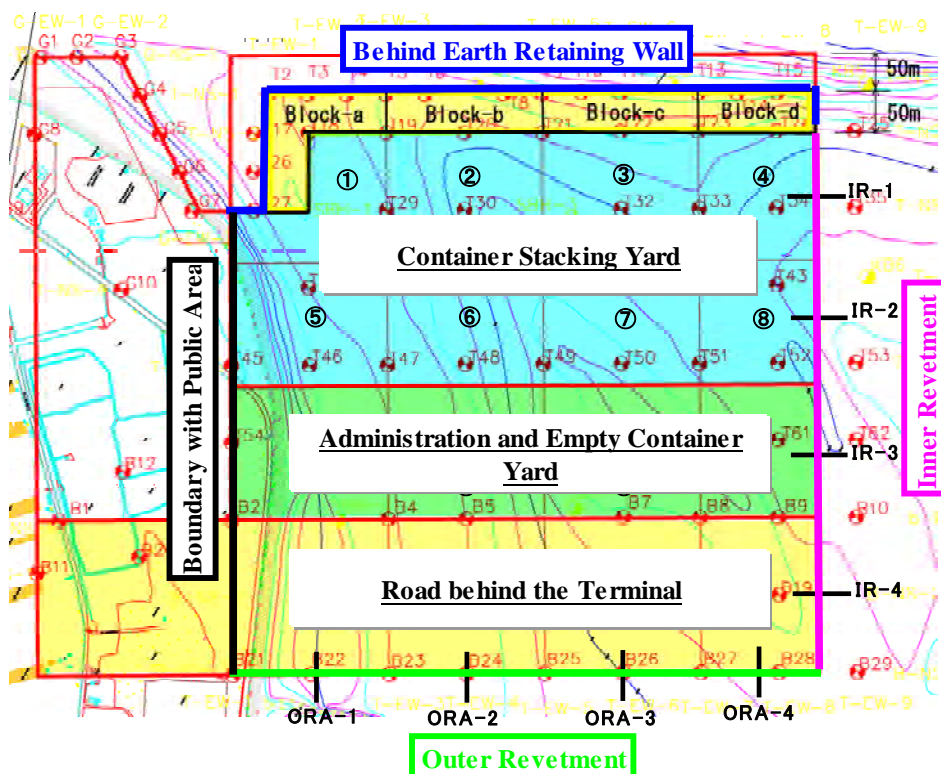


Hình 7.3.3 Phương án bố trí cọc CDM đề xuất

Sau đây là thiết kế xử lý nền bằng cọc CDM áp dụng cho dải đất sát sau tường chắn đất với sự bố trí cọc đề xuất cuối cùng như được trình bày trong Hình 7.3.3.

1) Khái quát

Khu vực mục tiêu được nghiên cứu là “Dải đất sau tường chắn đất” được minh họa trong Hình 7.3.4. Trong nghiên cứu này, thiết kế xử lý nền đất yếu được thực hiện để xác định hiệu quả xử lý dự kiến, được trình bày trong Bảng 7.3.2.



Hình 7.3.4 Mặt bằng khu vực được kiểm tra thiết kế biện pháp CDM

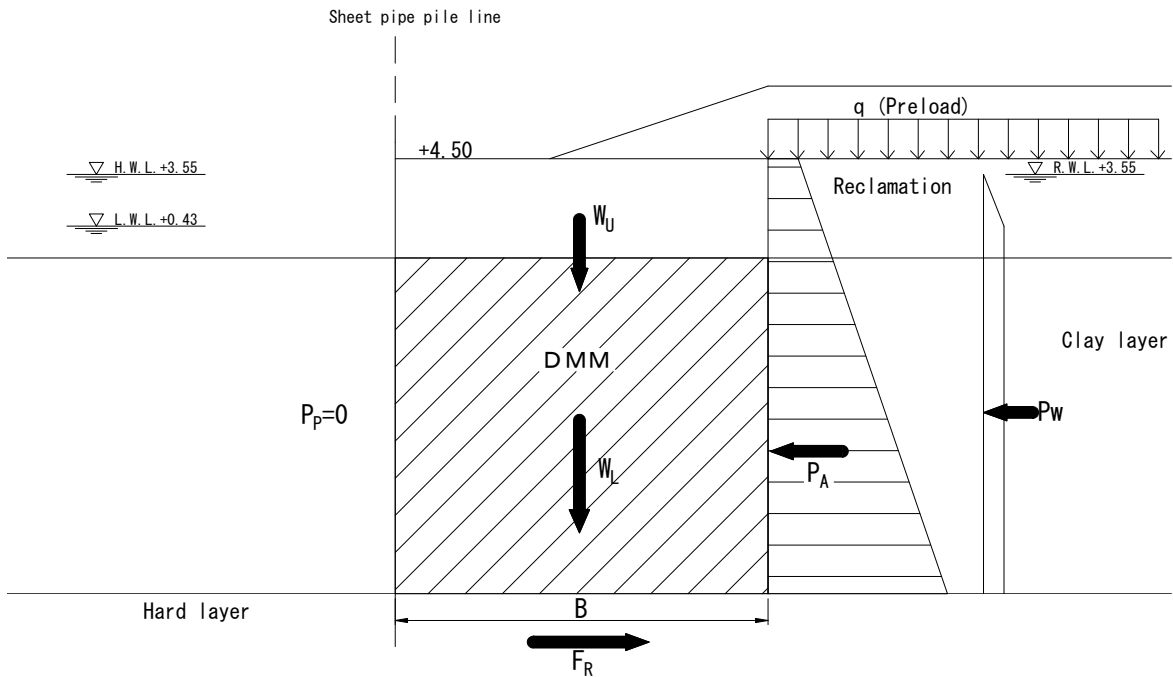
Bảng 7.3.2 Kế hoạch xử lý nền bằng cọc CDM

Khu vực	Dạng kết cấu	Mục đích xử lý nền
- Dải đất sau tường chắn đất	tường CDM	- Giảm lún - Giảm áp lực đất chủ động lên tường chắn đất

2) Kiểm tra tường CDM để xử lý nền đất yếu

Mục đích áp dụng “tường CDM” để xử lý nền cho dải đất sát sau tường chắn đất là để giảm áp lực đất chủ động lên tường chắn đất. Chiều rộng của kết cấu “tường CDM” sẽ được tính toán để tránh phá hoại trượt và lật dưới áp lực đất chủ động lên sau tường chắn đất. Mô hình để tính toán kiểm tra được trình bày trong Hình 7.3.5. Điều kiện cơ sở để tính toán kiểm tra được giả thiết như sau:

- Tường CDM để xử lý nền dải đất sát sau tường chắn đất sẽ được thi công bằng các tàu chuyên dụng. Độ ổn định của tường CDM được tính toán cho thời gian chất tải chờ lún tại dải đất sát sau tường chắn đất và bãi đã được tôn tạo tới cao trình CD4,5m.
- Không xét đến áp lực đất bị động phía trước tác động lên dải đất được xử lý bằng cọc CDM.



DMM: biện pháp xi măng trộn sâu là đề cập đến biện pháp xử lý nền cho dải đất sát sau tường chắn đất bằng Khối CDM

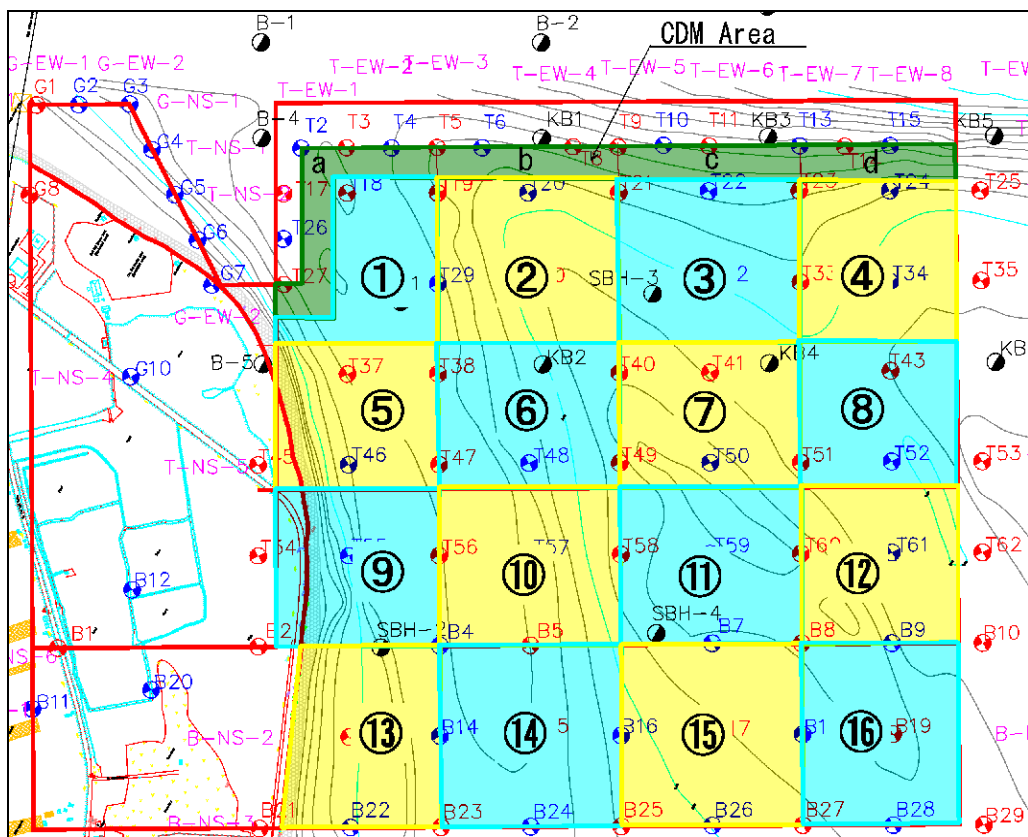
Hình 7.3.5 Mô hình để tính toán kiểm tra (Dải đất sát sau tường chắn đất)

a) Điều kiện địa chất

Điều kiện địa chất áp dụng trong nghiên cứu này dựa trên kết quả khảo sát địa chất thực hiện trong “Nghiên cứu thiết kế chi tiết Dự án xây dựng Hạ tầng cảng Lạch Huyện”. Khu vực được xử lý nền được chia thành các phân khu như trong Hình 7.3.6. Điều kiện địa chất để kiểm tra khối CDM để xử lý nền cho dải đất sát sau tường chắn đất được thể hiện theo các phân khu, “Phân khu a” đến “Phân khu d” và Phân khu ① trong cùng hình vẽ nêu trên.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.6 Mặt bằng phân khu nghiên cứu để tính toán cọc CDM

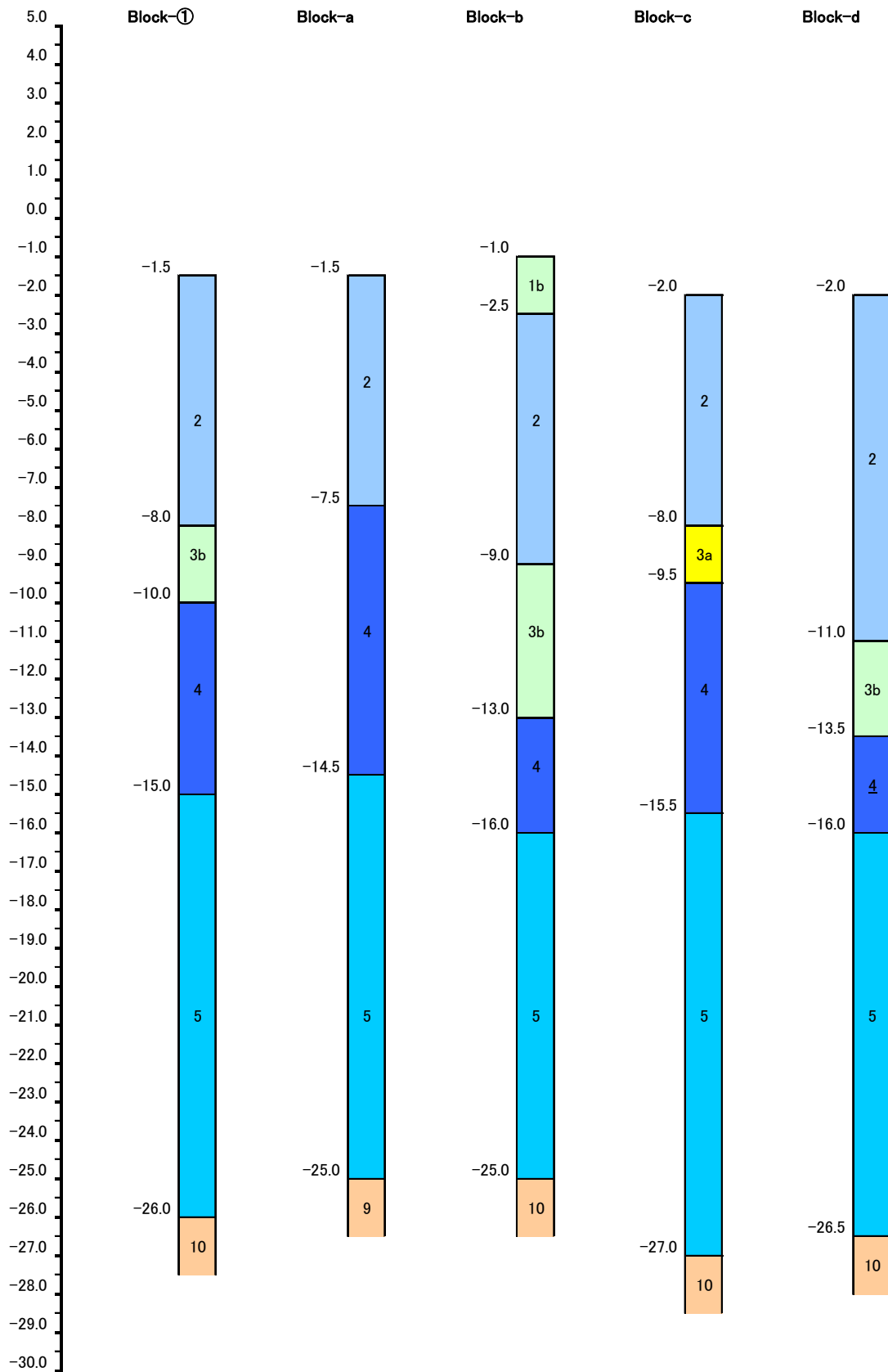
Mẫu các lớp đất của mỗi phân khu sử dụng để kiểm tra được minh họa trong Hình 7.3.7. Đặc điểm của mỗi lớp đất được tổng hợp trong Bảng 7.3.3 và các chỉ tiêu về đất để thiết kế được tổng hợp trong Bảng 7.3.4.

Bảng 7.3.3 Phân chia địa tầng

Tên lớp đất		Màu	Giá trị trung bình N	Độ sâu phân bố C.D.L (m)	Bề dày (m)
1a	Cát rời rạc, cát pha (SP/SP-SC)	Xám, xám nhạt	4,1	GL đến -1,4m	0,3m đến 4,5m
1b	Sét pha cát (CL/SC)	Xám đen, xám nâu, xám	0,7	-0,8m đến -0,4m	1,2m đến 7,8m
2	Sét béo lẫn cát pha (CH)	Xám, xám vàng nâu	1,0	-2,7m đến -8,0m	2,2m đến 11,3
3a	Cát (SP)	Xám nhạt và xám xanh	4,4	-7,5m đến -9,7m	1,2m đến 4,8m
3b	Cát pha/Sét pha cát (CL/SC)	Xám vàng, xám	4,8	-8,2m đến -12,2m	0,8m đến 8,7m
3c	Cát (SP/SP-SC)	Xám vàng, xám	5,8	-10,9m đến -14,4m	0,5m đến 7,2m
4	Sét gãy pha cát dẻo cứng (CL)	Nâu đỏ, nâu vàng	10,3	-12,0m đến -15,6m	0,5m đến 9,5m
5	Sét béo lẫn cát pha (CH)	Xám, xám vàng	5,7	-15,3m đến -26,2m	3,9m đến 18,3m
9	Cát kết phong hóa hoàn toàn	Nâu đỏ, nâu vàng	-	-26,0m đến -27,9m	0,2m đến 5,0m
10	Bột đá/sét kết phong hóa vừa	Nâu đỏ, nâu vàng	-	-26,6m đến -29,7m	2,5m đến 5,5m

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.7 Mô hình các lớp đất được sử dụng để kiểm tra (dải đất sát sau tường chắn đất)

Bảng 7.3.4 Chỉ tiêu về đất để thiết kế biện pháp CDM

Design Parameres

Layer No.	Typical Soil Type	SPT-N	γ (kN/m3)	γ' (kN/m3)	C_u (kN/m2)	ϕ (°)	C_c	C_r	C_α (%)	P_c (kN/m2)	e_0	C_v (OC) $\times 10^{-3}$ (cm2/s)	C_v (NC) $\times 10^{-3}$ (cm2/s)	C_u/P for NC
1a	SP	4	18.0	8.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
1b	CL	5	18.0	8.0	15	0.0	0.30	0.07	0.4	80	1.05	1.20	1.20	0.30
2	CH	1	17.0	7.0	15	0.0	0.60	0.12	0.7	80	1.45	1.00	0.60	0.30
3a	SP	4	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
3b	CL	5	19.0	9.0	25	0.0	0.25	0.05	0.4	$\Sigma\gamma'z+50$	0.80	1.20	1.20	0.30
3c	SP	6	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
4	CH, CL	10	19.0	9.0	50	0.0	0.35	0.04	0.6	$\Sigma\gamma'z+100$	0.85	1.20	0.80	0.30
5	CH	6	17.5	7.5	40	0.0	0.60	0.08	0.8	$\Sigma\gamma'z+75$	1.20	2.20	0.80	0.30
fill, Emb	S	-	18.0	10.0	0	30.0	-	-	-	-	-	-	-	-

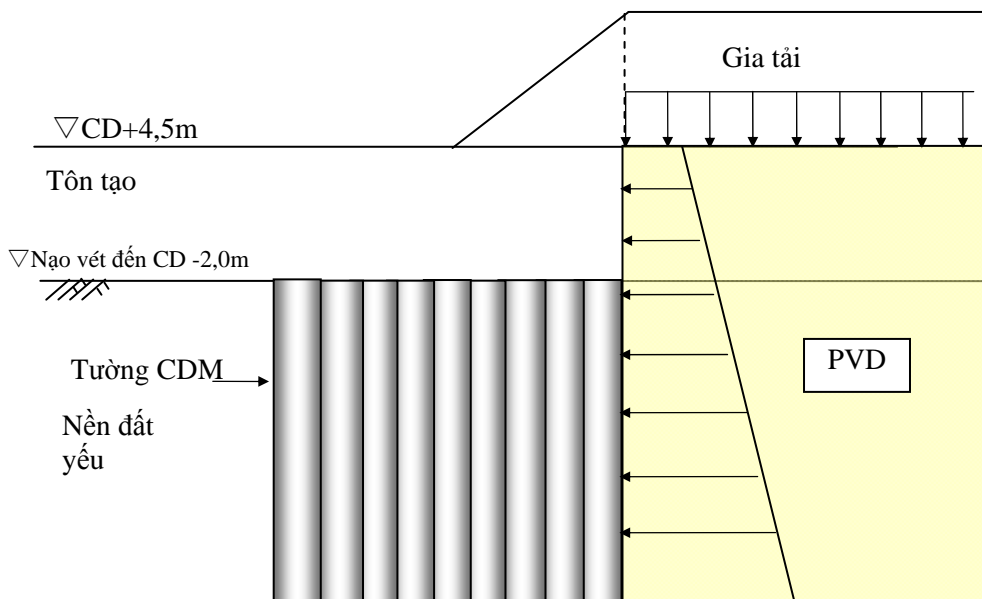
*NC: Normal consolidated State OC: Over consolidated State

b) Điều kiện tải trọng

Tải trọng của khối đắp gia tải tại khu vực sau dải đất được xử lý bằng tường CDM được xét trong tính toán. Tải trọng của khối đắp gia tải được tổng hợp trong Bảng 7.3.5 and và mô hình thể hiện điều kiện tải trọng được minh họa trong Hình 7.3.8.

Bảng 7.3.5 Tải trọng khối đắp gia tải

Phân khu	Cao trình chất tải	Chiều cao chất tải (m)	Tải trọng q (kN/m ²)
①	CD+8,9m	4,4	79,2
a	CD+8,9m	4,4	79,2
b	CD+8,4m	3,9	70,2
c	CD+8,6m	4,1	73,8
d	CD+8,6m	4,1	73,8



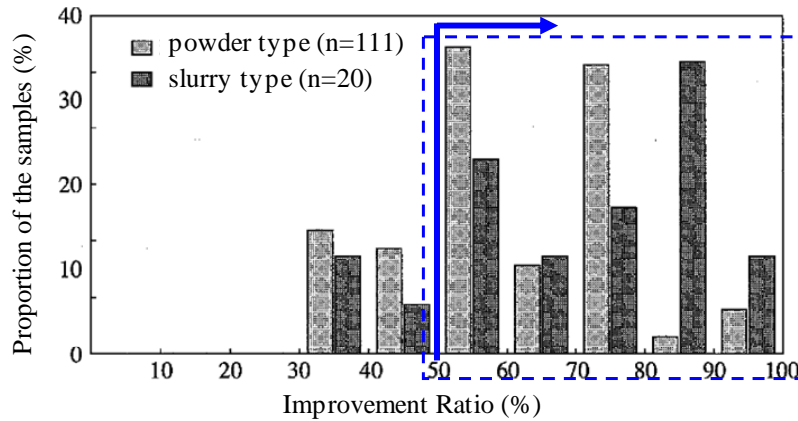
Hình 7.3.8 Mô hình điều kiện tải trọng (tại thời gian gia tải)

c) Điều kiện tính toán

i) Điều kiện và yêu cầu kỹ thuật của cọc xi măng đất

- Cường độ chịu nén thiết kế của cọc xi măng đất: 600kN/m^2
- Đáy cọc: tới mặt trên của tầng đất chịu lực (Lớp đất 9 hoặc 10)
- Đường kính cọc là $\phi 1.300\text{mm}$ - Kiểu cọc đôi chông mí được thi công bởi mũi khoan đôi.
- Tỷ lệ gia cố:

Tỷ lệ gia cố được xác định là 50% sau khi đã tham khảo kinh nghiệm thực tế, như trình bày trong Hình 7.3.9 trong đó có thể thấy CDM được ứng dụng để nền đất dưới mô cầu không bị chuyển vị ngang.



Nguồn: “Sổ tay Thiết kế và Thi công cọc xi măng trộn sâu cho công trình trên cạn (Bản sửa đổi)” (Tháng 3, 2004, Trung tâm nghiên cứu công trình công cộng) Trang 248

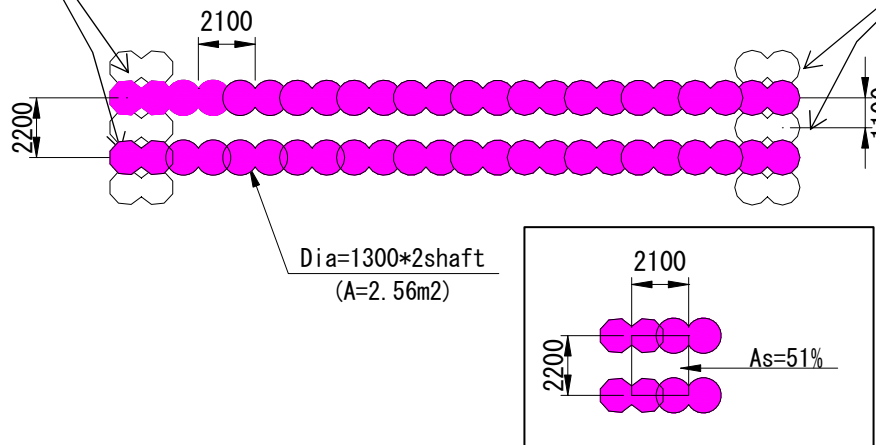
Hình 7.3.9 Tỷ lệ gia cố/Kinh nghiệm thực tế về ứng dụng CDM để ngăn sự chuyển vị ngang của nền đất dưới mô cầu

- Bố trí cọc xi măng đất:

Về cơ bản các cọc CDM được bố trí chông mí tạo thành tường CDM phía trước và phía sau của dải đất được xử lý bằng cọc xi măng đất để tăng cường độ chịu lực của toàn bộ dải đất này. Theo kết quả tính toán về chiều rộng tối thiểu của dải đất được xử lý bằng cọc xi măng đất và tỷ lệ gia cố, sự bố trí cơ bản của cọc xi măng đất được xác định như nêu tại Hình 7.3.10.

Cọc CDM được thiết kế để hợp nhất đầu 2 tường cọc

Cọc CDM được thiết kế để hợp nhất đầu 2 tường cọc



Hình 7.3.10 Bố trí điển hình của các cọc CDM tại dải đất sát sau tường chắn đất

ii) Mục nước

Mục nước dư (R.W.L) được giả thiết là bằng với mục nước cao CD+3,55m trong tính toán sau.

$$R.W.L = H.W.L: CD+3,55m$$

iii) Điều kiện lớp đất đáy

Lớp đất đáy được giả thiết là cát có $\phi=35^\circ$ ($\mu = \tan\phi = 0,57$).

iv) Hệ số an toàn yêu cầu

Áp dụng hệ số an toàn như sau:

- Chống trượt lớn hơn 1,10
- Chống lật lớn hơn 1,10

d) Phương pháp tính toán

Hệ số an toàn chống lật được tính toán dựa trên mô hình nghiên cứu thể hiện trong Hình 7.3.5 theo công thức sau:

$$F_s = F_R / P_A$$

Trong đó,

- F_s : Hệ số an toàn chống trượt (phải trên 1,1)
- F_R : Lực chống trượt tối thiểu ($\mu(W_U+W_L)$, B x τ)
- P_A : Áp lực đất chủ động tác động lên khu vực được xử lý
- μ : Hệ số ma sát ϕ (ϕ : góc ma sát trong của lớp đất đáy)
- W_U : Khối lượng của khu vực được xử lý
- W_L : Tải trọng gia tải tác động lên khu vực được xử lý
- B: Chiều rộng của khu vực được xử lý
- τ : Cường độ biến dạng của khu vực được xử lý

Hệ số an toàn chống lật được tính toán dựa trên mô hình nghiên cứu thể hiện trong Hình 7.3.5 theo công thức sau:

$$F_s = \Sigma M_R / \Sigma M_A$$

Trong đó,

- F_s : Hệ số an toàn chống trượt (phải trên 1,2)
- ΣM_R : Tổng mômen giữ
- ΣM_A : Tổng mômen lật

Áp lực đất chủ động được tính toán theo phương pháp trong “Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải đối với Công trình cảng và bến cảng tại Nhật Bản” (Tháng 7, 2007, Viện Nghiên cứu Phát triển vùng duyên hải Nhật Bản).

- Áp lực đất tại lớp cát

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \delta) \sin(\phi_i - \beta)}}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

Trong đó,

- P_{ai} : Áp lực đất chủ động lên tường chắn tại đáy lớp đất thứ “i” (kN/m²)
- ϕ_i : Góc nội ma sát tại lớp đất thứ “i”(°)
- γ_i : Dung trọng đất của lớp đất thứ “i”(kN/m³)
- h_i : Chiều dày của lớp đất thứ “i”(m)
- K_{ai} : Hệ số áp lực đất chủ động lên lớp đất thứ “i”
- ψ : Góc giữa tường và phương đứng (°)
- β : Góc giữa mặt đất tự nhiên và phương ngang (°)
- δ : Góc ma sát giữa cát san lấp và tường (°)
- ξ_i : Góc phá hoại tính từ phương ngang tại lớp đất thứ “i”(°)
- ω : Tải trọng lên mặt đất tự nhiên tính trên một đơn vị diện tích (kN/m²)

- Áp lực đất tại lớp sét

$$p_a = \sum \gamma_i h_i + \omega - 2c$$

Trong đó,

- p_a : Áp lực đất chủ động lên tường tại đáy của mỗi lớp đất (kN/m²)
- γ_i : Dung trọng đất tại lớp đất thứ “i”(kN/m³)
- h_i : Chiều dày lớp đất thứ “i”(m)
- ω : Tải trọng lên mặt đất tự nhiên tính trên một đơn vị diện tích (kN/m²)
- c : Lực dính (kNm²)

e) Kết quả tính toán

Kết quả tính toán độ ổn định cho từng phân khu được trình bày trong Bảng 7.3.6. Bề rộng của loại tường xử lý nền được trình bày trong Bảng 7.3.6 được quyết định để thỏa mãn hệ số an toàn chống trượt và chống lật yêu cầu. Chi tiết bảng tính toán ổn định cho từng phân khu được trình bày trong Phụ lục 7-3.

Bảng 7.3.6 Kết quả tính toán độ ổn định chống trượt (phía sau tường chắn đất)

Phân khu	Thông số DMM				Kiểm tra chống trượt		Kiểm tra chống lật	
	Chiều dài cọc (m)	Bề ngang cọc (m)	Cường độ Thiết kế (kN/m ²)	Tỷ lệ xử lý (%)	Hệ số an toàn	Đánh giá	Hệ số an toàn	Đánh giá
①	24,0	38,1	600	51,7	1,109	>1,1 OK	3,049	>1,1 OK
a	23,0	33,9	600	51,7	1,102	>1,1 OK	2,746	>1,1 OK
b	23,0	36,0	600	51,7	1,103	>1,1 OK	2,844	>1,1 OK
c	25,0	38,1	600	51,7	1,106	>1,1 OK	3,110	>1,1 OK
d	24,5	40,2	600	51,7	1,141	>1,1 OK	3,206	>1,1 OK

3) Tính toán độ ổn định của toàn bộ hệ thống kết cấu

a) Điều kiện tính toán

Phân tích trượt cung tròn cho toàn bộ hệ thống kết cấu được thực hiện vào giai đoạn chờ lún và giai đoạn khai thác. Điều kiện tính toán được trình bày như sau:

- Hệ số an toàn giai đoạn chờ lún : lớn hơn 1,10
- giai đoạn khai thác : lớn hơn 1,30
- Tải trọng khai thác : 0 vào giai đoạn chờ lún
- : 30kN/m² vào giai đoạn khai thác

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

- Cường độ của nền đất yếu tăng lên do biện pháp PVD : không xem xét đến
- Cường độ kháng cắt của dải đất được xử lý tường CDM được tính toán bằng công thức sau:

$$\tau = a_p \times q_{uck} / 2$$

Trong đó,

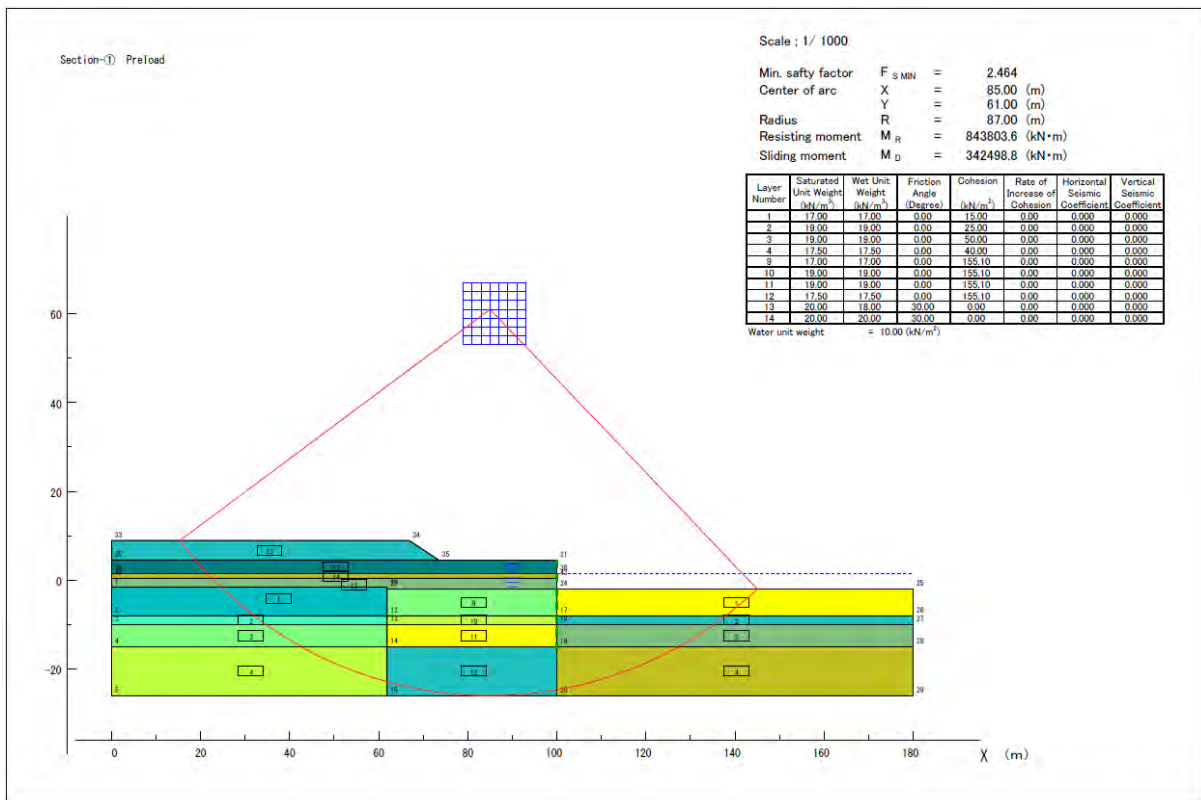
- τ : Cường độ kháng cắt trung bình của dải đất được xử lý tường CDM
- a_p : Tỷ lệ gia cố
- q_{uck} : Cường độ chịu nén thiết kế của cọc

b) Kết quả tính toán

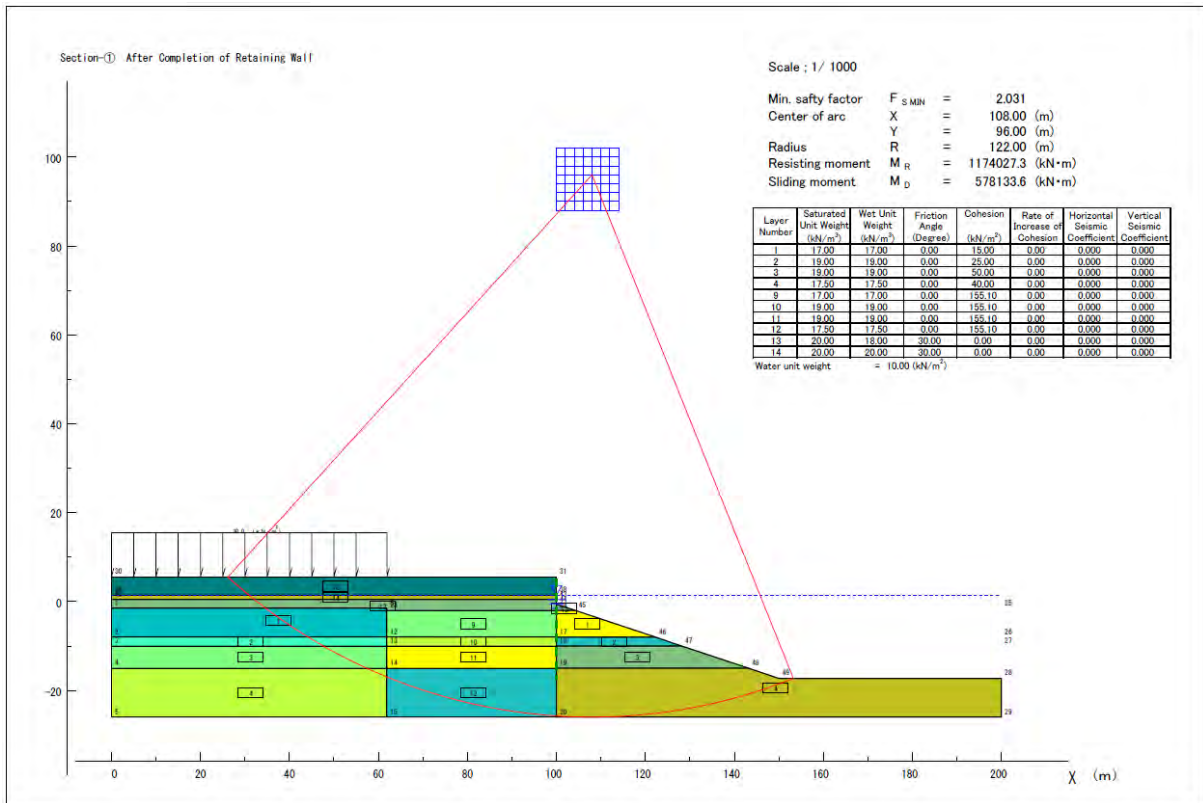
Kết quả tính toán phân tích trượt cung tròn được tóm tắt trong Bảng 7.3.7. Kết quả phân tích trượt cung tròn cho phân đoạn ① được trình bày trong Hình 7.3.11 vào giai đoạn chờ lún và trong Hình 7.3.12 vào giai đoạn khai thác. Kết quả phân tích của các phân đoạn khác sẽ được trình bày trong Phụ lục 7-4.

Bảng 7.3.7 Kết quả tính toán trượt cung tròn

Phân đoạn	Giai tải		Sau khi thi công xây dựng	
	Hệ số an toàn	Đánh giá	Hệ số an toàn	Đánh giá
①	2,464 > 1,10	OK	2,031 > 1,30	OK
a	2,391 > 1,10	OK	1,975 > 1,30	OK
b	2,498 > 1,10	OK	1,988 > 1,30	OK
c	2,531 > 1,10	OK	2,002 > 1,30	OK
d	2,506 > 1,10	OK	2,050 > 1,30	OK



Hình 7.3.11 Kết quả phân tích tính toán trượt cung tròn cho Phân đoạn ① (giai đoạn chờ lún)

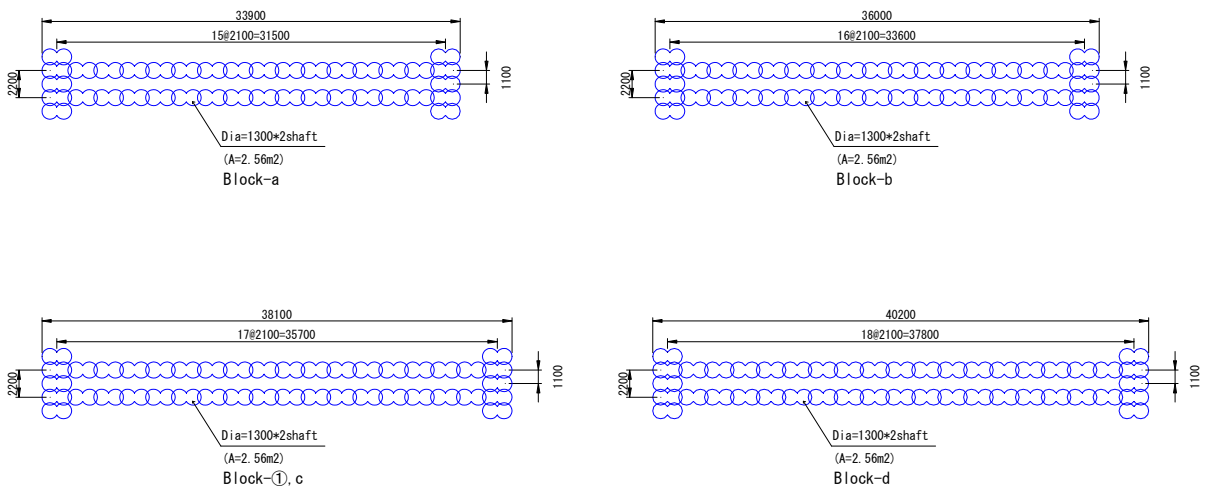


Hình 7.3.12 Kết quả phân tích trượt cung tròn cho Phân khu ① (giai đoạn khai thác)

4) Mặt bằng điển hình và khối lượng công việc của biện pháp cọc xi măng đất

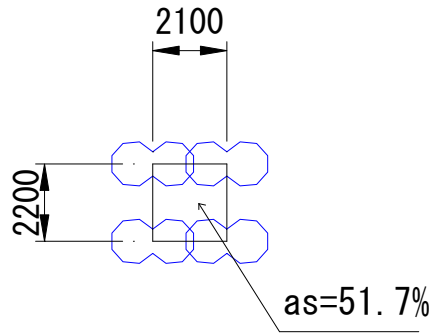
Tương ứng với kết quả tính toán, mặt bằng xử lý điển hình của cọc xi măng được đề xuất như trình bày trong những hình sau, tổng khối lượng công việc xử lý nền đất yếu bằng biện pháp cọc xi măng đất được trình bày trong Bảng 7.3.8. Phương án mặt bằng cho các cọc xi măng sau tường chắn đất được trình bày trong Hình 7.3.13.

Khu vực sau tường chắn đất



NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

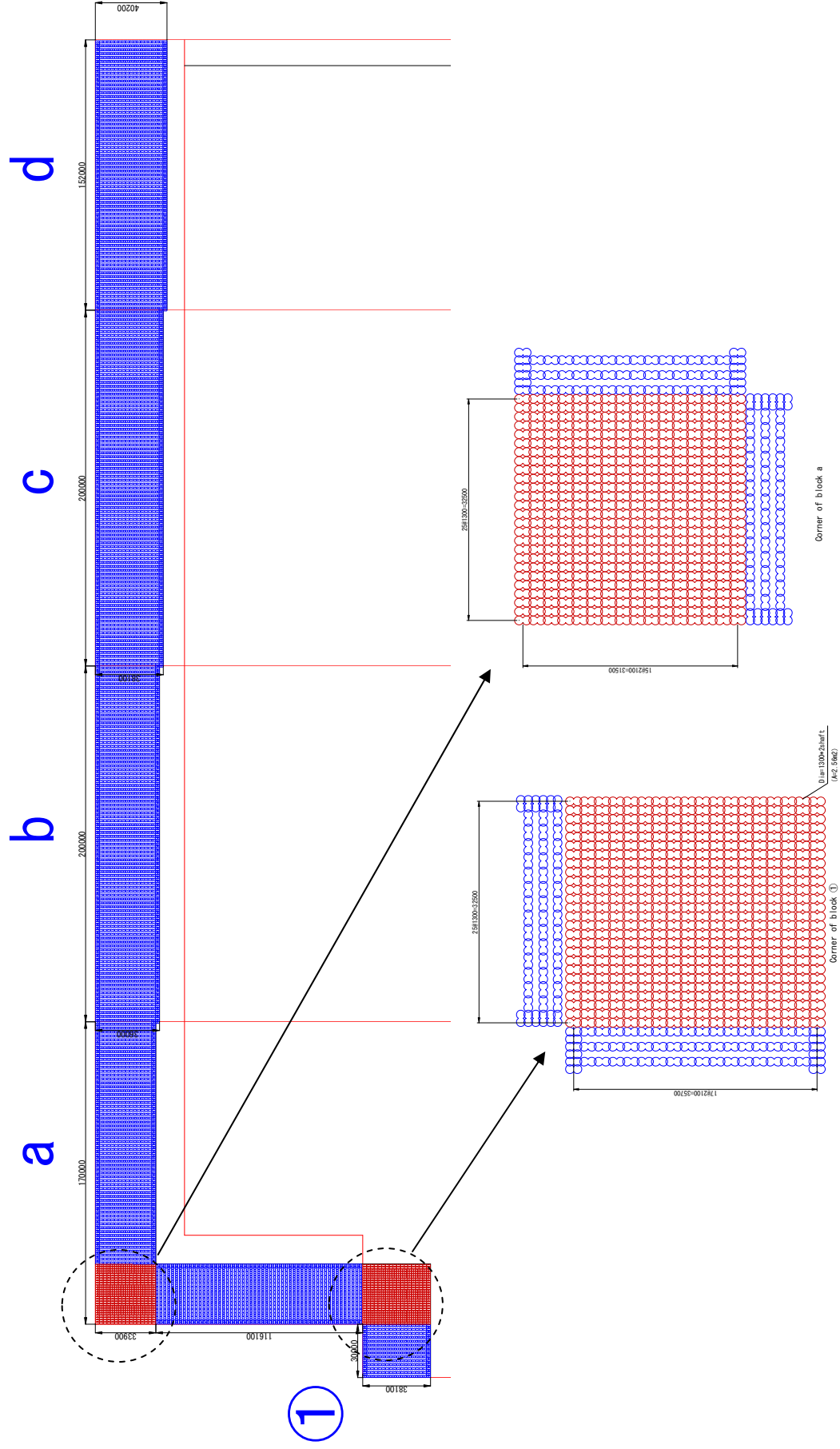


Bảng 7.3.8 Khối lượng công việc của biện pháp cọc xi măng đất

Khu vực	Phân đoạn	Số cọc sử dụng để xử lý nền (cọc)	Thông số kỹ thuật của biện pháp xử lý nền				Khối lượng đất khi xử lý nền			Biện pháp thi công
			Design Strength (kN/m ²)	Độ sâu đỉnh cọc CD(m)	Độ sâu chân cọc CD(m)	Chiều dài cọc xử lý (m)	Phần xử lý (m ³)	Khối lượng Xử lý (m ³)	Xi măng (t)	
Tường chắn	①	746	600	-2,0	-26,0	24,0	45.834,2	45.834,2	10.083,5	Ngoài khơi 21300x2shafts (Lap type) 2,56m ²
	a	2.485	600	-2,0	-25,0	23,0	146.316,8	146.316,8	32.189,7	
	b	1.727	600	-2,0	-25,0	23,0	101.685,8	101.685,8	22.370,9	
	c	1.821	600	-2,0	-27,0	25,0	116.544,0	116.544,0	25.639,7	
	d	1.450	600	-2,0	-26,5	24,5	90.944,0	90.944,0	20.007,7	
Tổng cộng		8.229					501.324,8	501.324,8	110.291,5	

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHÂN CẤP, Chương 7 -



Hình 7.3.13 Bố trí cọc xi măng sau tường chắn đất

7.3.3 Thiết kế tôn tạo đất cho khu vực cảng và khu vực đường sau cảng

1) Khái quát

Tại khu vực cảng và đường sau cảng có các lớp đất pha sét từ rất mềm đến vừa với tổng chiều dày từ 20m đến 30m, trong đó có lớp giữa là sét cứng với độ dày vài mét. Do đó vấn đề lún cố kết trong thời gian dài và độ ổn định trong khi thi công tôn tạo được quan tâm khi thiết kế. Và do kế hoạch tiến độ thi công xử lý nền đất yếu cho từng khu vực tôn tạo là rất gấp, nên không thể đảm bảo giữ độ lún dư trong phạm vi yêu cầu nếu không thực hiện xử lý nền đất yếu. Vì vậy các biện pháp xử lý nền đất yếu cho khu vực cảng và đường sau cảng đã được nghiên cứu trong Phần này.

Vì mục đích chính của xử lý nền đất yếu ở những khu vực này là nhằm làm giảm độ lún dư nhờ đẩy nhanh quá trình lún cố kết, biện pháp Bắc thấm đứng (PVD), là biện pháp đã được ứng dụng nhiều trong thực tiễn và là biện pháp rất kinh tế, đã được chọn là biện pháp xử lý nền đất yếu phù hợp nhất đối với Khu vực cảng và khu vực đường sau cảng. Hơn nữa, biện pháp gia tải đã được áp dụng cùng với biện pháp bắc thấm đứng (PVD) nhằm đạt được hiệu quả gia cố đất tối ưu nhìn từ góc độ hiệu quả kinh tế. So sánh các biện pháp xử lý nền đất yếu được trình bày trong Bảng 7.3.9.

2) Tải trọng thiết kế và các khu vực chịu tải



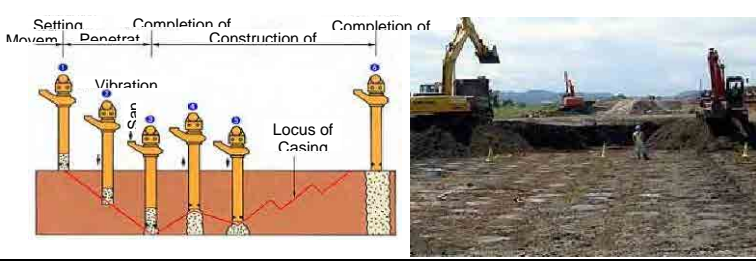
Khu vực cảng và khu đường sau cảng được chia thành 3 loại vùng tương ứng với tải trọng khai thác khác nhau dự kiến trong giai đoạn vận hành cảng:

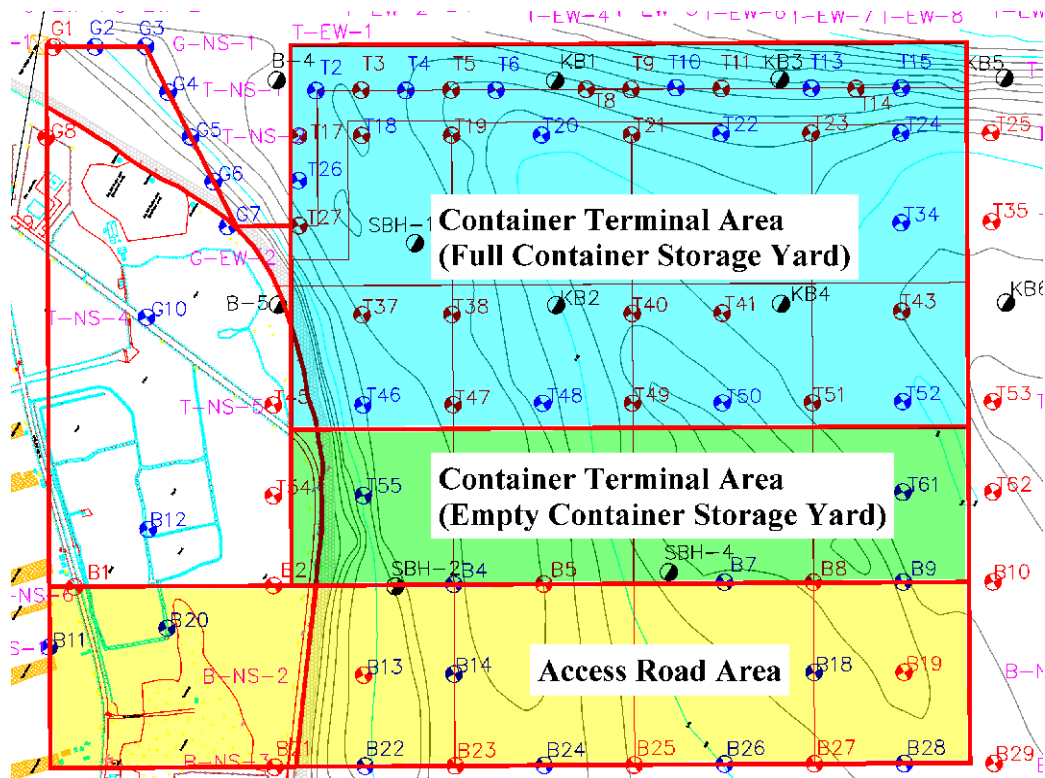
- **Khu-1:** Khu bãi cảng (khu chứa công-ten-nơ có hàng). Khu này là bãi chứa công-ten-nơ ngoài trời. Tải trọng khai thác được xác định là 30kN/m^2 . (Sau đây được gọi là Khu Bãi chứa Công-ten-nơ đầy tải)
- **Khu-2:** Khu bãi cảng (khu chứa công-ten-nơ rỗng). Khu này nằm ở phía Tây của cảng, trừ Khu-1. Khu này sẽ được sử dụng làm bãi chứa công-ten-nơ rỗng ngoài trời. Tải trọng khai thác được xác định là 10kN/m^2 . (Sau đây được gọi là Khu Bãi chứa Công-ten-nơ rỗng)
- **Khu-3:** Khu vực đường sau cảng. Khu vực này nằm ở khu phía Tây của khu vực cảng được tôn tạo. Khu này sẽ được sử dụng làm đường giao thông. Tải trọng khai thác của đường trong tương lai được xác định là 10kN/m^2 .

Dưới đây, 3 khu vực nêu trên sẽ được tôn tạo tại khu nước nên được gọi chung là “Khu vực tôn tạo”.

Vị trí của khu vực chịu tải được trình bày trong Hình 7.3.14.

Bảng 7.3.9 So sánh các biện pháp xử lý nền yếu (biện pháp PVD, ALiCC và SCP) cho khu vực tôn tạo

Nội dung so sánh	Biện pháp PVD + Gia tải trước	Biện pháp ALiCC	Phương pháp Cọc Cát Đầm (SCP)
Ảnh chụp ví dụ về thi công	 <p>đặt bắc thăm gia tải trước</p>		
Mô tả sơ lược	<p>Đây là biện pháp thoát nước đứng để đẩy nhanh quá trình cố kết của nền đất dính. Trong biện pháp này, các bắc thăm bản nhựa đứng được cắm vào nền đất dính để thoát nước. Quá trình cố kết được đẩy nhanh bằng cách giảm khoảng cách thoát nước của nước lỗ rỗng. Biện pháp này có thể áp dụng kết hợp với biện pháp khác như đệm cát và gia tải chờ lún.</p>	<p>ALiCC là biện pháp kiểm soát độ cố kết của nền đất đắp với tỷ lệ gia cố thấp nhờ hiệu ứng vòm. Phần gia cố bằng xi măng cường độ cao được đưa vào nền đất tạo thành các cọc xi măng. Trong biện pháp ALiCC, vì tải trọng của nền đất đắp được đỡ bằng toàn bộ các cọc xi măng nên đảm bảo được độ ổn định, tuy phần nền đất không có cọc xi măng vẫn bị lún cố kết.</p>	<p>Cọc cát đầm (SCP) là phương pháp thi công các cọc cát đầm chặt vào nền đất yếu. Phương pháp cọc cát đầm có thể cải tạo nền đất yếu, tăng tốc độ cố kết của đất nền, rút ngắn quá trình lún và nâng cao cường độ kháng cắt của đất nền. Sau khi hoàn thành và đưa công trình vào khai thác, độ lún của công trình sẽ không vượt quá độ lún thiết kế cho phép.</p>
Số công trình đã áp dụng (công trình cảng quy mô lớn)	<ul style="list-style-type: none"> ○ Đã có nhiều công trình áp dụng 	<p>Δ chỉ có một công trình đó là cảng quốc tế SP-PSA ở Việt Nam</p>	<p>Δ Áp dụng rất nhiều ở Nhật Bản, tuy nhiên chỉ áp dụng nhiều cho các khu vực bến và kè.</p>
Ưu điểm và hạn chế về kỹ thuật	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ưu điểm <ul style="list-style-type: none"> • Năng suất đặt bắc cao (7.000-8.000m/ngày/máy). • Chiều sâu cắm bắc có thể lên tới 40m. • Đây là biện pháp tốt về cả lý thuyết lẫn thực tế do đã được áp dụng nhiều ở Việt Nam. Δ Hạn chế <ul style="list-style-type: none"> • Phải chất tải để đẩy nhanh lún cố kết và phải dỡ tải đi sau khi đã đạt được độ lún cố kết yêu cầu. • Phải duy trì chất tải với chiều cao chất tải yêu cầu trong khoảng 8 tháng để đạt được độ cố kết yêu cầu. • Phải có lớp đệm cát chất lượng tốt để thoát nước. • Độ lún cố kết thứ cấp trong khoảng 20cm đến 30cm sau khi đã đạt được độ lún cố kết sơ cấp trong khoảng 1,0m và 1,5m. • Cần có thiết bị đặt bắc thăm công suất lớn nếu gặp lớp đất giữa dày và cứng (SPT>8). 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ưu điểm <ul style="list-style-type: none"> • Giảm được sự biến dạng nền. • Không cần đắp gia tải. (có thể giảm nhiều khối lượng công tác đất) • Thời gian chờ để cọc ALiCC hóa cứng chỉ là 1 tháng. • Gần như không còn lún dư sau khi đã xử lý bằng cọc ALiCC Δ Hạn chế <ul style="list-style-type: none"> • Năng suất thi công của cọc ALiCC khá thấp (80-100m/ngày/máy). • Cần có sàn công tác vững chắc để đỡ cho thiết bị thi công cọc ALiCC rất nặng. • Phải khoan lấy nhiều mẫu kiểm tra chất lượng cọc ALiCC có đạt được cường độ yêu cầu hay không. • Về lý thuyết, ALiCC là một biện pháp tin cậy, tuy nhiên trên thực tế không có nhiều công trình áp dụng biện pháp này để xử lý nền cho diện tích tôn tạo rộng. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ưu điểm <ul style="list-style-type: none"> • SCP giúp thoát nhanh nước lỗ rỗng và đẩy nhanh quá trình cố kết của đất. Vì vậy, đẩy nhanh quá trình lún. • Nền đất sẽ được đầm chặt bằng các cọc cát đầm và nước lỗ rỗng sẽ được thoát theo các cọc cát. Biện pháp này sẽ làm tăng khả năng chịu tải của lớp đất yếu sau khi đã được xử lý. • Có thể giảm được khối lượng bê tông áp do khu vực kè được xử lý nền. Δ Hạn chế <ul style="list-style-type: none"> • Tốc độ thi công cọc cát đầm là không cao (1.000-1.500m/ngày/máy) • Sẽ phải sử dụng các thiết bị lớn và chuyên dụng. Phải xét tới sự ảnh hưởng tới các kết cấu liền kề. • Cần một khối lượng lớn cát chất lượng tốt, vì vậy việc vận chuyển vật liệu này có thể gây ảnh hưởng xấu đến môi trường.
Lập kế hoạch thi công	<ul style="list-style-type: none"> ○ (khoảng cách cọc PVD d=1,1m- 1,6m, chiều cao gia tải H=1,5m -3,9m) Dễ cắm bắc bằng máy nhẹ. ○ Cần quản lý những điểm sau; <ol style="list-style-type: none"> 1) phải giữ thẳng trục tâm 2) có thể dễ dàng xác định độ sâu kết thúc của bắc thăm 3) phải quan trắc lún để kiểm tra tiến trình cố kết. 	<p>Δ (cọc ALiCC cọc đôi $\phi=1,3m$, khoảng cách $\lambda=3,1m$, tỷ lệ gia cố xấp xỉ = 16,9%) Dễ thi công nhưng phải quản lý chất lượng (phải khoan cọc lấy mẫu lõi). Phải sử dụng một khối lượng lớn xi măng.</p>	<p>Δ (Cọc cát $\phi=0,7m$, bước cọc $\lambda=2,0m$, Tỷ lệ gia cố, xấp xỉ= 9,6%) Thi công đơn giản nhưng cần một khối lượng lớn cát để thi công cọc cát và chất tải.</p>
Thời gian thi công	<p>Δ Hợp lý</p>	<p>○ Thời gian thi công ngắn hơn biện pháp PVD</p>	<p>X Thời gian thi công dài hơn biện pháp PVD</p>
Chi phí xây dựng	<ul style="list-style-type: none"> ○ Hợp lý (biện pháp PVD+gia tải) 	<p>X Chi phí cao nhất (biện pháp ALiCC)</p>	<p>Δ Chi phí cao hơn (biện pháp Cọc cát đầm+gia tải) so với (biện pháp PVD+gia tải)</p>
Đánh giá toàn diện	<p>Nên lựa chọn</p>	<p>Không nên lựa chọn</p>	<p>Không nên lựa chọn</p>



Hình 7.3.14 Khu vực chịu tải của cảng (bãi chứa công-ten-nơ có hàng và bãi chứa công-ten-nơ rỗng) và khu vực đường sau cảng

3) Điều kiện địa chất

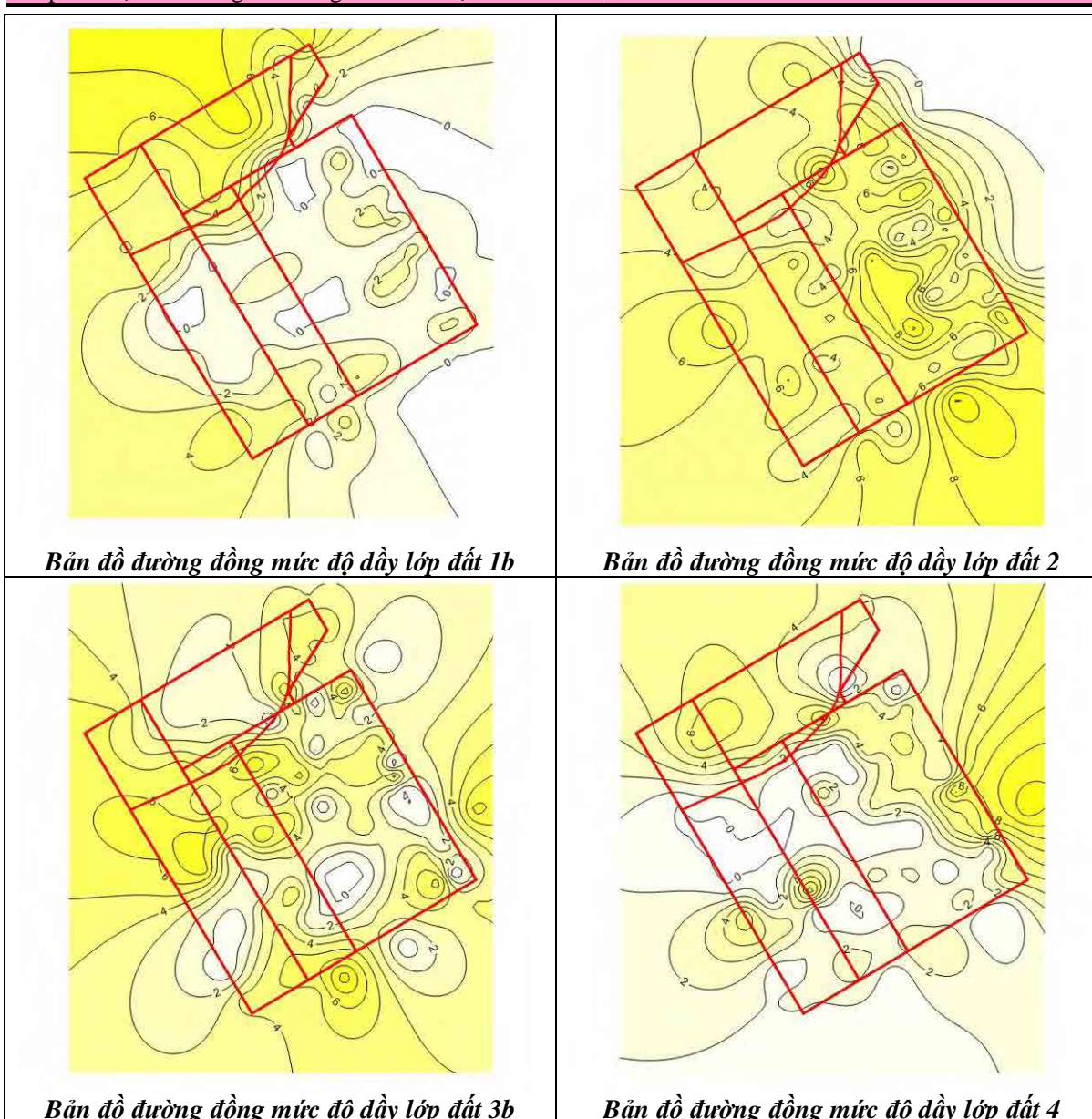
Theo kết quả khảo sát địa chất tại khu vực dự án Cảng Lạch Huyện trình bày ở Chương 2.1, các lớp đất phân bố tại khu vực tôn tạo được trình bày trong Bảng 7.3.10 và về cơ bản sẽ có 2 lớp sét được xử lý, là lớp sét trên (Lớp 2) và lớp sét dưới (Lớp 5). Ngoài ra còn hai lớp cát (Lớp 1b và Lớp 3b) cũng sẽ được xử lý. Bản đồ đường đồng mức thể hiện độ dày của lớp đất 1b, lớp đất 2, lớp đất 3b, lớp đất 4 (Lớp sét rắn ở giữa), lớp đất 5 và tổng chiều dày của các lớp sét này được trình bày trong Hình 7.3.15 cùng với độ dày của lớp đất cứng ở giữa có giá trị-N trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn là trên 8 và bản đồ đường đồng mức của cao trình đáy. Theo các bản đồ đồng mức chiều dày đất pha sét này thu thập được từ kết quả khảo sát, các lớp trên là sét rất mềm (Lớp 2, có bao gồm Lớp 1b) phân bố tại khu vực cảng được tôn tạo với chiều dày từ 6 m đến 10 m. Lớp sét dày trung bình từ 8 m đến 14 m (Lớp 5) cũng phân bố trong khu vực này. Lớp đất sét cứng ở giữa có giá trị-N trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn là 8 phân bố chủ yếu ở phía đông của khu bãi chứa công-ten-nơ có hàng và tại trung tâm khu bãi chứa công-ten-nơ rỗng và khu vực đường sau cảng. Cao trình đáy của lớp sét thấp hơn (lớp 5) dao động từ CD -22 m và -30 m.

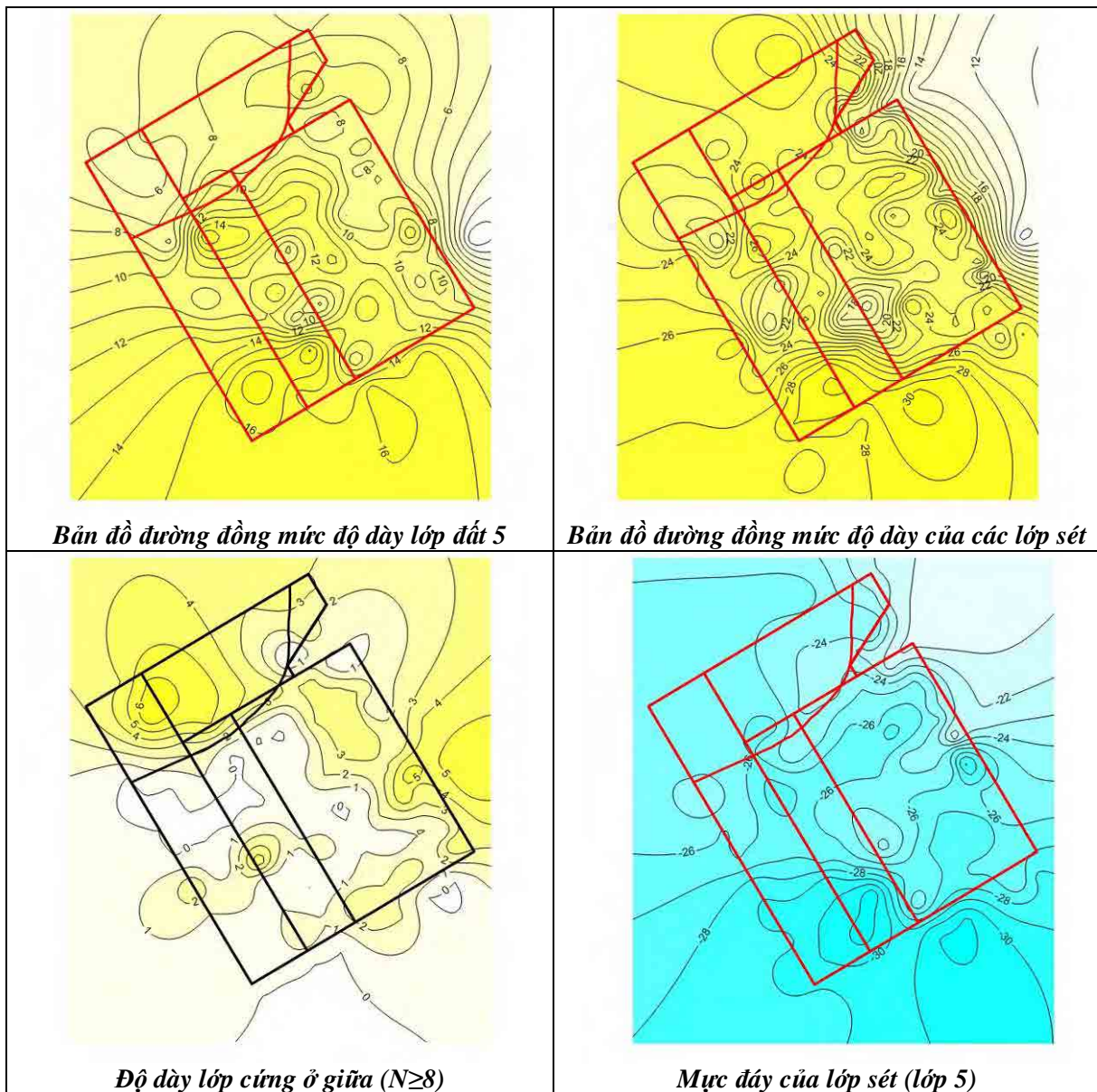
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Bảng 7.3.10 Địa tầng tại khu vực dự án và giá trị-N

Lớp đất	Màu sắc	Giá trị-N
Lớp 1a: Cát rời rạc (SP) - Cát pha sét (SP-SC)	Xám, xám nhạt	4,1
Lớp 1b: Sét pha cát(CL hoặc SC)	Xám đen, xám nâu, xám	0,7
Lớp 2: Sét béo có lẫn cát (CH)	Xám, nâu nhạt và xám vàng	1,0
Lớp 3a: Cát (SP)	Xám nhạt và xám xanh	4,4
Lớp 3b: Cát pha sét / Sét pha cát (SC/CL)	Xám vàng, xám	4,8
Lớp 3c: Cát (SP/SP-SC)	Xám vàng, xám	5,8
Lớp 4: Sét gầy pha cát dẻo cứng (CL)	Đỏ nhạt và nâu vàng	10,3
Lớp 5: Sét trạng thái dẻo mềm lẫn cát (CH)	Xám, xám vàng	5,7
Lớp 8a: Cát rời rạc (SP-SM)	Hơi xanh và xám vàng, xám nhạt	6,0
Lớp 9: Đá cát bột kết/Phong hóa hoàn toàn	Nâu đỏ	>5,0
Lớp 10: Bột kết/Phong hóa trung bình đến mạnh	Nâu đỏ	-





Hình 7.3.15 Bản đồ đường đồng mức của mỗi lớp sét và độ cao đáy của các lớp sét

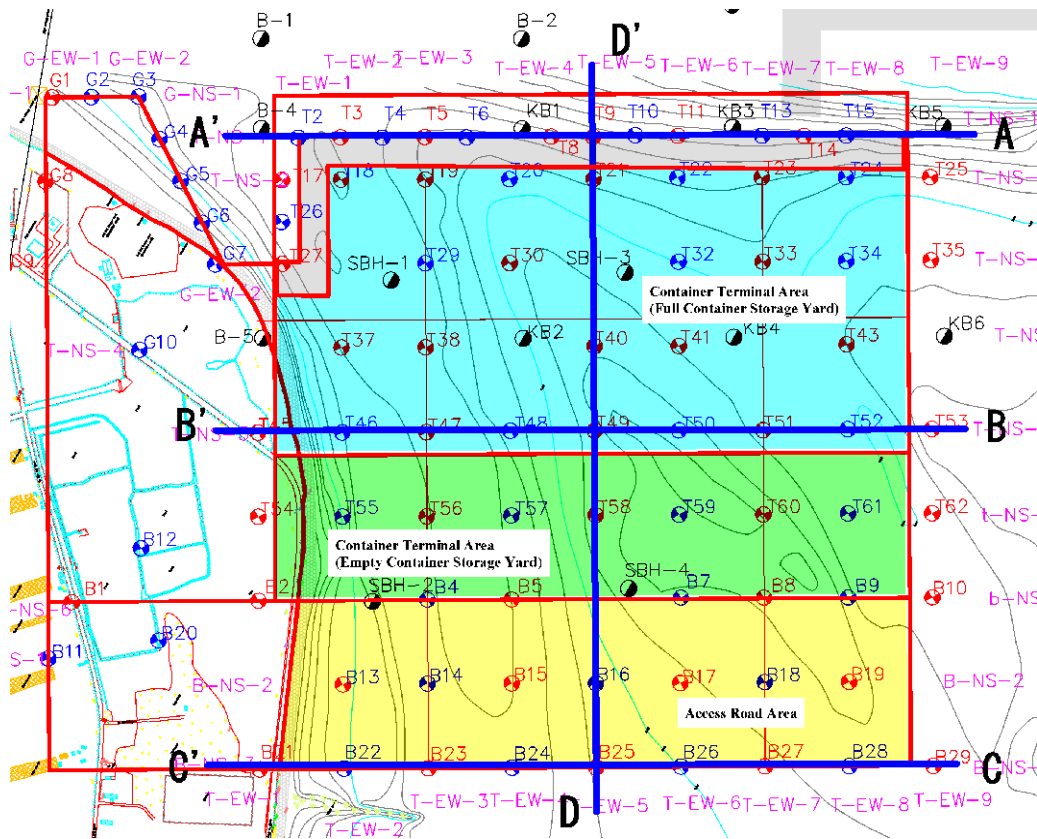
Các hồ khoan thăm dò địa chất thực hiện tại khu vực dự án được trình bày trong Hình 7.3.16. Mặt cắt địa chất tiêu biểu cho khu vực bãi chứa công-ten-nơ có hàng và khu vực bãi chứa công-ten-nơ rỗng, khu vực đường sau cảng lần lượt được trình bày trong Hình 7.3.17 và Hình 7.3.18.

Theo kết quả khảo sát địa chất (đề nghị xem Chương 2), không có sự khác biệt đáng kể về tính chất cơ lý của đất giữa các khu vực tôn tạo. Do vậy có thể sử dụng giá trị bình quân của các tính chất cơ lý đất để thiết kế xử lý nền đất yếu tại khu vực bến công-ten-nơ (khu vực bãi chứa công-ten-nơ có hàng và khu vực bãi chứa công-ten-nơ rỗng) và khu vực đường sau cảng.

Các chỉ tiêu cơ lý đất được lựa chọn để thiết kế xử lý nền đất yếu được trình bày tại Bảng 7.3.11.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.16 Bản đồ vị trí lỗ khoan thăm dò địa chất tại khu vực tôn tạo

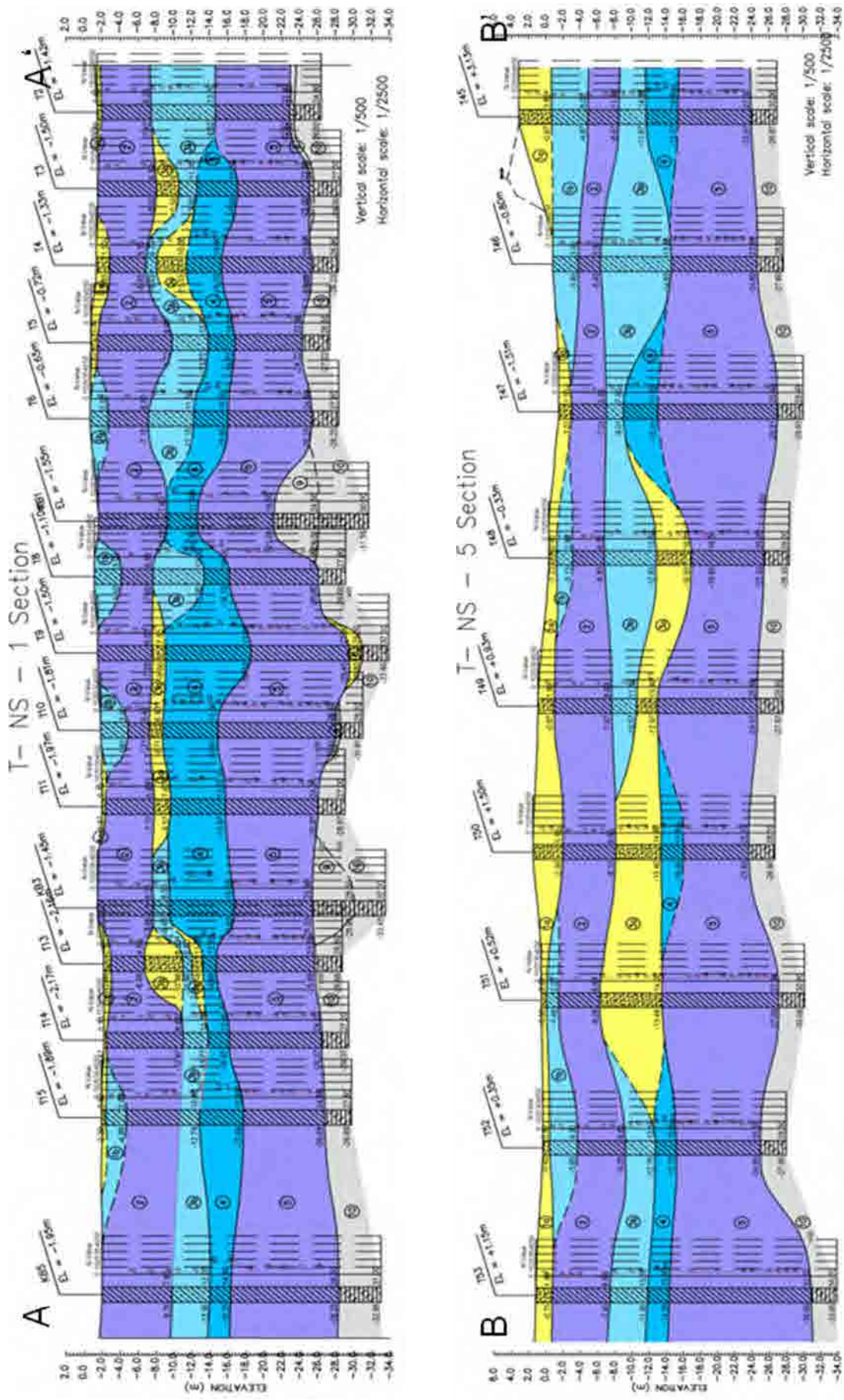
Bảng 7.3.11 Các chỉ tiêu cơ lý đất lựa chọn để thiết kế xử lý đất yếu tại khu vực tôn tạo

Layer No.	Typical Soil Type	SPT-N	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Cu (kN/m ²)	ϕ (°)	Cc	Cr	C α (%)	Pc (kN/m ²)	e0	Cv (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	Cv (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	Cu/P for NC
1a	SP, SP-SC	4	18.0	8.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
1b	CL	1	18.0	8.0	15	0.0	0.30	0.07	0.4	80	1.05	1.20	1.20	0.20
2	CH	1	17.0	7.0	15	0.0	0.60	0.12	0.7	80	1.45	1.00	0.60	0.20
3a	SP	4	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
3b	CL, SC	5	19.0	9.0	25	0.0	0.25	0.05	0.4	$\Sigma\gamma'z+50$	0.80	1.20	1.20	0.20
3c	SP, SP-SC	6	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
4	CH, CL	10	19.0	9.0	50	0.0	0.35	0.04	0.6	$\Sigma\gamma'z+100$	0.85	1.20	0.80	0.20
5	CH	6	17.5	7.5	40	0.0	0.60	0.08	0.8	$\Sigma\gamma'z+75$	1.20	2.20	0.80	0.20
Fill, Emb.	S	-	18.0	10.0	0	30.0	-	-	-	-	-	-	-	-

* NC: Normal consolidated State OC: Over consolidated State z: Depth (m)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

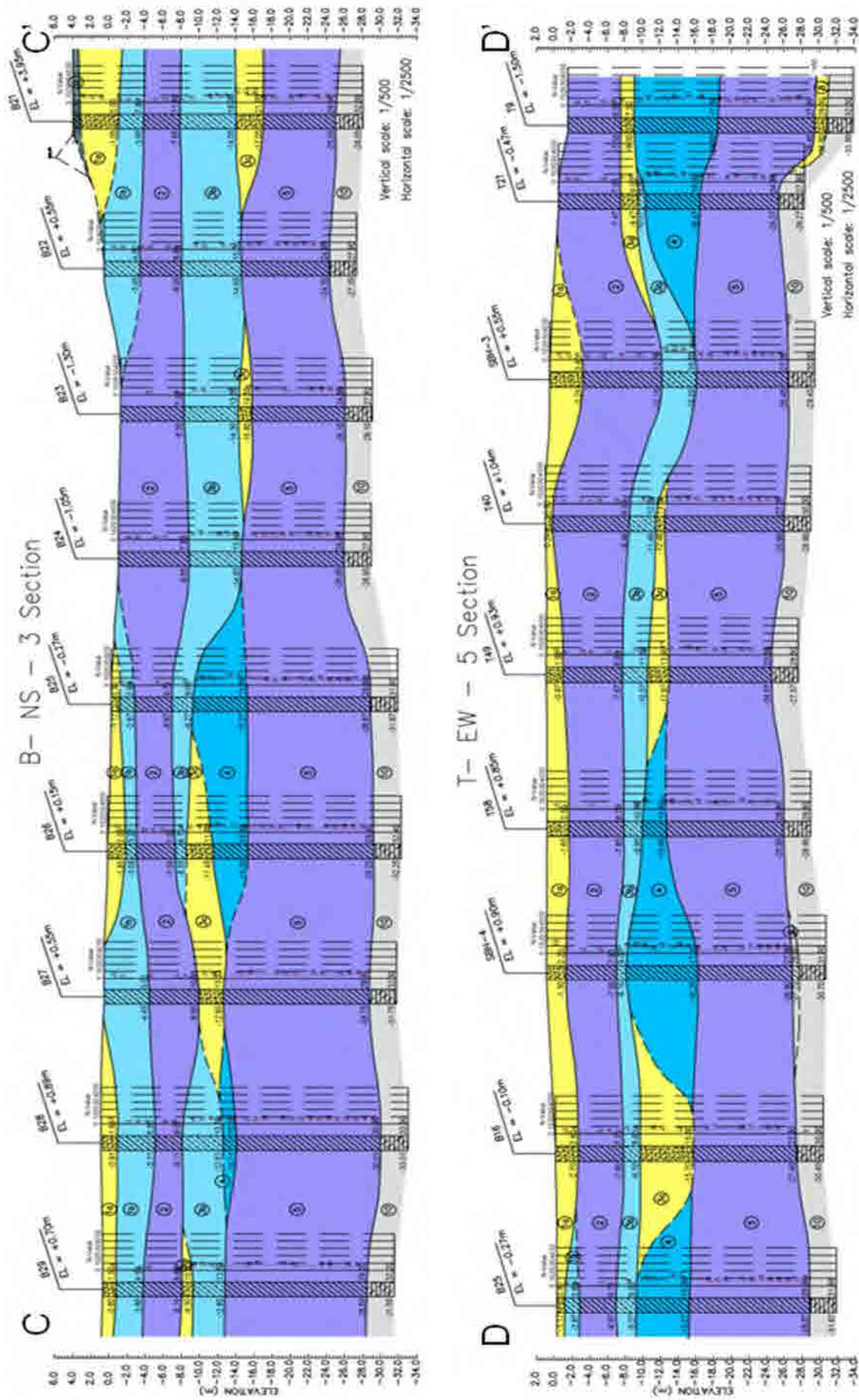
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.17 Mặt cắt địa chất tại khu vực cảng và khu vực đường sau cảng (mặt cắt A-A' và B-B')

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

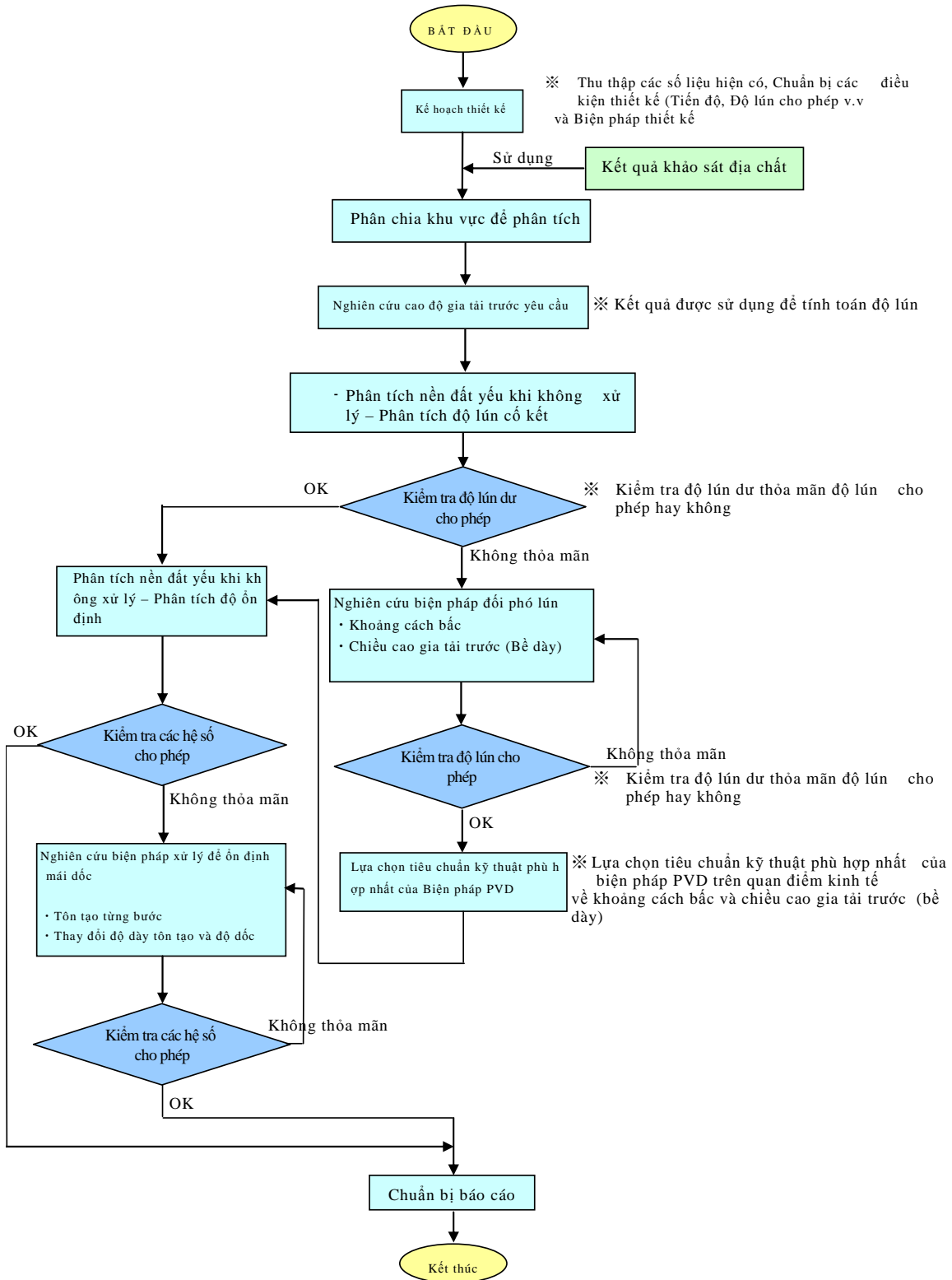
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHÂN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.18 Mặt cắt địa chất tại khu vực cảng và khu vực đường công vụ (mặt cắt C-C' và D-D')

4) Quy trình thiết kế

Quy trình thiết kế xử lý nền đất yếu cho khu vực cảng và khu vực đường sau cảng được trình bày trong Hình 7.3.19.



Hình 7.3.19 Quy trình thiết kế xử lý nền đất yếu cho khu vực cảng và khu vực đường sau cảng

5) Tiêu chí và điều kiện thiết kế

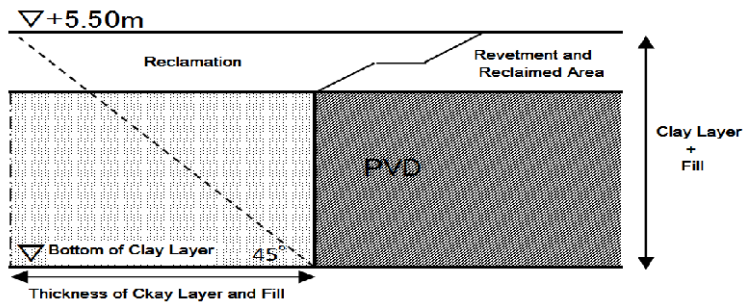
Tiêu chí và điều kiện thiết kế được trình bày trong Bảng 7.3.12.

Bảng 7.3.12 Tóm lược tiêu chí và điều kiện thiết kế

Thông số	Tiêu chí và điều kiện thiết kế
(a) Hệ số an toàn cho phép đối với độ ổn định của mái dốc	<ul style="list-style-type: none"> Ngắn hạn: $Fsa \geq 1,10$ (Trong quá trình thi công) Dài hạn: $Fsa \geq 1,30$ (Một thời gian dài sau khi hoàn thành thi công)
(b) Độ cố kết mục tiêu (U) yêu cầu	<ul style="list-style-type: none"> U=80% cho mỗi đợt chất tải (U=90%, độ cố kết cuối cùng sau khi chất tải đợt cuối tại khu vực đường sau cảng) Hệ số cố kết ngang $Ch=2 \times Cv$ (Cv: Hệ số cố kết dọc)
(c) Độ lún dư	<ul style="list-style-type: none"> Khu vực cảng công-ten-nơ (bãi chứa công-ten-nơ có hàng và rỗng): 15 tháng sau khi bắt đầu thi công tôn tạo: $Spr=0$ cm (cố kết sơ cấp kết thúc 100%).) Khu vực đường sau cảng: (từ 22TCN262-2000) Trong thời gian 15 năm sau khi mặt đường đã làm hoàn tất: $S15 < 30$cm (cố kết sơ cấp). (30cm = Lún sơ cấp + Lún thứ cấp. Thời gian hoàn thành mặt bãi dự kiến là 6 tháng (180 ngày) sau khi dỡ tải.)
(d) Tải trọng thiết kế	<ul style="list-style-type: none"> Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng): $q=30$kN/m² Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ rỗng): $q=10$kN/m² Khu vực đường sau cảng: $q=10$kN/m²
(e) Mục nước	<ul style="list-style-type: none"> HWL (Mức nước cao thiết kế) : CD+3,55m MWL (Mức nước trung bình thiết kế) : CD+1,95m (để phân tích lún cố kết) LWL (Mức nước thấp thiết kế) : CD+0,43m (để phân tích ổn định mái dốc: phía biển) RWL (Mức nước dư) : CD+1,47m (để phân tích ổn định mái dốc: phía bãi tôn tạo)
(f) Cao trình thiết kế	<ul style="list-style-type: none"> Cao trình thiết kế của Khu vực cảng công-ten-nơ và khu vực đường sau cảng: CD +5,50m Cao trình yêu cầu trước khi gia tải: trên CD+4,50m Cao trình sau khi dỡ cát gia tải: CD +4,50m
(g) Tiến độ thi công	<ul style="list-style-type: none"> Đặt bậc thềm : 30.000m³/ngày với 4 đội → 60 ngày/khu vực thi công Xử lý nền đất yếu : 10.000m³/ngày với 4 đội → 1m cao/tuần / khu vực thi công Gia tải : 5.000m³/ngày với 4 đội → 0,5m cao/tuần / khu vực thi công Dỡ tải: 2.500m³/ngày → 0,25m/tuần / khu vực mặt bằng cấm bắc
(h) Thời gian tôn tạo bãi	<ul style="list-style-type: none"> Thời gian tôn tạo bãi bao gồm cả xử lý nền đất yếu: 15 tháng (Thời gian san lấp và gia tải cho mỗi khu vực thi công: tổng cộng hơn 8 tháng)
(i) Mức độ ảnh hưởng của lún do gia tải trước *)	<ul style="list-style-type: none"> Mức độ ảnh hưởng của lún do gia tải trước: bằng bề dày lớp sét (45 độ).

*) Khu vực tiếp giáp với khu vực phát triển trong tương lai

Sau khi đưa bến Lạch Huyện vào khai thác, có thể xảy ra hiện tượng nứt và lún tại mặt đường do nền đất bị hoá lỏng và lún do tải trọng đất san lấp tại khu vực phát triển liền kề trong tương lai. Kích thước khu vực bị ảnh hưởng sẽ được xem xét, như được thể hiện trong hình sau. Khoảng cách ảnh hưởng tính từ ranh giới khu vực mở rộng dự kiến sẽ khoảng 36m (từ cao trình đáy thấp nhất CD- 30m tới cao trình nền dự kiến của khu vực cảng CD+5,5m ≈ 36m). Do đó, trong dự án này khu vực này sẽ được xử lý nền trước.



Phạm vi ảnh hưởng tới lún cố kết do tải trọng tại khu vực liền kề

6) Phương pháp tính toán

Phương pháp tính toán đối với xử lý nền đất yếu được mô tả như sau;

a) Phân tích cốt kết

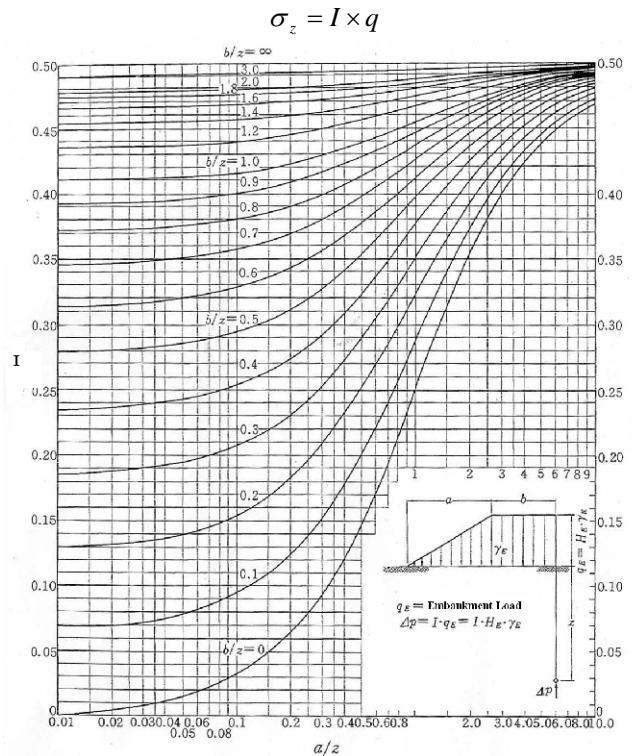
Một số tính toán thử nghiệm được thực hiện dựa trên các giá trị khác nhau của các thông số sau theo điều kiện nêu trong Bảng 7.3.12.

- Độ cốt kết của khu vực cảng là trên 80% .
- Khoảng cách giữa các bậc thấm đứng trong khoảng từ 1,0m đến 2,2 mét.
- Gia tải bằng cát có dung trọng ướt là 18 kN/m³.
- Gia tải bằng cát có dung trọng bão hoà là 20 kN/m³.

i) Độ lún cốt kết (Độ lún cốt kết sơ cấp của Sét)

Tính toán ứng suất do tải trọng của khối đắp tôn tạo và tải trọng khối đắp gia tải

Giá trị gia tăng ứng suất do tải trọng khối đắp tôn tạo và khối đắp gia tải được tính toán có sử dụng đồ thị Osterberg dưới đây. Đồ thị này cho thấy hệ số ảnh hưởng của ứng suất “I” với hàm số a/z và b/z (tham khảo Hình 7.3.20). Giá trị gia tăng ứng suất theo phương thẳng đứng tại độ sâu “z” có thể tính toán bằng công thức sau.



Hình 7.3.20 Hệ số ảnh hưởng ứng suất theo Osterberg

Tính toán độ lún cuối cùng

Độ lún cuối cùng là tổng của lún cốt kết sơ cấp và lún cốt kết thứ cấp, được tính theo công thức sau.

$$S_f = \frac{CrH}{e_0 + 1} \log\left(\frac{p_c}{p_0}\right) + \frac{CcH}{e_0 + 1} \log\left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_c}\right)$$

Trong đó,

- Sf : độ lún cố kết sơ cấp cuối cùng (m)
- Cc : Chỉ số nén
- Cr : Chỉ số nén lại
- e₀ : Độ rỗng ban đầu
- p₀ : Ứng suất ban đầu (Áp lực quá tải) (kN/m²)
- p_c : Ứng suất tiền cố kết (kN/m²)
- Δp: Gia tăng ứng suất (kN/m²)
- H : Độ dày của lớp đất (m)

ii) Quan hệ giữa độ lún và thời gian

Quan hệ giữa độ lún và thời gian được tính như sau;

Không xử lý nền đất yếu ----- Lý thuyết Terzaghi

Nền đất đồng nhất (không xử lý nền đất yếu)

Trong trường hợp không xử lý nền đất yếu, nước trong đất sét thoát ra theo phương thẳng đứng được chỉ ra trong Hình 7.3.21. Quan hệ giữa độ lún và thời gian được tính toán theo lý thuyết cố kết 1-chiều của Terzaghi, là lý thuyết về mối quan hệ giữa độ cố kết và hệ số thời gian được chỉ ra trong Hình 7.3.22. Công thức tính toán như sau:

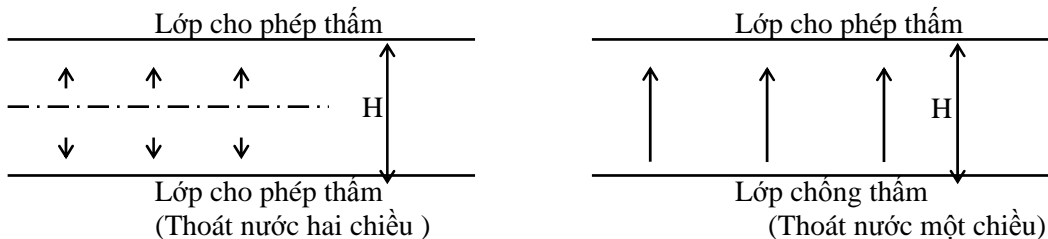
$$S_t = U \cdot S_c$$

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)^2} \exp\left[-\left(\frac{2n+1}{2} \cdot \pi\right)^2 \cdot T_v\right]$$

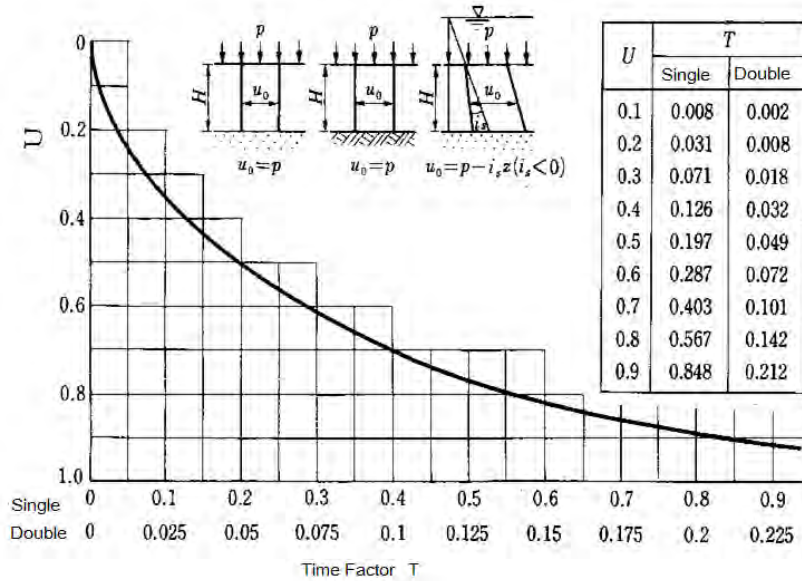
$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{D^2}$$

Trong đó,

- St : Độ lún (m)
 - Sc : Độ lún cuối cùng bởi cố kết sơ cấp (m)
 - U : Độ cố kết (%)
 - Tv : Hệ số thời gian (phương thẳng đứng)
 - Cv : Hệ số cố kết (phương thẳng đứng) (cm²/ngày)
 - t : thời gian (ngày)
 - D : Chiều dài tối đa của bậc thấm (cm)
- D=H/2 đối với thoát nước hai chiều, D=H đối với thoát nước một chiều



Hình 7.3.21 Khái niệm cố kết 1-chiều



Hình 7.3.22 Mối quan hệ giữa độ cố kết U và hệ số thời gian T_v

Nền đất gồm nhiều lớp (Không xử lý nền đất yếu)

Trong trường hợp không xử lý nền đất yếu cho nền đất gồm nhiều lớp, phương pháp sử dụng độ dày lớp đất quy đổi được sử dụng để tính toán mối quan hệ giữa thời gian và độ lún. Phương pháp này là tính toán mối quan hệ giữa độ lún và thời gian của nền đất gồm nhiều lớp bằng giá trị độ dày một lớp được quy đổi từ độ dày của các lớp đất bằng các giá trị C_v theo công thức sau:

$$H_0 = \sqrt{\frac{C_{v0}}{C_{vi}}} \cdot H_i$$

Trong đó

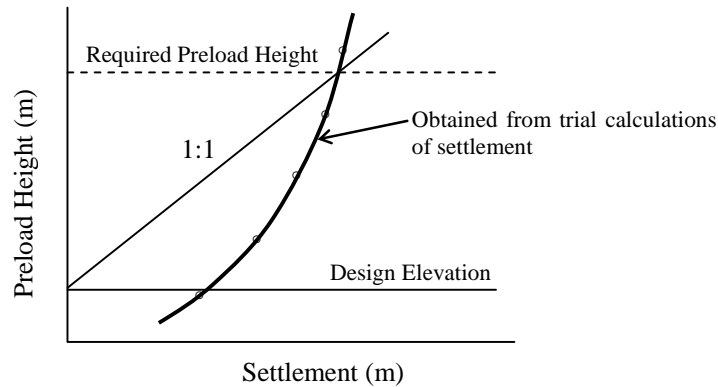
- H_0 :Độ dày quy đổi (m)
- H_i :Độ dày của từng lớp đất (m)
- C_{v0} : Hệ số cố kết tiêu biểu ($cm^2/ngày$)
- C_{vi} :Hệ số cố kết của từng lớp đất ($cm^2/ngày$)

Mối quan hệ giữa độ lún và thời gian của địa tầng gồm nhiều lớp đất được tính toán như trường hợp địa tầng một lớp đất, nhờ sử dụng giá trị H_0 và C_{v0} nêu trên.

iii) Chiều cao lớp đắp gia tải yêu cầu

Khi tôn tạo bãi trên nền đất yếu, độ lún cố kết trở nên lớn hơn tương ứng với sự gia tăng chiều cao của nền đắp (tải trọng). Do đó, việc tăng thêm chiều cao nền đắp để bù độ lún là cần thiết để đảm bảo được cao trình nền thiết kế của khu vực.

Trong thiết kế này, chiều cao lớp đắp gia tải yêu cầu được tính toán bằng đồ thị đường cong quan hệ giữa chiều cao gia tải và độ lún để đảm bảo được cao trình nền sau khi quá trình lún kết thúc.



Hình 7.3.23 Chiều cao lớp đắp gia tải

b) Độ ổn định mái dốc

i) Phương pháp trượt cung tròn

Độ ổn định mái của đất đắp tôn tạo và cát gia tải được tính toán bằng phân tích trượt cung tròn với phương pháp Fellenius điều chỉnh được mô tả trong “Tiêu chuẩn Kỹ thuật và Chú giải về Công trình Cảng tại Nhật Bản (tháng 7 năm 2007)”. Hệ số an toàn yêu cầu của phân tích ổn định như sau:

Dài hạn; $F_s = 1,3$

Ngắn hạn; $F_s = 1,1$

Để thỏa mãn được hệ số an toàn yêu cầu, quy trình tôn tạo và hình dạng gia tải được tính toán nhằm đảm bảo độ ổn định của mái dốc. Bên trong khu vực tôn tạo, độ ổn định của khối đắp gia tải được tính toán theo công thức sau.

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi]}{\sum (W \cdot \sin \alpha)}$$

Trong đó,

F_s : Hệ số an toàn

c : Lực dính của đất (kN/m²)

l : Chiều dài cung trượt của mảnh đang xét (m)

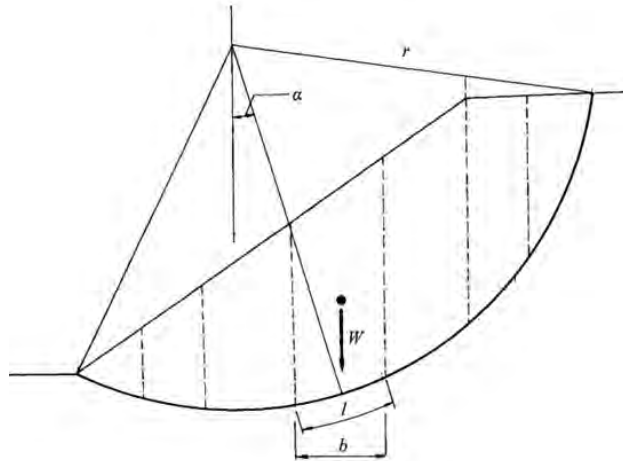
W : Dung trọng của mảnh đang xét (kN/m)

U : Áp lực nước lỗ rỗng (kN/m²)

B : Chiều rộng của mảnh đang xét (m)

α : Góc giữa hai đường: đường nối tâm cung trượt với điểm giữa của đáy cung trượt của mảnh đang xét và trục thẳng đứng (độ)

ϕ : Góc kháng cắt (độ)



Hình 7.3.24 Phân tích độ ổn định của mái dốc theo phương pháp trượt cung tròn

ii) Tăng cường độ kháng cắt của đất sét

Trong tính toán ổn định mái dốc này có xét tới sự gia tăng lực kháng cắt theo quá trình cố kết. Cường độ kháng cắt gia tăng (c_u) được tính theo công thức sau:

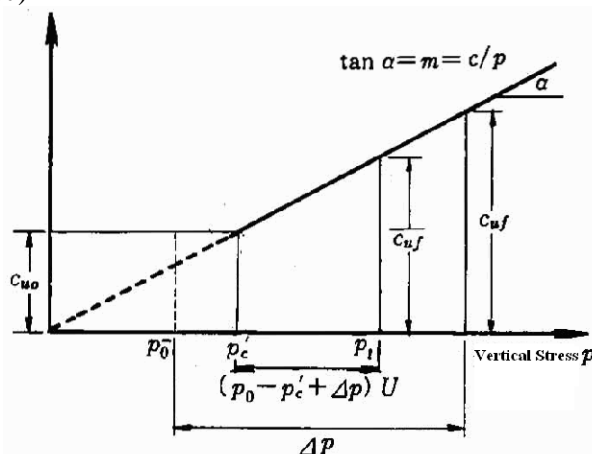
$$c_u = c_{u_0} + m \cdot (p_0 - p_c + \Delta p) \cdot U$$

$$p_0 + \Delta p \leq p_c \rightarrow c_u = c_{u_0}$$

$$p_0 + \Delta p > p_c \rightarrow c_u = c_{u_0} + m \cdot (p_0 - p_c + \Delta p) \cdot U$$

Trong đó,

- c_u : Cường độ kháng cắt theo quá trình cố kết (kN/m^2)
- c_{u_0} : Cường độ kháng cắt ban đầu, trước khi tôn tạo (kN/m^2)
- m : Tỷ lệ gia tăng của Cường độ kháng cắt
- p_0 : Ứng suất ban đầu (áp lực quá mức) (kN/m^2)
- p_c : Ứng suất tiền cố kết (kN/m^2)
- U : Độ cố kết (%)



Hình 7.3.25 Cường độ kháng cắt gia tăng tương ứng với quá trình cố kết

c) Biện pháp xử lý nền đất yếu

i) Biện pháp bắc thấm đứng (PVD)

Thiết kế xử lý nền đất yếu bằng bắc thấm đứng (PVD) được tiến hành theo “Tiêu chuẩn Kỹ

thuật và Chú giải về Công trình Cảng tại Nhật Bản (tháng 7 năm 2007)".

Biện pháp bắc thấm đứng (PVD) là một trong những biện pháp thoát nước theo phương đứng, theo đó vật liệu thoát nước nhân tạo được đưa vào nền đất để hỗ trợ quá trình cố kết.

- Tính toán lún cổ kết sơ cấp

Mối quan hệ giữa độ lún và thời gian của nền đất được xử lý bằng PVD được tính toán theo công thức Barron sau đây.

$$St = U \cdot Sc$$

$$U = 1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F(n)}\right)$$

$$T_h = \frac{C_h \cdot t}{d_e^2}$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

St : Độ lún tại thời gian t (m)

Sc : Độ lún cổ kết sơ cấp cuối cùng (m)

U : Độ cố kết (%)

Th : Hệ số thời gian (phương ngang)

Ch : Hệ số cố kết (phương ngang) (m²/ngày)

t : Thời gian (ngày)

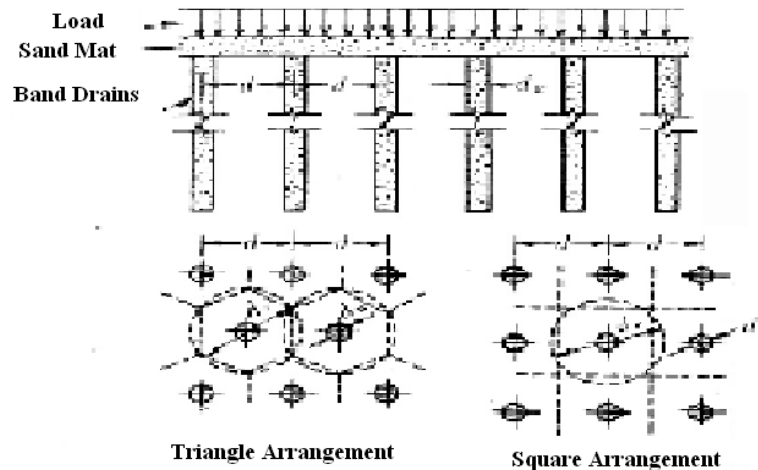
d_e : Đường kính cung tròn hiệu quả (m)

d_e=1,05d (Bố trí tuyến tam giác)

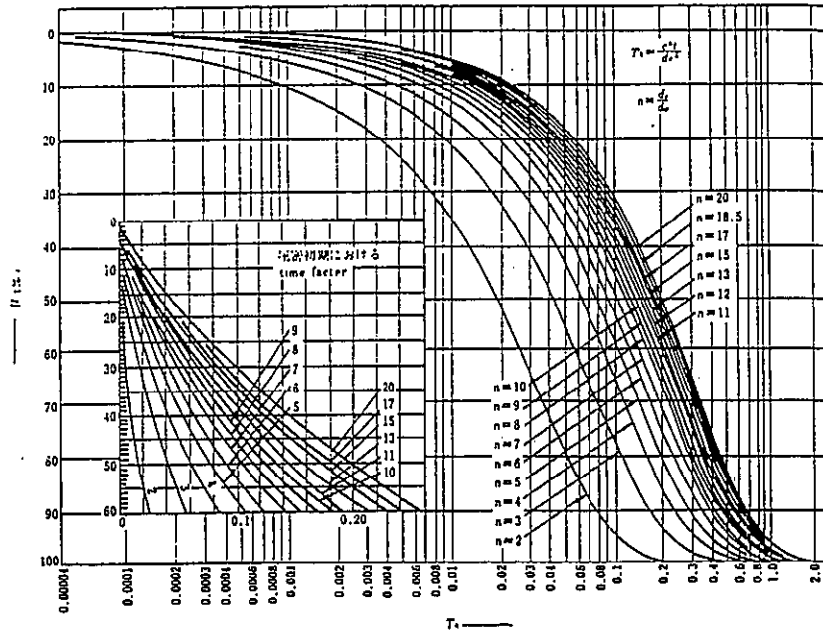
d_e=1,13d (Bố trí tuyến ô vuông)

d : Khoảng cách lắp đặt bắc thấm

d_w : Đường kính bắc thấm đứng (thoát) (m)



Hình 7.3.26 Vòng tròn hiệu quả



Hình 7.3.27 Đồ thị quan hệ giữa Độ cố kết và Hệ số thời gian trong xử lý đất yếu bằng PVD

- Chi tiết kỹ thuật của Bắc thấm đứng bản nhựa

Vật liệu bắc thấm và khoảng cách lắp đặt đã được nghiên cứu và quyết định như sau;

- Vật liệu : Bắc thấm bản nhựa
- Đường kính bắc: $d_w=0,05m$
- Khoảng cách lắp đặt : $d=1,0m - 2,2m$ (Bố trí tuyến ô vuông)
- $Ch = 2Cv$ (Ch, Cv : Hệ số cố kết khi thoát nước theo phương ngang và phương đứng.)

d) Phân tích độ ổn định mái dốc

Phương pháp phân tích độ ổn định mái dốc cũng tương tự như phương pháp đã sử dụng trong trường hợp không xử lý nền đất yếu. Sự gia tăng của cường độ kháng cắt tương ứng với quá trình cố kết được xem xét.

7) Kết quả thiết kế

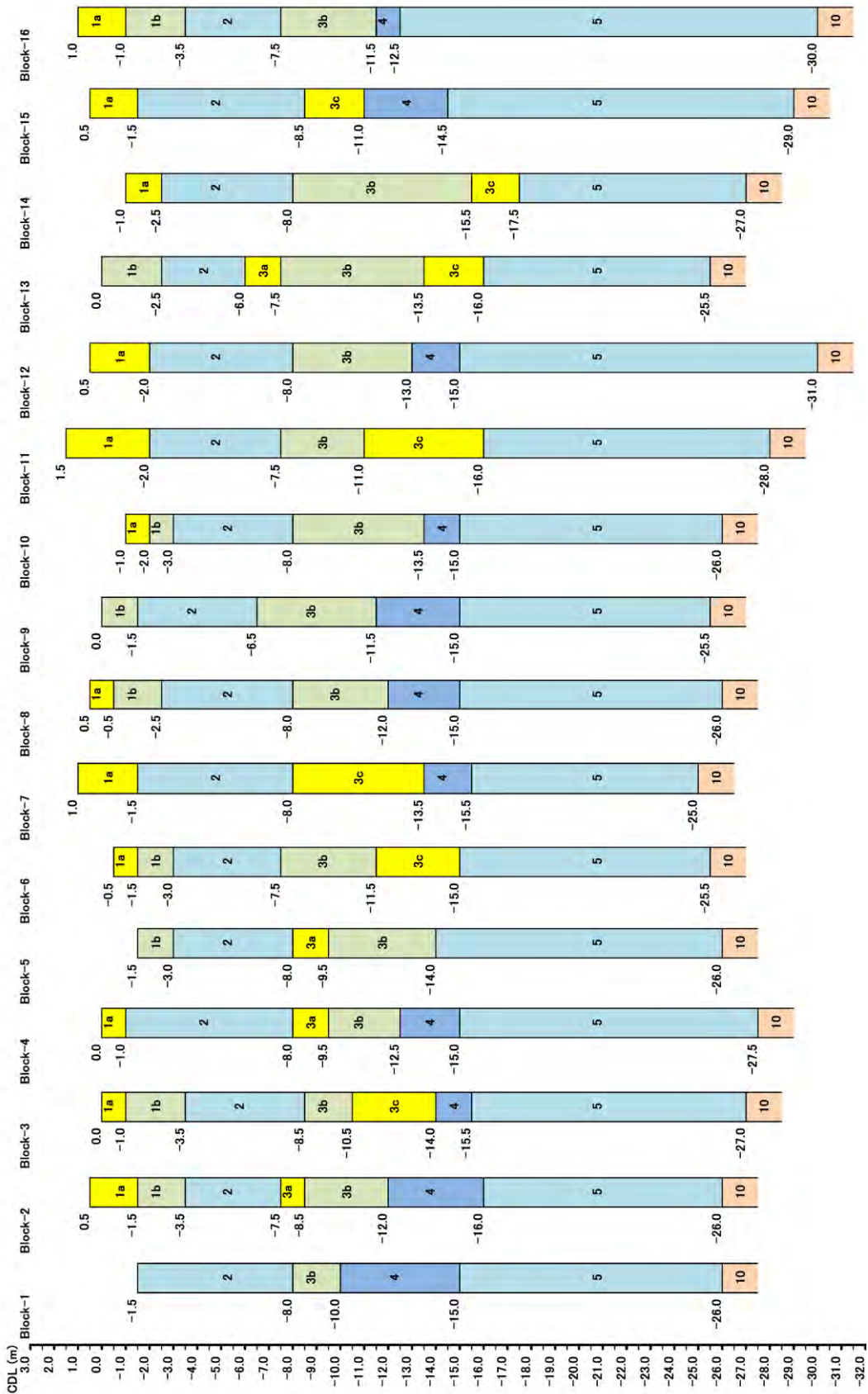
a) Chia lô và các mô hình lớp đất của các lô

Khu vực cảng (bãi công-ten-nơ có hàng và bãi công-ten-nơ rỗng) và khu vực đường sau cảng được chia thành 17 phân khu, theo tải trọng thiết kế, cao trình đáy tự nhiên và địa tầng được thể hiện trong Hình 7.3.28. Kết quả phân tích độ lún và độ ổn định để thiết kế biện pháp xử lý nền đất yếu đã được tiến hành đối với mô hình lớp đất của mỗi phân khu được trình bày trong Hình 7.3.29.

Như đã trình bày trong Hình 7.3.29, trong khu vực cảng và đường sau cảng tìm thấy một vài lớp cát giữa. Trên thực tế có một số lớp cát xen kẽ giữa những lớp sét mềm có thể làm lớp thoát nước cho các cọc PVD. Tuy nhiên theo kết quả khoan thăm dò địa chất thực hiện trong Nghiên cứu này, chưa xác định được sự liên tục theo phương ngang của các lớp cát xen kẽ này. Do đó, các lớp cát giữa này không được coi là các lớp thoát nước trong tính toán cố kết cho cọc PVD theo quan điểm thiên an toàn.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.29 Mô hình lớp đất để thiết kế xử lý nền đất yếu tại khu vực tôn tạo

b) Kết quả tính toán độ lún cổ kết khi không xử lý nền đất yếu

i) Chiều cao tôn tạo yêu cầu

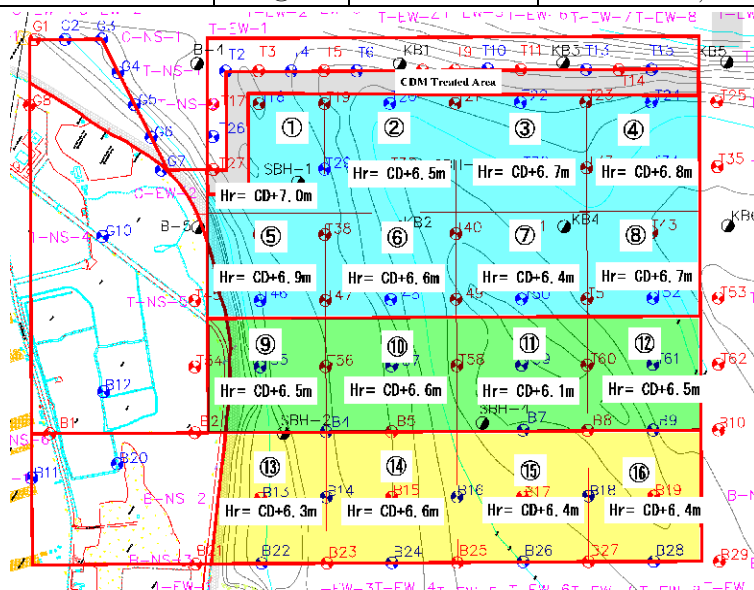
Tính toán độ lún của nền đất cho 16 phân khu thuộc khu vực cảng công-ten-nơ và khu vực đường sau cảng trong trường hợp không xử lý nền đất yếu đã được thực hiện. Kết quả tính toán cho thấy chiều cao tôn tạo yêu cầu tại 16 phân khu như chỉ ra tại Hình 7.3.30. không được thấp hơn cao trình nền thiết kế (CD+5,50m). Độ lún sử dụng trong tính toán chiều cao tôn tạo yêu cầu được tính toán từ độ lún cổ kết sơ cấp.

Kết quả tính toán này được thể hiện trong Bảng 7.3.13. Chi tiết tính toán chiều cao tôn tạo yêu cầu được trình bày trong Phụ lục 7.1.

Theo kết quả này, chiều cao đắp tôn tạo yêu cầu của mỗi phân khu là từ trên CD+6,0m (khối đắp dày 0,5m) đến CD+7,0m (khối đắp dày 1,5m).

Bảng 7.3.13 Kết quả tính chiều cao đắp tôn tạo yêu cầu (không xử lý nền đất yếu)

Khu vực	Lô	Cao trình nền thiết kế	Chiều cao tôn tạo yêu cầu (độ dày)
Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng)	①	CD+5,50m	CD+7,00m (1,50m)
	②		CD+6,50m (1,00m)
	③		CD+6,70m (1,20m)
	④		CD+6,80m (1,30m)
	⑤		CD+6,90m (1,40m)
	⑥		CD+6,60m (1,10m)
	⑦		CD+6,40m (0,90m)
	⑧		CD+6,70m (1,20m)
Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ rỗng)	⑨	CD+5,50m	CD+6,50m (1,00m)
	⑩		CD+6,60m (1,10m)
	⑪		CD+6,10m (0,60m)
	⑫		CD+6,50m (1,00m)
Đường sau cảng (trên đất liền)	⑬	CD+5,50m	CD+6,30m (0,80m)
	⑭		CD+6,50m (1,00m)
	⑮		CD+6,40m (0,90m)
	⑯		CD+6,40m (0,90m)



Hình 7.3.30 Chiều cao tôn tạo yêu cầu tại mỗi phân khu

c) Kết quả tính toán xử lý nền đất yếu bằng biện pháp bắc thấm đứng (PVD)

Nếu không xử lý nền đất yếu, sẽ cần một thời gian dài để đạt được độ lún cố kết xảy ra do độ dày của các lớp sét. Điều này có nghĩa là sau khi đưa công trình vào khai thác vẫn còn độ lún dư khá lớn. Do đó, biện pháp “bắc thấm đứng + gia tải” đã được nghiên cứu và quyết định là biện pháp xử lý nền đất yếu thích hợp đối với khu vực cảng và khu vực đường sau cảng. Trong phần này, khoảng cách đặt bắc thích hợp và cao trình đắp gia tải (độ dày) cho 16 phân khu tại khu vực cảng và khu vực đường sau cảng đã được nghiên cứu.

i) Khoảng cách đặt bắc thấm PVD và độ cao lớp đắp gia tải yêu cầu (độ dày của lớp đắp gia tải)

Khoảng cách bắc thấm phù hợp và cao trình đắp gia tải yêu cầu đã được tính toán cho 16 phân khu thuộc khu vực cảng và khu vực đường sau cảng. Kết quả phân tích độ lún với khoảng cách đặt bắc thấm PVD phù hợp và cao trình đắp gia tải (độ dày) được trình bày trong Bảng 7.3.14 và từ Hình 7.3.31 đến Hình 7.3.33.

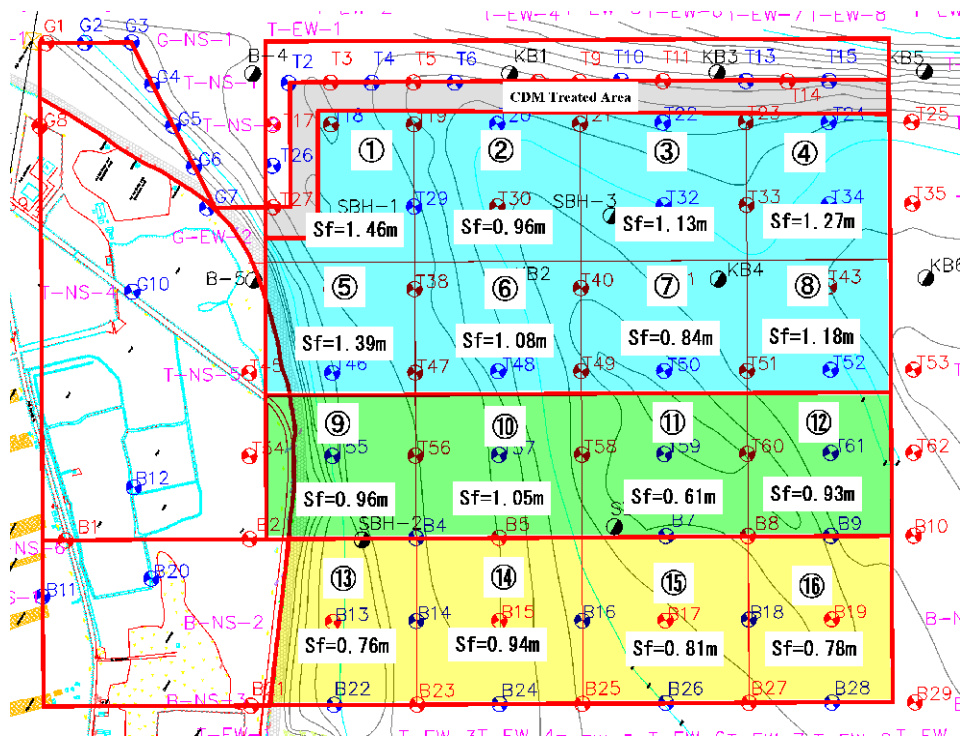
Bảng 7.3.14 Kết quả tính toán độ lún cho khu vực cảng và khu vực đường sau cảng

Khu vực	Lô	Khoảng cách giữa các cọc PVD (vuông) (m)	Chiều cao gia tải (độ dày) (m)	Cổ kết cuối cùng ΣSf (m)	Cổ kết cho từng lớp (m)					Lún cố kết sơ cấp dư vào giai đoạn khai thác cảng Sr (m)	
					1b	2	3b	4	5		
Khu vực tôn tạo	Khu vực cảng (bãi chứa công ten nơ có hàng)	Lô-1	1,1	3,9	1,458		0,727	0,102	0,147	0,482	0,000
		Lô-2	1,1	3,3	0,959	0,118	0,374	0,117	0,063	0,287	0,000
		Lô-3	1,1	3,5	1,134	0,161	0,492	0,078	0,028	0,375	0,000
		Lô-4	1,1	3,6	1,270		0,691	0,109	0,050	0,420	0,000
		Lô-5	1,1	3,8	1,389	0,126	0,547	0,189		0,527	0,000
		Lô-6	1,1	3,4	1,082	0,102	0,448	0,162		0,370	0,000
		Lô-7	1,1	3,1	0,841		0,571		0,025	0,245	0,000
		Lô-8	1,1	3,5	1,183	0,126	0,524	0,141	0,052	0,340	0,000
	Khu vực cảng (bãi chứa công ten nơ rỗng)	Lô-9	1,2	2,2	0,956	0,096	0,408	0,162	0,040	0,250	0,000
		Lô-10	1,2	2,3	1,050	0,063	0,449	0,190	0,023	0,325	0,000
		Lô-11	1,2	1,9	0,612		0,376	0,080		0,156	0,000
		Lô-12	1,2	2,1	0,930		0,470	0,135	0,017	0,308	0,000
	Khu vực đường sau cảng	Lô-13	1,6	1,5	0,755	0,136	0,271	0,159		0,189	0,066
		Lô-14	1,6	1,5	0,944		0,477	0,229		0,238	0,107
		Lô-15	1,6	1,5	0,810		0,528		0,024	0,258	0,094
		Lô-16	1,6	1,5	0,776	0,109	0,296	0,095	0,006	0,270	0,081

Lún cố kết sơ cấp dư tại khu vực đường sau cảng nằm trong khoảng 6cm đến 11cm. Lún cố kết thứ cấp tính toán cho 15 năm sau khi hoàn thành kết cấu mặt bãi (giả thiết là 6 tháng sau khi dỡ tải = 21 tháng sau khi bắt đầu tôn tạo) nằm trong khoảng 14cm đến 21cm như trình bày trong Bảng 7.3.15. Do vậy, tổng lún dư (Sơ cấp và Thứ cấp) tại khu vực đường sau cảng trong 15 năm nằm trong giá trị yêu cầu (30cm). (Tham khảo Chương 16, quy trình tính toán lún cố kết thứ cấp).

Bảng 7.3.15 Kết quả tính toán lún cố kết thứ cấp cho khu vực đường sau cảng

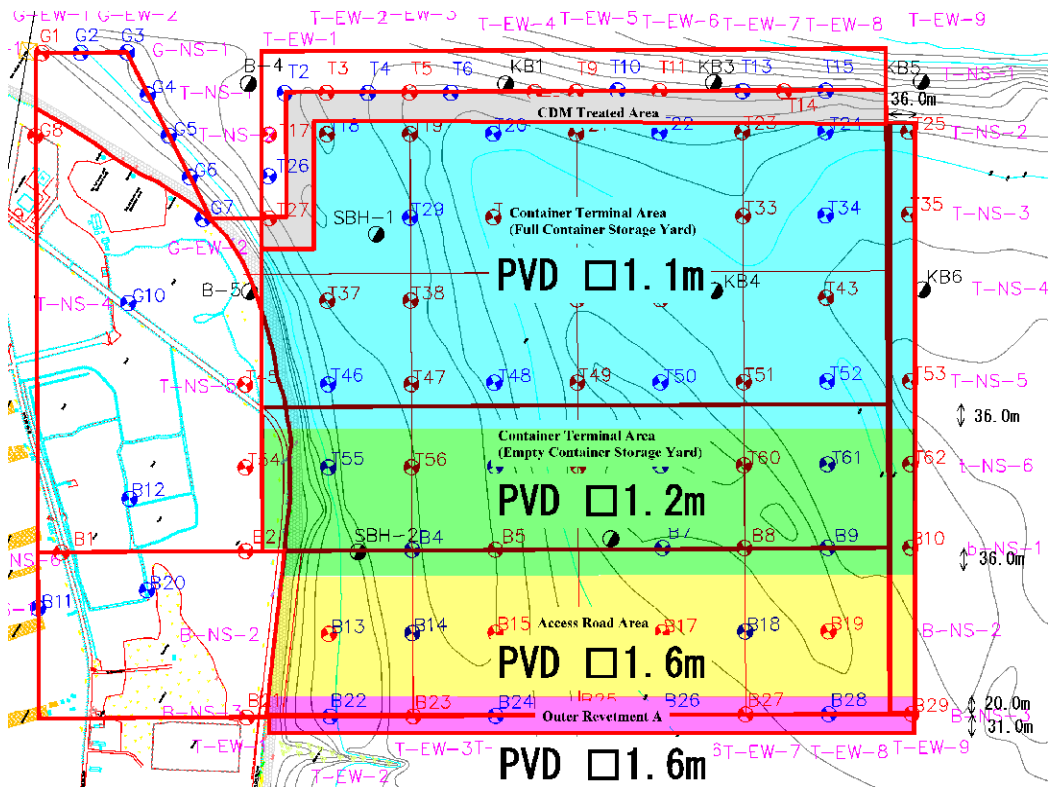
Area	Block	Time of Pavement Completion t_{pav} (days) (15months+6 months)	Time of Period for Secondary Consolidation t_f (days) (15years)	Coeff. of Secondary Consolidation $C_{\alpha s}$					Thickness of Layer H (m)					Secondary Consolidation Settlement S_s (m)					
				1b	2	3b	4	5	1b	2	3b	4	5	1b	2	3b	4	5	Total
Access Road Area	Block-13	630	6,105	0.005	0.008	0.005	0.006	0.008	2.5	3.5	6.0	0.0	9.5	0.01	0.03	0.03	0.00	0.07	0.14
	Block-14	630	6,105	0.005	0.008	0.005	0.006	0.008	0.0	5.5	7.5	0.0	9.5	0.00	0.04	0.04	0.00	0.07	0.16
	Block-15	630	6,105	0.005	0.008	0.005	0.006	0.008	0.0	7.0	0.0	3.5	14.5	0.00	0.06	0.00	0.02	0.11	0.19
	Block-16	630	6,105	0.005	0.008	0.005	0.006	0.008	2.5	4.0	4.0	1.0	17.5	0.01	0.03	0.02	0.01	0.14	0.21



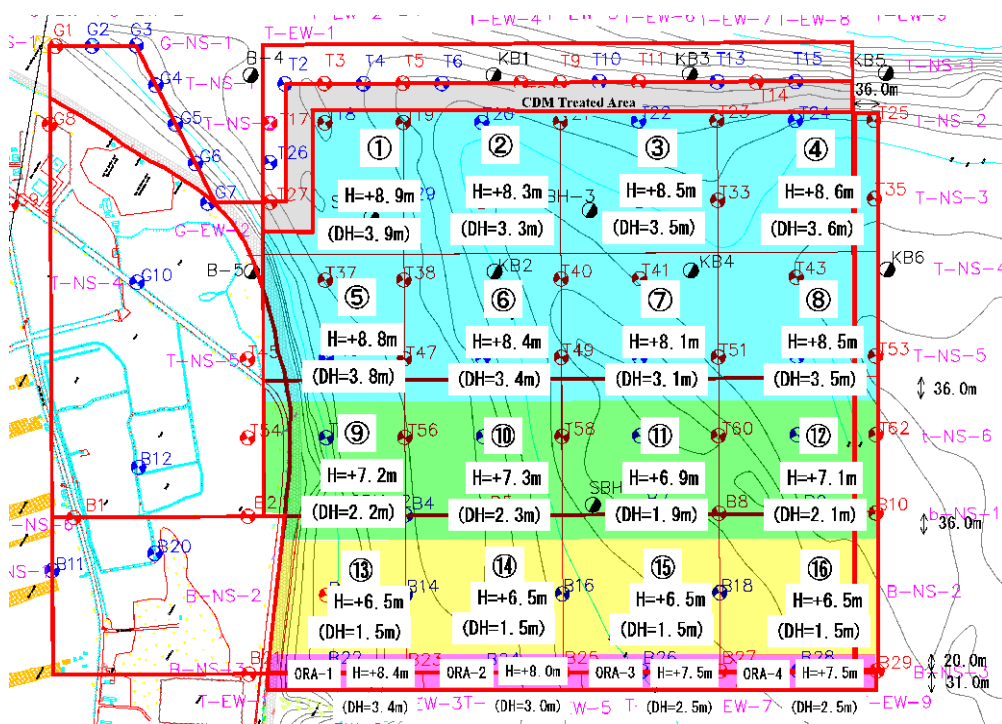
Hình 7.3.31 Độ lún cuối cùng do đắp đất tôn tạo và gia tải (Lún cố kết sơ cấp)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.3.32 Khoảng cách đặt bắc thấm PVD cho 16 phân khu



Hình 7.3.33 Chiều cao gia tải yêu cầu (độ dày lớp gia tải) cho 16 phân khu

Khoảng cách đặt bắc thấm PVD thích hợp cho các lô từ 1 đến 12 được lựa chọn từ quan điểm kinh tế. Khoảng cách đặt bắc thấm PVD cho khu vực đường sau cảng (phân khu 13 đến phân khu 16) được lựa chọn để đạt được độ cố kết yêu cầu trong thời gian thi công giá thiết. Khoảng cách đặt bắc thấm PVD cho kè hạ lưu được lựa chọn có xét đến tính liên tục của công tác đặt bắc. Đối với khu vực đê chắn sóng thì khoảng cách đặt bắc được lựa chọn để đảm bảo độ ổn định của khối đắp gia tải, đạt được lún cố kết yêu cầu.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

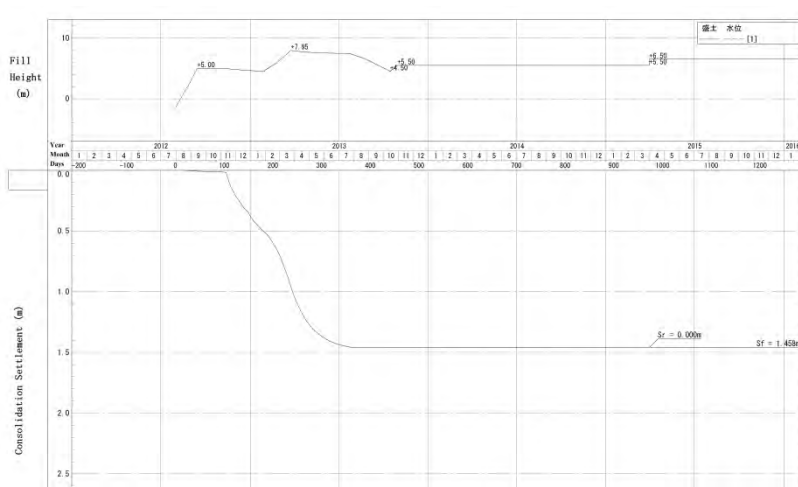
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Khoảng cách đặt bậc thềm (PVD) cho mỗi phân khu như sau;

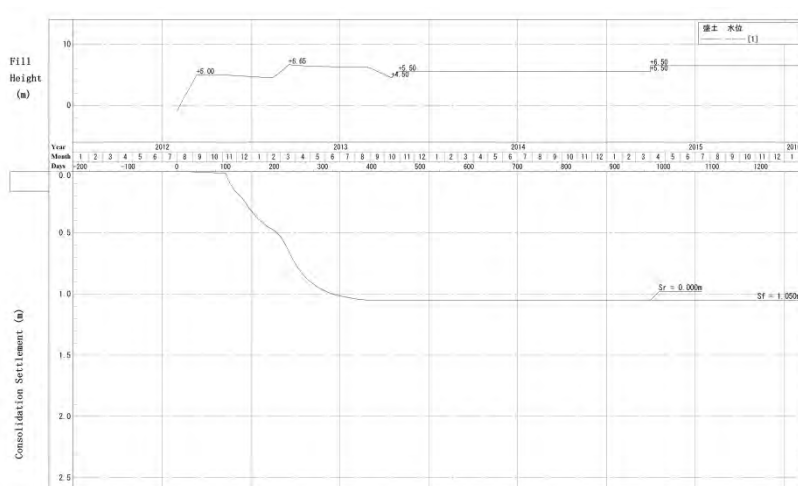
- | | |
|---|---------|
| (1) Khu vực cảng công-ten-nơ (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng) : | d= 1,1m |
| (2) Khu vực cảng công-ten-nơ (Bãi chứa công-ten-nơ rỗng) : | d= 1,2m |
| (3) Khu vực đường sau cảng : | d= 1,6m |
| (4) Khu vực đê chắn sóng A : | d= 1,6m |

Khoảng mở rộng 36m tính từ biên của khu vực sẽ chịu tải và ranh giới giữa khu vực được tôn tạo tại giai đoạn 1 và giai đoạn 2 cũng được xem xét.

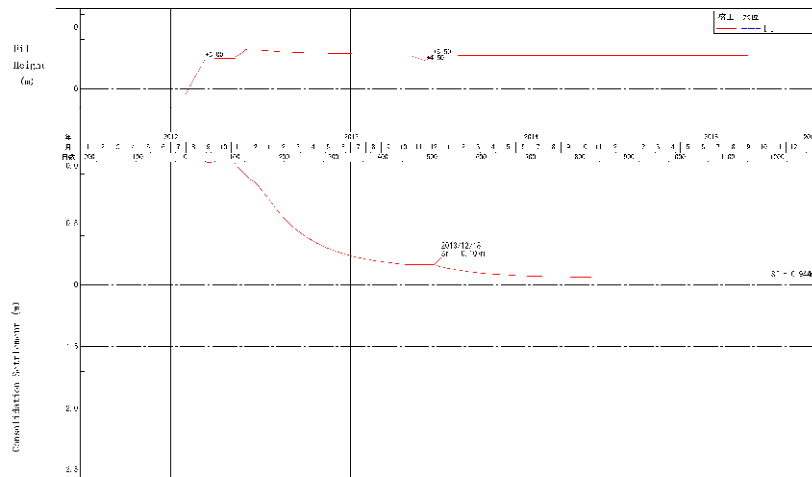
Đồ thị biểu diễn độ lún tiêu biểu cho mỗi khu vực (Khu vực cảng và khu vực đường sau cảng) được trình bày từ Hình 7.3.34 đến Hình 7.3.36 và các đồ thị biểu diễn độ lún cho toàn bộ các phân khu và so sánh về kinh tế giữa khoảng cách đặt bậc thềm tại khu vực cảng (phân khu 1 đến phân khu 12) được chỉ ra trong Phụ lục 7.1.



Hình 7.3.34 Đồ thị độ lún (Bãi công-ten-nơ có hàng, Phân khu -1, Khoảng cách PVD d=1,1m)

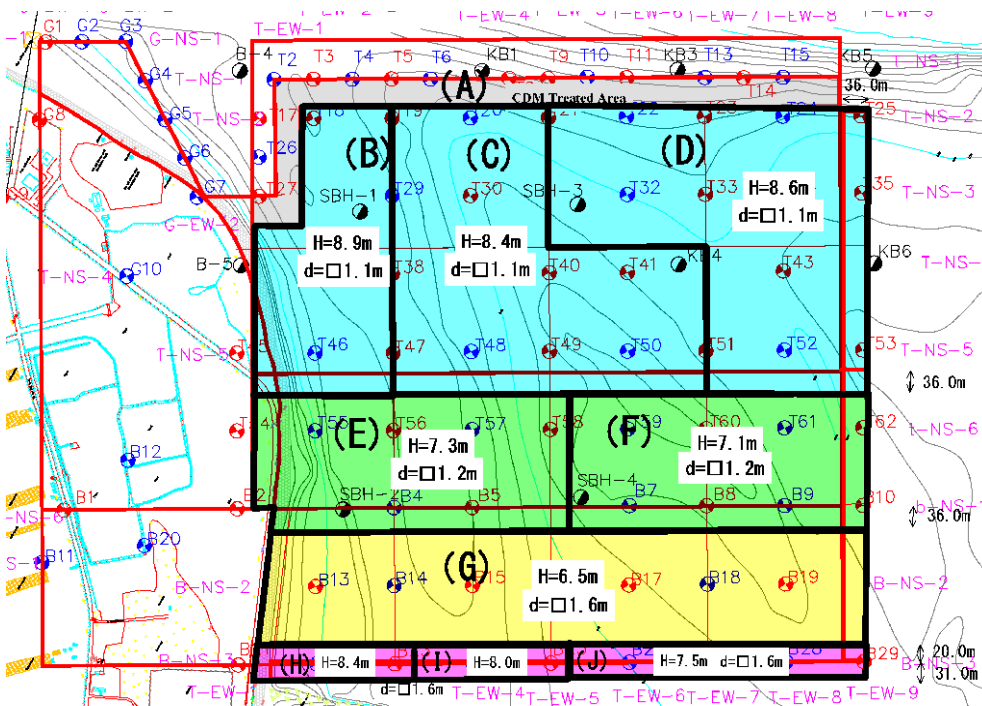


Hình 7.3.35 Đồ thị độ lún (Khu vực đường sau cảng, Phân khu-10, Khoảng cách PVD d=1,2m)



Hình 7.3.36 Đồ thị độ lún (Khu vực đường sau cảng, Phân khu -14, Khoảng cách PVD d=1,6m)

Theo khoảng cách bắc thăm PVD như trên và kết quả tính toán gia tải, sự phân chia phạm vi thi công và chiều cao gia khối đắp gia tải có thể chỉ ra như trình bày trong Hình 7.3.37.



Hình 7.3.37 Phân chia phạm vi thi công theo khoảng cách đặt bắc và chiều cao khối đắp gia tải

ii) Độ ổn định mái dốc trong thời gian đổ đất san lấp tại khu vực tôn tạo

Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc trong khi thi công Bước tôn tạo 1 (CD+5,0m) đã được nghiên cứu cho 16 lô tại khu vực tôn tạo.

Độ dốc bình quân từ cao trình CD+5,0m xuống nền đất tự nhiên để thỏa mãn hệ số an toàn yêu cầu ($F_s=1,1$) trong phân tích cung trượt tròn đã được tính toán. Các kết quả này được trình bày trong Bảng 7.3.16 và đồ thị biểu diễn độ ổn định tiêu biểu được trình bày từ Hình 7.3.38 đến Hình 7.3.40.

Bảng 7.3.16 Mái dốc bình quân yêu cầu tại Bước tôn tạo 1 (CD+5,0m)

Khu vực	Phân khu	Độ dốc trung bình yêu cầu	Hệ số an toàn nhỏ nhất thu được	Hệ số an toàn yêu cầu	
			Fs tối thiểu	Fsa	
Khu vực tôn tạo	Khu vực bến (bãi chứa công-ten-nơ có hàng)	Phân khu 1	1:6	1,104	1,1
		Phân khu 2	1:6	1,136	1,1
		Phân khu 3	1:7	1,162	1,1
		Phân khu 4	1:7	1,190	1,1
		Phân khu 5	1:6	1,104	1,1
		Phân khu 6	1:6	1,118	1,1
		Phân khu 7	1:5	1,117	1,1
		Phân khu 8	1:6	1,128	1,1
	Khu vực bến (bãi chứa công-ten-nơ rỗng)	Phân khu 9	1:5	1,100	1,1
		Phân khu 10	1:7	1,174	1,1
		Phân khu 11	1:3	1,122	1,1
		Phân khu 12	1:6	1,109	1,1
	Khu vực đường sau bến	Phân khu 13	1:5	1,124	1,1
		Phân khu 14	1:7	1,207	1,1
		Phân khu 15	1:7	1,175	1,1
		Phân khu 16	1:5	1,137	1,1

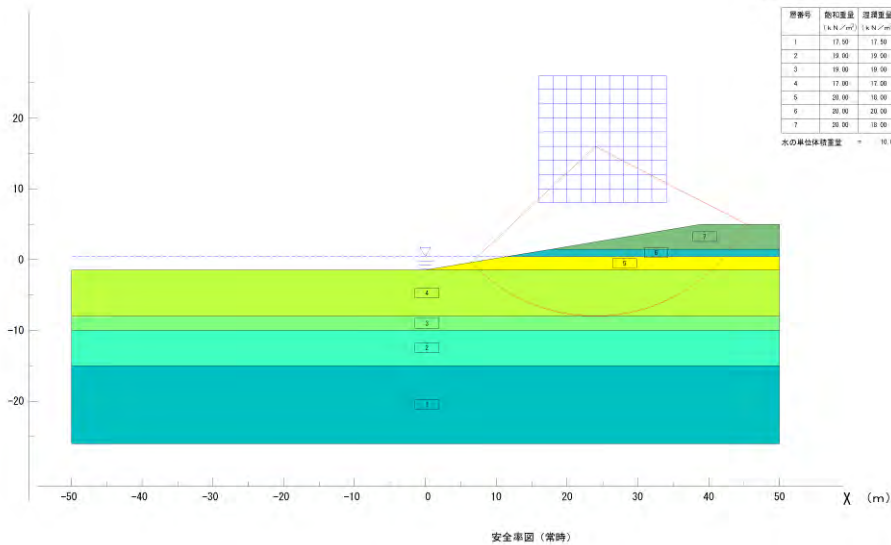
Lô- 1 : Mái dốc trung bình yêu cầu 1 : 6
Fs nhỏ nhất= 1,104 > 1,1

縮尺 : 1/ 600

最小安全率 F s MIN = 1,104
 円弧の中心 X = 24,00 (m)
 Y = 16,00 (m)
 半径 R = 24,00 (m)
 抵抗モーメント M R = 15880,4 (k N · m)
 起動モーメント M D = 14381,4 (k N · m)

層番号	飽和重量 (kN/m ³)	透水性係数 (cm/s)	内相透率係数	粘着力 (kN/m ²)	粘着力の一次係数	水平抗力	粘着抗力
1	17,00	17,00	0,00	40,00	0,00	0,000	0,000
2	19,00	19,00	0,00	50,00	0,00	0,000	0,000
3	19,00	19,00	0,00	25,00	0,00	0,000	0,000
4	17,00	17,00	0,00	15,00	0,00	0,000	0,000
5	20,00	18,00	30,00	0,00	0,00	0,000	0,000
6	20,00	20,00	30,00	0,00	0,00	0,000	0,000
7	20,00	18,00	30,00	0,00	0,00	0,000	0,000

水の単位体積重量 = 10,00 (kN/m³)



Hình 7.3.38 Kết quả phân tích độ ổn định cho Lô-1 tại bãi chứa công-ten-nơ có hàng

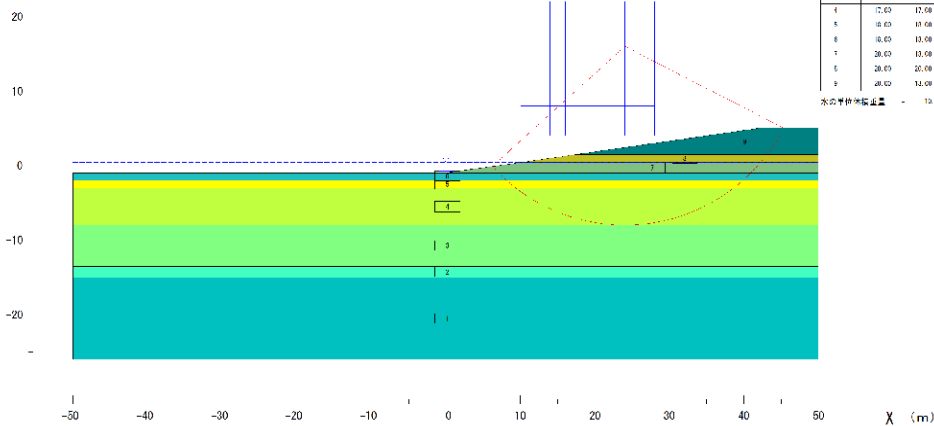
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Lô-10 : Mái dốc trung bình yêu cầu 1 : 7
Fs nhỏ nhất= 1,174 > 1,1

縮尺 : 1/ 600

最小安全率 F s MIN = 1.174
円弧の中心 X = 24.00 (m)
Y = 16.00 (m)
半径 R = 24.00 (m)
抵抗モーメント M R = 15412.9 (k N · m)
起動モーメント M D = 13126.1 (k N · m)



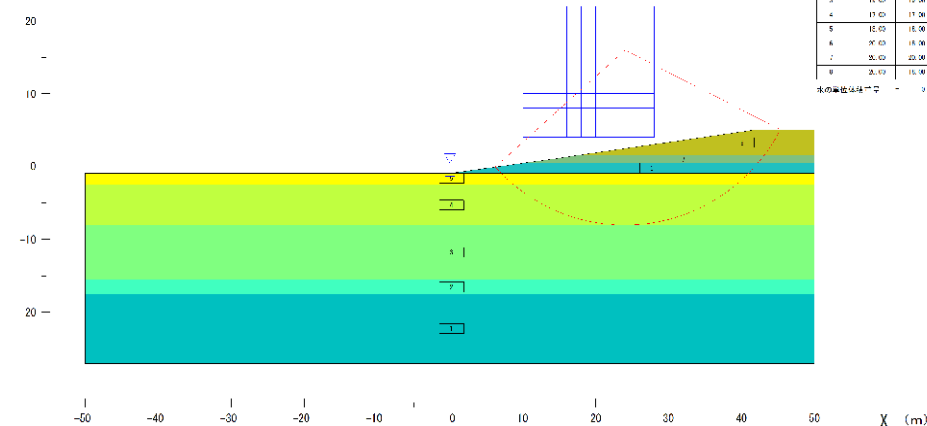
安全率図 (常時)

Hình 7.3.39 Kết quả phân tích độ ổn định cho Lô-10 tại bãi chứa công-ten-nơ rộng

Lô- 14 : Mái dốc trung bình yêu cầu 1 : 7
Fs nhỏ nhất= 1,207 > 1,1

縮尺 : 1/ 600

最小安全率 F s MIN = 1.207
円弧の中心 X = 24.00 (m)
Y = 16.00 (m)
半径 R = 24.00 (m)
抵抗モーメント M R = 15309.1 (k N · m)
起動モーメント M D = 13126.1 (k N · m)



安全率図 (常時)

Hình 7.3.40 Kết quả phân tích độ ổn định cho Lô-14 tại bãi chứa công-ten-nơ rộng

Theo kết quả này, tại Bước tôn tạo 1 - CD+5,0m độ dốc bình quân của mái đất khá thoải, chỉ từ 1:5 đến 1:7, để thỏa mãn hệ số an toàn yêu cầu trong giai đoạn thi công. Về độ ổn định trong thời gian gia tải, theo kết quả phân tích độ ổn định tại khu vực kè, hệ số an toàn yêu cầu (Fs=1,1) sẽ được thỏa mãn khi đảm bảo được khoảng đệm rộng từ 20m đến 30m giữa

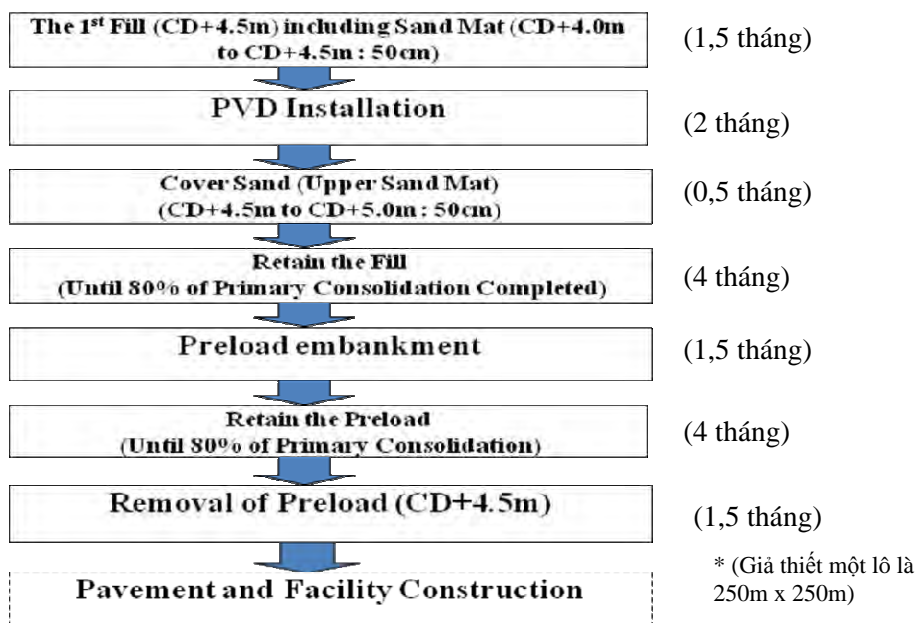
vai nền đắp tại Bước tôn tạo 1 (CD+5,0m) và chân khối đắp gia tải, dựa theo kết quả phân tích độ ổn định tại khu vực tôn tạo.

Toàn bộ kết quả phân tích độ ổn định mái dốc trong biện pháp “Bắc thấm đứng + Gia tải” tại khu vực cảng và khu vực đường sau cảng được trình bày trong Phụ lục 7.1.

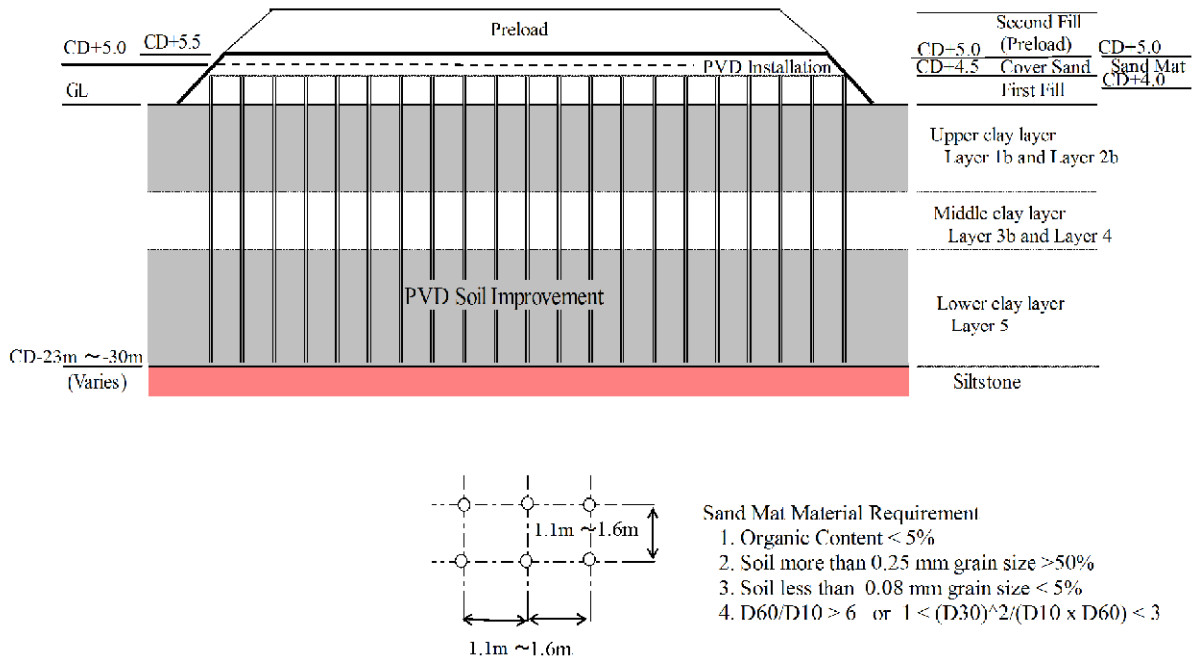
iii) Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và Gia tải tại khu vực tôn tạo

Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và Gia tải được thể hiện trong Hình 7.3.41. Hình ảnh về Mặt cắt ngang giản lược của khu vực tôn tạo được xử lý bằng Bắc thấm đứng và Gia tải được thể hiện trong Hình 7.3.42.

(Thời gian thi công cho 1 lô)



Hình 7.3.41 Quy trình xử lý nền đất yếu bằng PVD và Gia tải tại khu vực tôn tạo



Hình 7.3.42 Mặt cắt ngang giảm lún của khu vực tôn tạo được xử lý bằng PVD và Gia tải

7.4 Độ ổn định của Đất tôn tạo và Kè

7.4.1 Nguyên tắc thiết kế

Tại các khu vực Kè hạ lưu và Đê chắn sóng A có các lớp sét từ rất mềm đến vừa tới tổng chiều dày từ 20m đến 30m, trong đó có lớp giữa là sét cứng với độ dày vài mét. Do đó, vấn đề lún cố kết trong thời gian dài và độ ổn định của kè trong thời gian thi công tôn tạo được quan tâm khi thiết kế. Và do kế hoạch tiến độ thi công xử lý nền đất yếu là rất gấp, không thể đạt được độ lún dư cho phép nếu không xử lý nền đất yếu. Do đó các biện pháp xử lý nền đất yếu cho khu vực Kè hạ lưu và Đê chắn sóng A đã được nghiên cứu trong Phần này.

Đối với Kè hạ lưu, biện pháp xử lý lún cố kết và độ ổn định mái dốc sẽ được xem xét không chỉ theo tải trọng của phần tôn tạo và tải trọng của kè hiện tại đã dự kiến mà còn phải xem xét tải trọng của phần tôn tạo trong tương lai. Do đó, xét tính liên tục của công tác xử lý nền đất yếu, biện pháp Bắc thấm đứng (PVD) có khoảng cách đặt bắc giống như đã áp dụng cho các lô tôn tạo liền kề đã được quyết định lựa chọn là biện pháp xử lý nền đất yếu cho Kè hạ lưu. Hơn nữa, biện pháp gia tải được áp dụng kết hợp với biện pháp Bắc thấm đứng nhằm đạt được hiệu quả tôn tạo tốt nhất từ quan điểm hiệu quả kinh tế cũng như sự phối hợp đồng bộ với khu vực cảng và đường sau cảng.

Đối với Đê chắn sóng A, mục đích chính của xử lý nền đất yếu là làm giảm độ lún dư bằng cách gia cố và duy trì độ ổn định mái dốc. Do đó, 2 biện pháp xử lý nền đất yếu đã được nghiên cứu, đó là Bắc thấm đứng (PVD) (để đẩy nhanh quá trình lún và tăng cường độ kháng cắt) và biện pháp Thay nền cát (giảm độ lún và tăng sức kháng cắt bằng thay cát), để tìm ra được biện pháp phù hợp nhất cho Đê chắn sóng A theo quan điểm hiệu quả kinh tế.

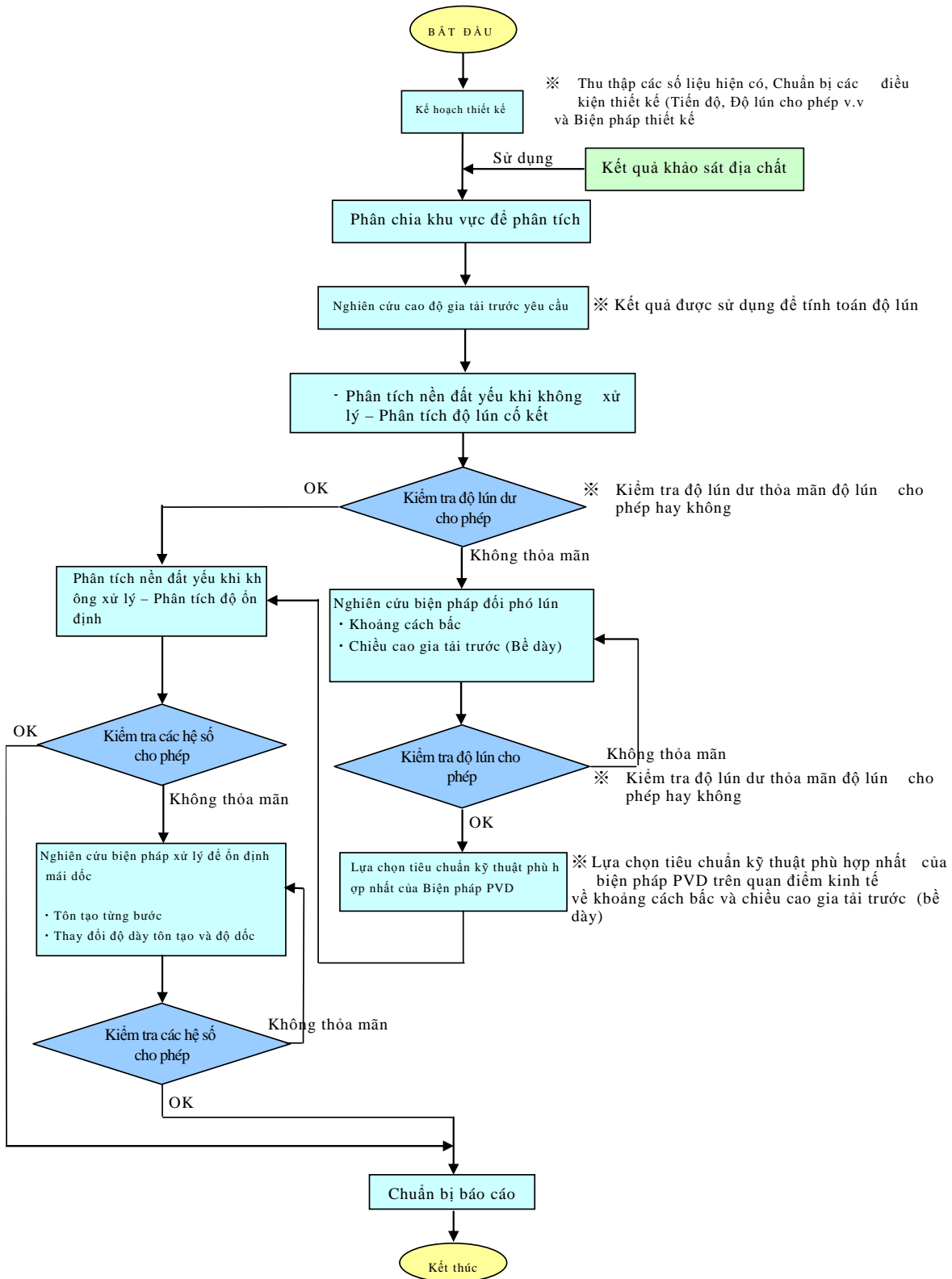
7.4.2 Thiết kế xử lý nền đất yếu

1) Quy trình thiết kế

Quy trình thiết kế xử lý nền đất yếu cho Kè hạ lưu và Đê chắn sóng A được chỉ ra lần lượt trong Hình 7.4.1 và Hình 7.4.2.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

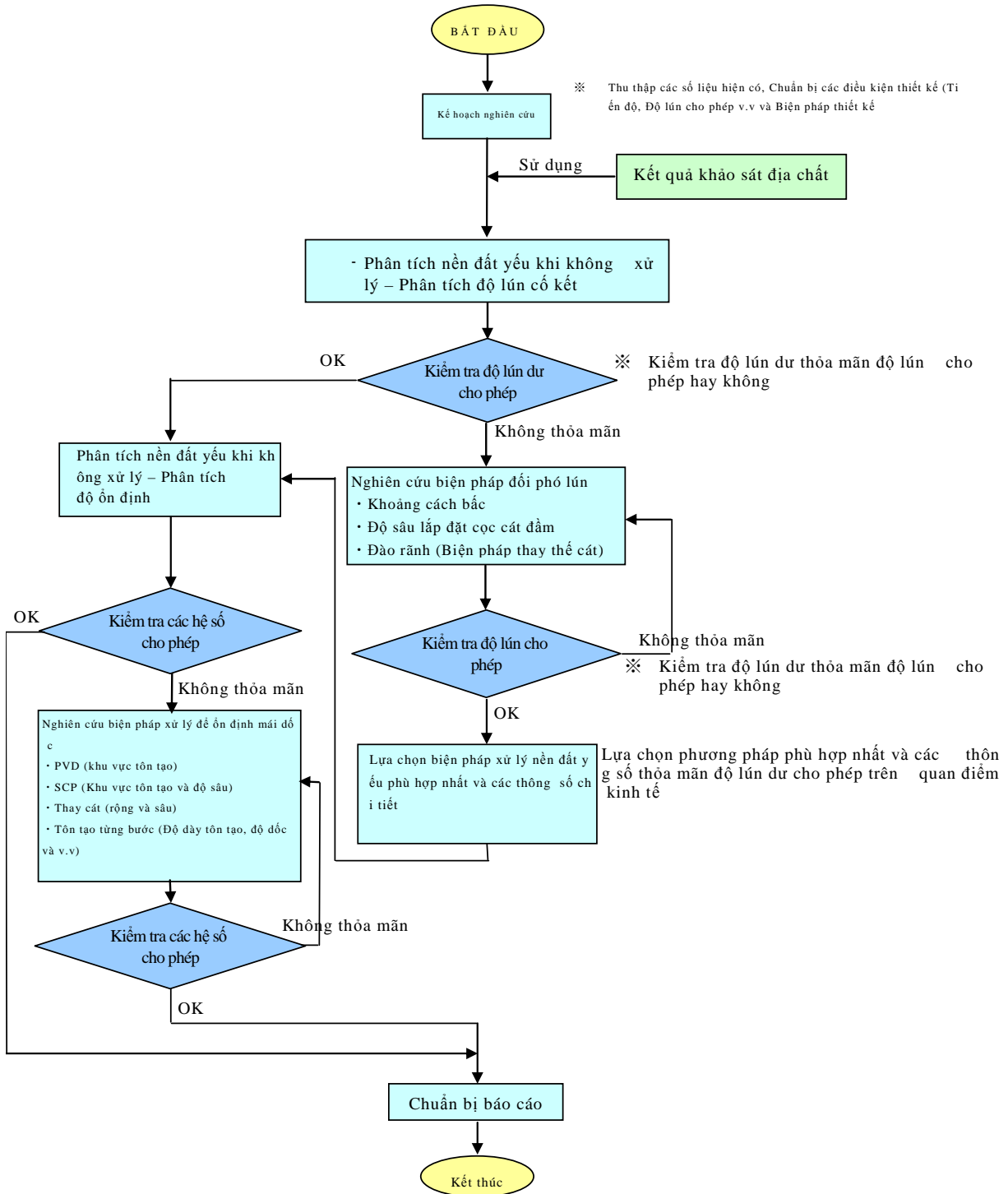
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.1 Quy trình thiết kế xử lý nền đất yếu cho Kè hạ lưu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.2 Quy trình thiết kế xử lý nền đất yếu cho Đê chắn sóng A

2) Tiêu chí và điều kiện thiết kế

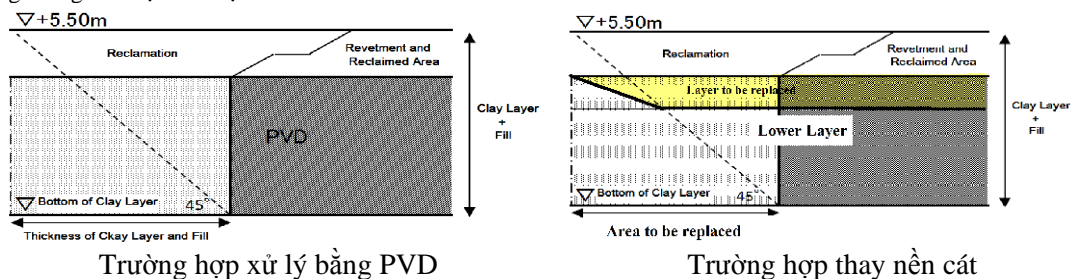
Tiêu chí và điều kiện thiết kế được chỉ ra trong Bảng 7.4.1

Bảng 7.4.1 Tóm tắt tiêu chí và điều kiện thiết kế

Thông số	Tiêu chí và điều kiện thiết kế
(a) Hệ số an toàn cho phép đối với độ ổn định của mái dốc	<ul style="list-style-type: none"> Ngắn hạn: $F_{sa} \geq 1,10$ (Trong quá trình thi công) Dài hạn: $F_{sa} \geq 1,30$ (dài hạn sau khi hoàn thành thi công)
(b) Độ cố kết mục tiêu (U) yêu cầu	<ul style="list-style-type: none"> $U=80\%$ hoặc lớn hơn, cho mỗi đợt chất tải Hệ số cố kết ngang $Ch=2 \times Cv$ (Cv: Hệ số cố kết theo chiều đứng)
(c) Độ lún dư	<ul style="list-style-type: none"> Kề hạ lưu 1) Phần kề sát cạnh khu cảng (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng và công-ten-nơ rỗng): 15 tháng sau khi bắt đầu thi công tôn tạo: $S_{pr}=0$ cm (cố kết sơ cấp kết thúc 100%) 2) Phần kề sát đường sau cảng: Trong thời gian 15 năm sau khi mặt đường đã làm hoàn tất: $S_{15}<30$cm (cố kết sơ cấp) <ul style="list-style-type: none"> • Đê chắn sóng Khu vực sát đường sau cảng: (Từ 22TCN262-2000) Trong thời gian 15 năm sau khi mặt đường đã làm hoàn tất: $S_{15}<30$cm ($S_{15}=30$cm = Lún sơ cấp + Lún thứ cấp. Thời gian hoàn thành mặt bãi dự kiến là 6 tháng (180 ngày) sau khi dỡ tải
(d) Tải trọng thiết kế	<ul style="list-style-type: none"> Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng): $q=30$ kN/m² Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ rỗng): $q=10$ kN/m² Khu vực đường sau cảng: $q=10$ kN/m²
(e) Mức nước	<ul style="list-style-type: none"> HWL (Mức nước cao thiết kế): $CD+3,55$ m MWL (Mức nước trung bình thiết kế): $CD+1,95$ m (để phân tích lún cố kết) LWL (Mức nước thấp thiết kế): $CD+0,43$ m (để phân tích ổn định mái dốc: phía biển) RWL (Mức nước dư): $CD+1,47$ m (để phân tích ổn định mái dốc: phía bãi tôn tạo)
(f) Cao trình thiết kế	<ul style="list-style-type: none"> Cao trình thiết kế của đoạn kề hạ lưu-1,2,3: $CD +5,50$ m Đê chắn sóng A: Cao trình đỉnh trước khi tôn tạo: $CD+6,50$ m Cao trình yêu cầu trước khi gia tải: $>CD+4,50$ m ($HWL+1$ m) (yêu cầu cao độ lớp cát thấp nhất) Cao trình sau khi dỡ cát gia tải: $CD +4,50$ m ($HWL+1$ m)
(g) Tiến độ thi công	<ul style="list-style-type: none"> Đặt bậc thềm: 30.000m³/ngày với 4 đội → 60 ngày/khu vực thi công Xử lý nền đất yếu: 10.000m³/ngày với 4 đội → 1m cao/tuần / khu vực thi công Gia tải: 5.000m³/ngày với 4 đội → 0,5m cao/tuần / khu vực thi công Dỡ cát gia tải: 2.500m³/ngày → 0,25m/tuần / khu vực mặt bằng cấm bắc
(h) Thời gian tôn tạo bãi	<ul style="list-style-type: none"> Thời gian tôn tạo bãi bao gồm cả xử lý nền đất yếu: khoảng 15 tháng (Thời gian san lấp cát tôn tạo và gia tải cho mỗi khu vực thi công: tổng cộng hơn 8 tháng)
(i) Mức độ ảnh hưởng của lún do gia tải trước *)	<ul style="list-style-type: none"> Mức độ ảnh hưởng của lún do gia tải trước: bằng bề dày lớp sét (45 độ).

*) Khu vực tiếp giáp với khu vực phát triển trong tương lai

Sau khi đưa bến Lạch Huyện vào khai thác, có thể xảy ra hiện tượng nứt và lún tại mặt đường do nền đất bị hoá lỏng và lún do tải trọng đất san lấp tại khu vực phát triển liền kề trong tương lai. Kích thước khu vực bị ảnh hưởng sẽ được xem xét, như được thể hiện trong Hình 7.4.3. Khoảng cách ảnh hưởng tính từ ranh giới khu vực mở rộng dự kiến sẽ khoảng 36m (từ cao trình đáy thấp nhất $CD-30$ m tới cao trình nền dự kiến của khu vực cảng $CD+5,5$ m ≈ 36 m). Do đó, trong dự án này khu vực này sẽ được xử lý nền trước. Trong trường hợp sử dụng biện pháp thay nền cát, khu vực thay nền cát để tránh ảnh hưởng bởi lún trong tương lai được thể hiện như sau.



Hình 7.4.3 Phạm vi ảnh hưởng đến độ lún cố kết do tải trọng của khu vực liền kề

3) Phương pháp tính toán trong điều kiện không xử lý nền đất yếu

a) Phân tích độ lún (lún cố kết một chiều của đất sét)

Áp dụng phương pháp phân tích giống như phương pháp đã áp dụng cho khu vực cảng và khu đường sau cảng.

b) Phân tích độ ổn định mái dốc (Phương pháp mặt trượt cung tròn)

Áp dụng phương pháp phân tích giống như phương pháp đã áp dụng cho khu vực cảng và khu đường sau cảng.

4) Phương pháp xử lý nền đất yếu

a) Phương pháp Bắc thấm đứng (PVD)

i) Phân tích độ lún cố kết một chiều

Áp dụng phương pháp phân tích giống như phương pháp đã áp dụng cho khu vực cảng và khu đường sau cảng

ii) Chi tiết về Bắc thấm đứng (PVD)

Áp dụng phương pháp phân tích giống như phương pháp đã áp dụng cho khu vực cảng và khu đường sau cảng

iii) Phân tích độ ổn định mái dốc

Áp dụng phương pháp phân tích giống như phương pháp đã áp dụng cho khu vực cảng và khu đường sau cảng

b) Biện pháp thay nền cát

Thiết kế biện pháp thay nền cát được tiến hành dựa trên “Tiêu chuẩn Kỹ thuật và Chú giải về Công trình Cảng tại Nhật Bản (Tháng 7 năm 2007)”.

i) Phân tích độ lún

Phân tích độ lún để tính toán biện pháp thay nền cát được tiến hành đối với các lớp sét còn lại bên dưới nền cát thay thế. Phương pháp tính toán tương tự như phương pháp áp dụng trong trường hợp không xử lý nền đất yếu.

ii) Phân tích độ ổn định mái dốc

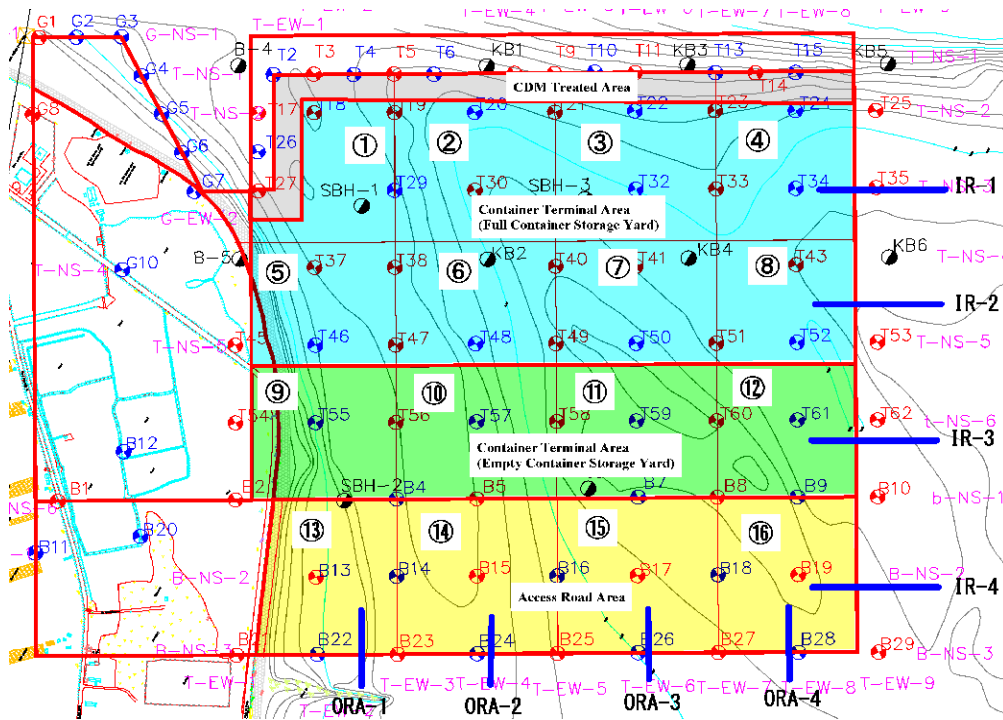
Phương pháp tính toán độ ổn định mái dốc tương tự như phương pháp áp dụng cho trường hợp không xử lý nền đất yếu. Chi tiết về Biện pháp Thay nền cát như sau;

- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> - Vật liệu thay thế: Cát - Dung trọng của vật liệu thay thế (γ'): 10 (kN/m³) - Góc ma sát của cát thay thế (ϕ): 30 (°) - Độ dốc mái đào: 1: 3 |
|---|

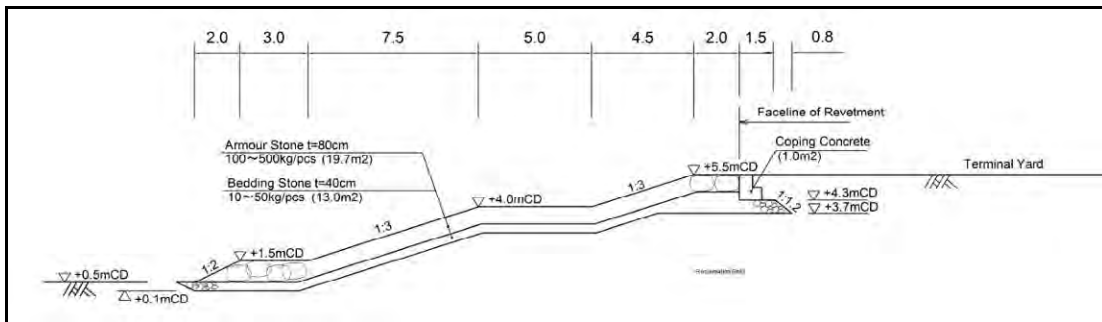
7.4.3 Kết quả thiết kế xử lý nền đất yếu

1) Vị trí các phân đoạn kè được phân tích và các mô hình lớp đất

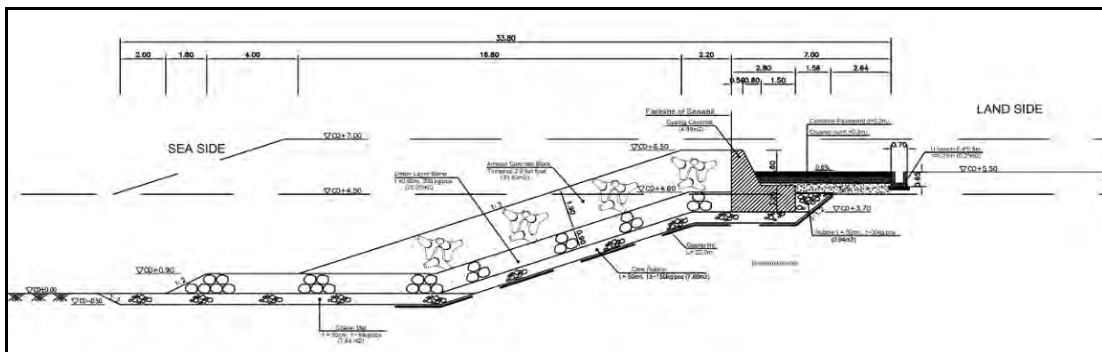
Vị trí các phân đoạn kè sử dụng cho phân tích thiết kế thể hiện trong Hình 7.4.4, các mô hình lớp đất thể hiện trong Hình 7.4.7. Số lượng phân đoạn đê sử dụng trong phân tích độ lún cổ kết và độ ổn định mái dốc đã được lựa chọn là 4 phân đoạn cho Kè hạ lưu, 4 phân đoạn cho Đê chắn sóng A. Các thông số kỹ thuật về địa chất đã sử dụng để phân tích được trình bày trong Bảng 7.3.11.



Hình 7.4.4 Các phân đoạn kè được phân tích (Kè hạ lưu và Đê chắn sóng A)



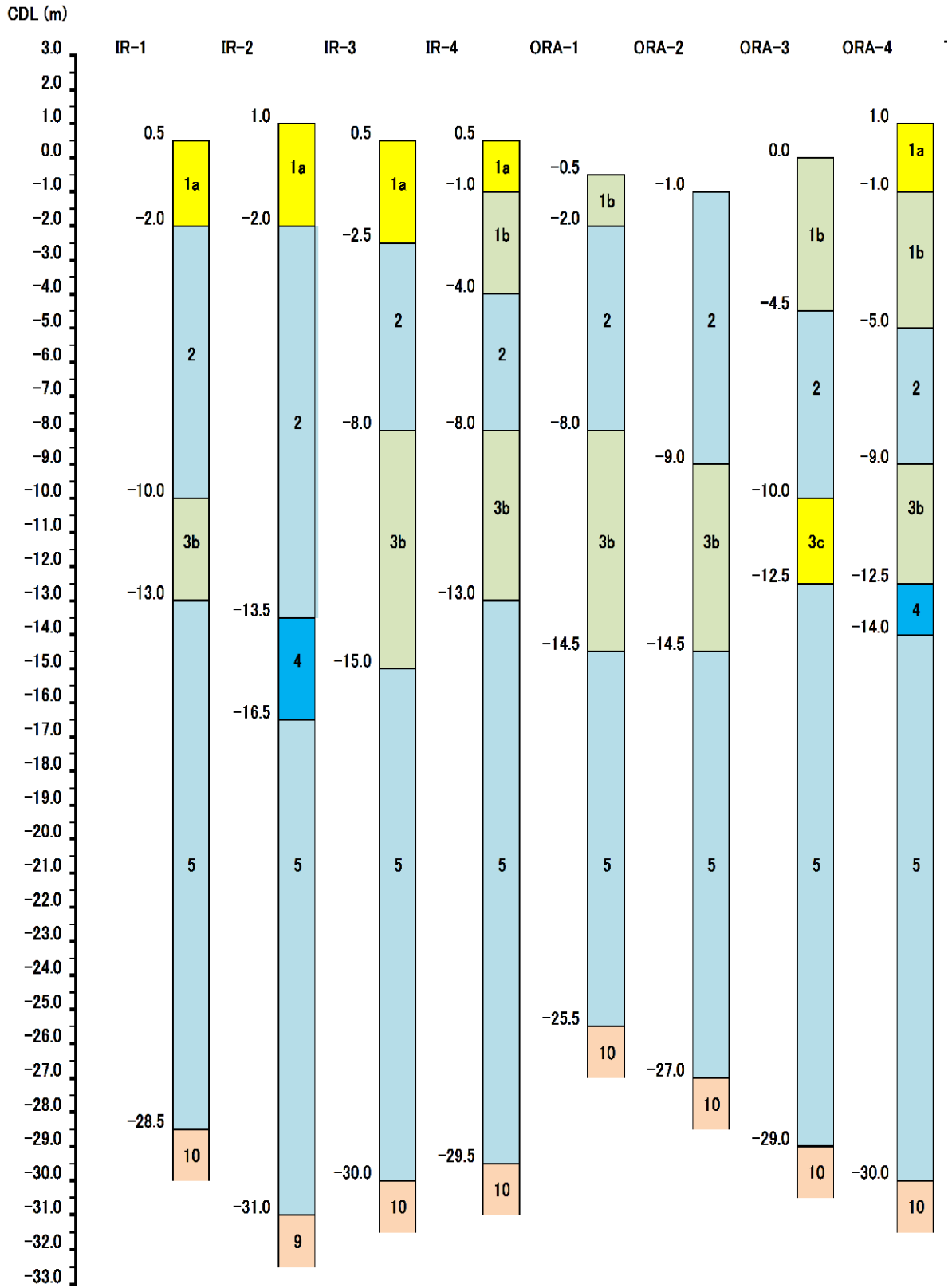
Hình 7.4.5 Mặt cắt ngang của Kè hạ lưu



Hình 7.4.6 Mặt cắt ngang của Đê chắn sóng A

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.7 Các mô hình lớp đất để thiết kế xử lý nền đất yếu cho Kè hạ lưu và Đê chắn sóng A

2) Kè hạ lưu

a) Phân tích trong trường hợp không xử lý nền đất yếu

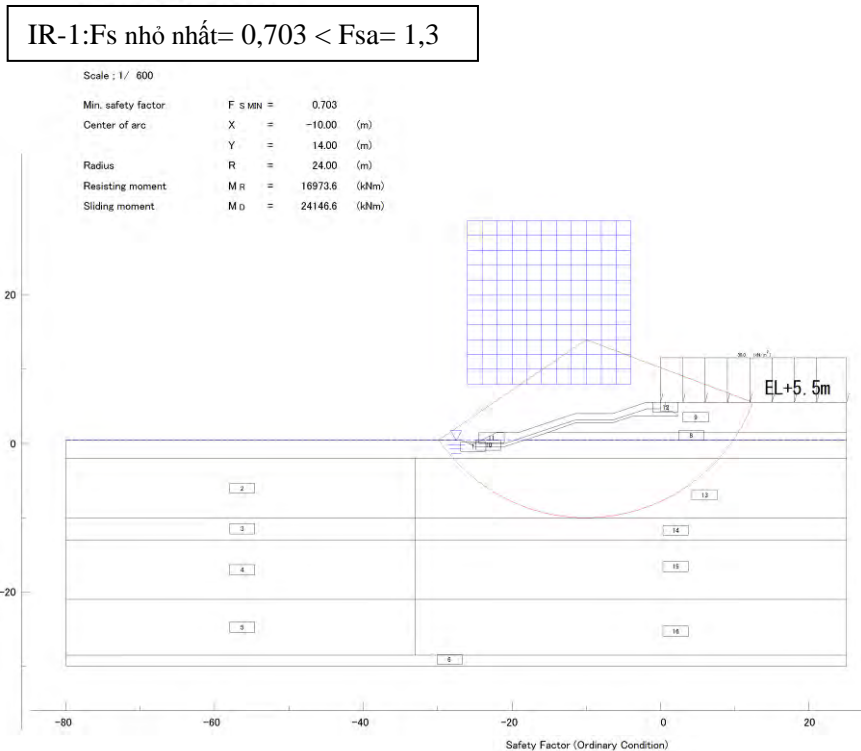
i) Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc

Phân tích độ ổn định mái dốc được thực hiện tại 4 phân đoạn dọc Kè hạ lưu với trường hợp không xử lý nền đất yếu (Kè hạ lưu-1, 2, 3, 4). Kết quả phân tích được trình bày trong Bảng 7.4.2 và hình mô tả cung trượt của hệ số an toàn tối thiểu tại phân đoạn kè IL-1 được thể hiện trong Hình 7.4.8 như hình vẽ tiêu biểu. Toàn bộ kết quả phân tích độ ổn định mái dốc cho 4 phân đoạn Kè hạ lưu được thể hiện trong Phụ lục 7.2.

Theo kết quả phân tích độ ổn định, cả 4 phân đoạn kè hạ lưu không thỏa mãn được hệ số an toàn yêu cầu ($F_s = 1,3$), do đó cần có biện pháp để đảm bảo được độ ổn định mái dốc.

Bảng 7.4.2 Kết quả tính toán độ ổn định mái dốc (Kè hạ lưu, không xử lý nền đất yếu)

Phân đoạn được phân tích	Khu vực [Các lô liên kè]	Hệ số an toàn
Phân đoạn Kè hạ lưu IR-1	Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng) [Lô-4]	F_s nhỏ nhất=0,703 < $F_{sa}=1,30$: NG
Phân đoạn Kè hạ lưu IR-2	Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ có hàng) [Lô-8]	F_s nhỏ nhất=0,702 < $F_{sa}=1,30$: NG
Phân đoạn Kè hạ lưu IR-3	Khu vực cảng (Bãi chứa công-ten-nơ rỗng) [Khu-12]	F_s nhỏ nhất=0,876 < $F_{sa}=1,30$: NG
Phân đoạn Kè hạ lưu IR-4	Đường sau cảng [Lô-16]	F_s nhỏ nhất=0,885 < $F_{sa}=1,30$ NG



Hình 7.4.8 Kết quả phân tích độ ổn định tại phân đoạn IR-1 (Không xử lý nền đất yếu)

b) Kết quả xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng (PVD)

i) Kết quả phân tích tính ổn định mái dốc với phương pháp Bắc Thấm

Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc trong với trường hợp không xử lý nền đất yếu cho thấy không đảm bảo được độ ổn định mái dốc, do đó cần có biện pháp xử lý nền đất yếu. Vì vậy “Biện pháp Bắc thấm đứng + Gia tải trước” cho khu vực Kè hạ lưu đã được nghiên cứu do biện pháp gia cố đất thích hợp nhất cho khu vực tiếp giáp sau của kè sẽ là “Bắc thấm đứng + Gia tải trước”.

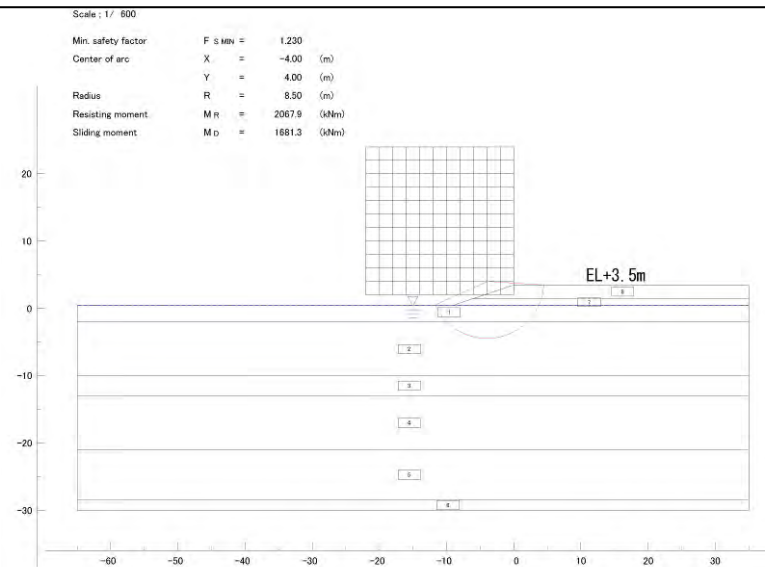
Kết quả tính toán nền trên sẽ được tổng hợp trong Bảng 7.4.3 và hình vẽ cung trượt để thoả mãn hệ số an toàn tối thiểu tại mỗi bước chịu tải tại phân đoạn IR-1 được thể hiện lần lượt từ Hình 7.4.9 đến Hình 7.4.13. Toàn bộ phân tích độ ổn định mái dốc cho phân đoạn kè IR-1, 2, 3 và 4 dọc Kè hạ lưu được áp dụng biện pháp “Bắc thấm đứng + Gia tải trước” trình bày trong Phụ lục 7.2.

Như trình bày trong Bảng 7.4.3, xử lý nền đất yếu bằng biện pháp tôn tạo từng bước và PVD có xét sự gia tăng của cường độ kháng cắt theo quá trình cô kết là thoả mãn được hệ số an toàn yêu cầu.

Bảng 7.4.3 Kết quả tính toán độ ổn định mái dốc (Kè hạ lưu, biện pháp PVD + Gia tải)

Phân đoạn	Bước đắp tôn tạo 1		Bước đắp tôn tạo 2 (lớp cát trên)			Gia tải			Hoàn thành
	Cao trình (DL; m)	Hệ số an toàn	Cao trình (DL; m)	Độ rộng đôi trọng (m)	Hệ số an toàn	Độ dày gia tải (m)	Chiều rộng bề phân áp (m)	Hệ số an toàn	Hệ số an toàn
IR-1	+3,5	1,23 > 1,10 OK	+5,0	16,0	1,10 > 1,10 OK	3,6	16,0 + 22,0 (+3,5) (+5,0)	1,11 > 1,10 OK	1,32 > 1,30 OK
IR-2	+4,0	1,25 > 1,10 OK	+5,0	22,0	1,18 > 1,10 OK	3,6	22,0 + 22,0 (+4,0) (+5,0)	1,10 > 1,10 OK	1,43 > 1,30 OK
IR-3	+3,5	1,21 > 1,10 OK	+5,0	15,0	1,19 > 1,10 OK	2,1	15,0 + 10,0 (+3,5) (+5,0)	1,16 > 1,10 OK	1,33 > 1,30 OK
IR-4	+4,0	1,15 > 1,10 OK	+5,0	15,0	1,14 > 1,10 OK	0,5	15,0 + 5,0 (+4,0) (+5,0)	1,22 > 1,10 OK	1,32 > 1,30 OK

1) Độ cao đắp tôn tạo đến +3,5m IR-1 : F_s nhỏ nhất = 1,25 \geq F_{sa} = 1,10

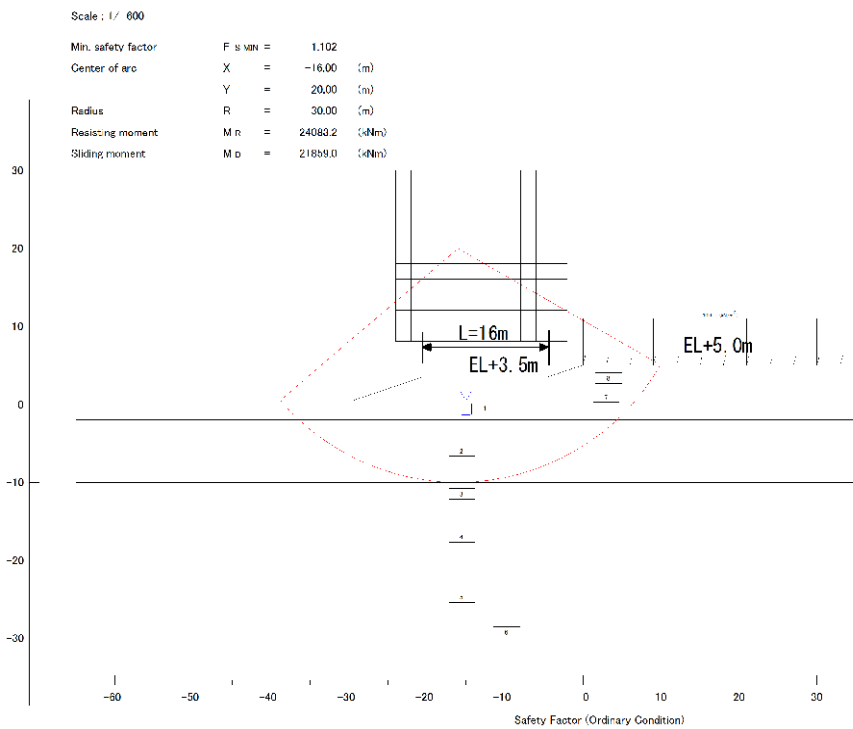


Hình 7.4.9 Kết quả phân tích ổn định tại phân đoạn IR-1 (Bắc thấm đứng + gia tải trước) (1/5)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

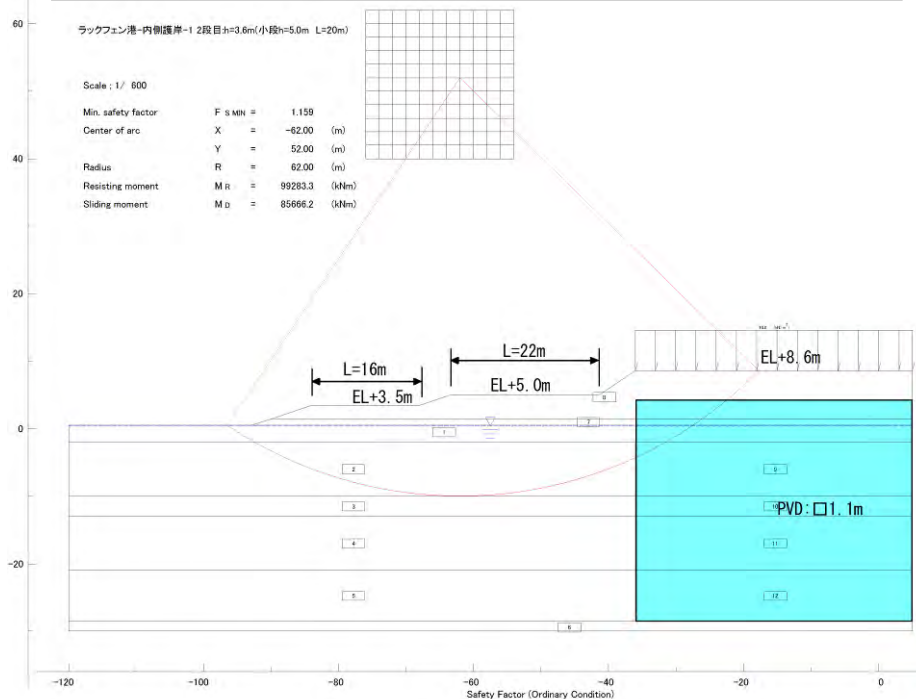
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

2) Đắp tôn tạo đến +5,0m IR-1 : F_s nhỏ nhất = 1,10 $\geq F_{sa} = 1,10$



Hình 7.4.10 Kết quả phân tích ổn định tại phân đoạn IR-1 (Bắc thềm đứng+gia tải trước) (2/5)

3) Gia tải đến +8,6m IR-1 : F_s nhỏ nhất = 1,16 $\geq F_{sa} = 1,10$

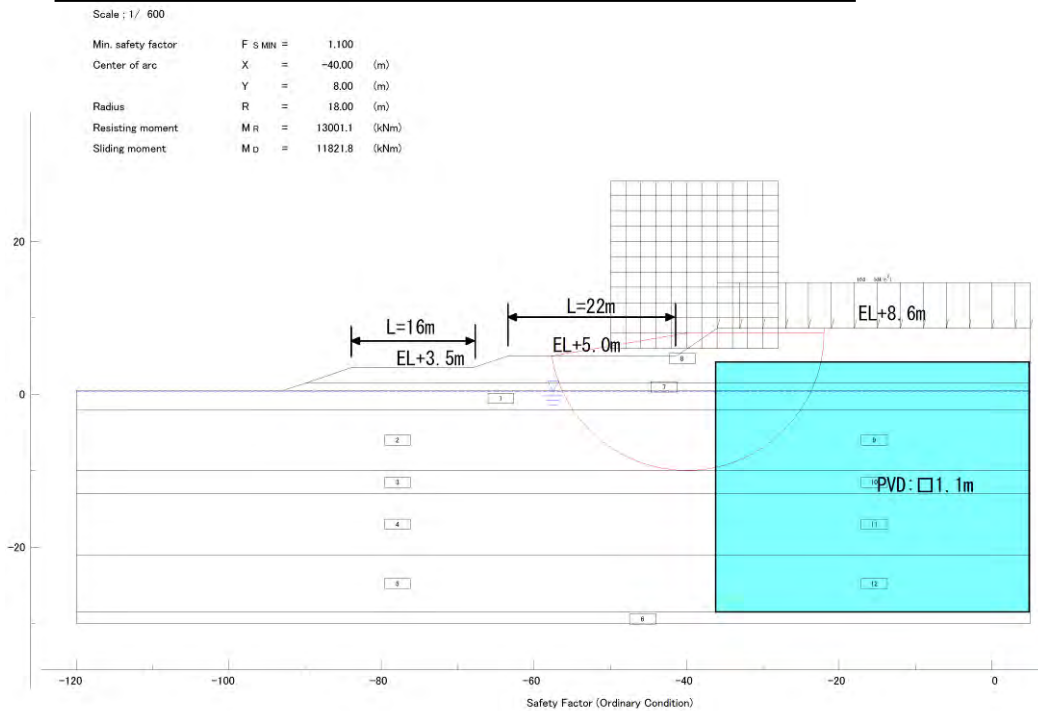


Hình 7.4.11 Kết quả phân tích ổn định tại phân đoạn IR-1 (Bắc thềm đứng+ gia tải trước) (3/5)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

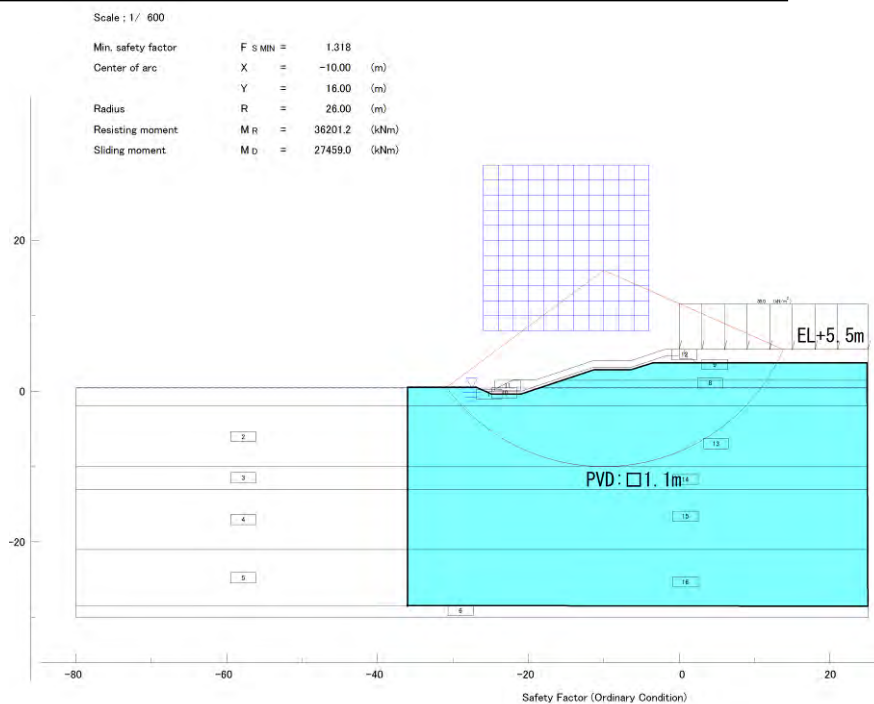
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

4) Gia tải đến +8,6m IR-1 : F_s nhỏ nhất = 1,10 \geq F_{sa} = 1,10



Hình 7.4.12 Kết quả phân tích ổn định tại phân đoạn IR-1 (Bắc thềm đứng+ gia tải trước) (4/5)

5) Sau khi hoàn thành thi công kè IR-1 : F_s min = 1,32 \geq F_{sa} = 1,30



Hình 7.4.13 Kết quả phân tích ổn định tại phân đoạn IR-1 (Bắc thềm đứng+ gia tải trước) (5/5)

ii) Kết quả phân tích độ lún cổ kết

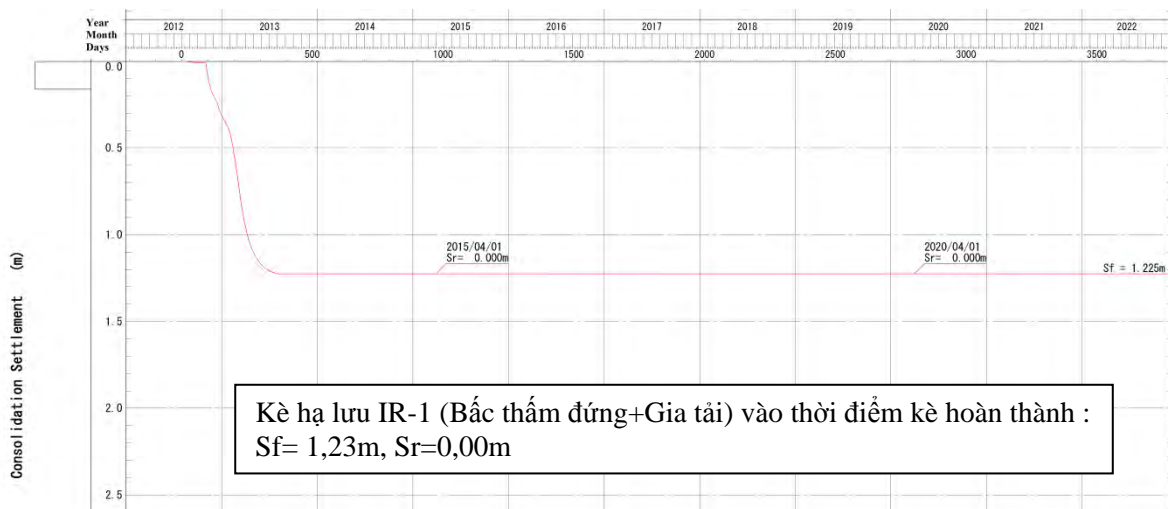
Xét tính liên tục của công tác xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng, khoảng cách đặt bắc và độ cao gia tải như nhau được áp dụng cho tất cả các phân đoạn kè hạ lưu (IR-1, 2, 3 và 4).

Kết quả phân tích độ lún cổ kết tại tuyến mép của mỗi phân đoạn Kè hạ lưu được thể hiện trong Bảng 7.4.4 và đồ thị đường cong lún tại phân đoạn IR-1 được thể hiện trong Hình 7.4.14 là đồ thị đường cong tiêu biểu cho kết quả phân tích trên. Toàn bộ đồ thị đường cong lún cổ kết tại các phân đoạn IR-1, 2, 3 và 4 được trình bày trong Phụ lục 7.2.

Theo kết quả này, biện pháp “Bắc thấm đứng + Gia tải” có thể thỏa mãn tiêu chí lún yêu cầu thậm chí trong tương lai ngay phía trước kè hạ lưu sẽ có tồn tạo bãi.

Bảng 7.4.4 Kết quả tính toán lún cổ kết tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Bắc thấm đứng và Gia tải)

Phân đoạn	Khoảng cách đặt bắc thấm	Độ dày tồn tạo (m)		Độ lún (m)		Độ lún tính toán	Ghi chú
		Độ dày	Gia tải	Độ lún cuối cùng	Độ lún dư cho phép khi bắt đầu khai thác công trình		
IR-1	d= □1,1m	CD+5,0	3,6	1,225	0,000	OK	Sr = 0
IR-2	d= □1,1m	CD+5	3,5	1,141	0,000	OK	Sr = 0
IR-3	d= □1,2m	CD+5	2,1	0,908	0,000	OK	Sr = 0
IR-4	d= □1,6m	CD+5	1,5	0,739	0,020	OK	Sr < 30cm trong thời gian 15 năm sau khi hoàn thành mặt bãi.



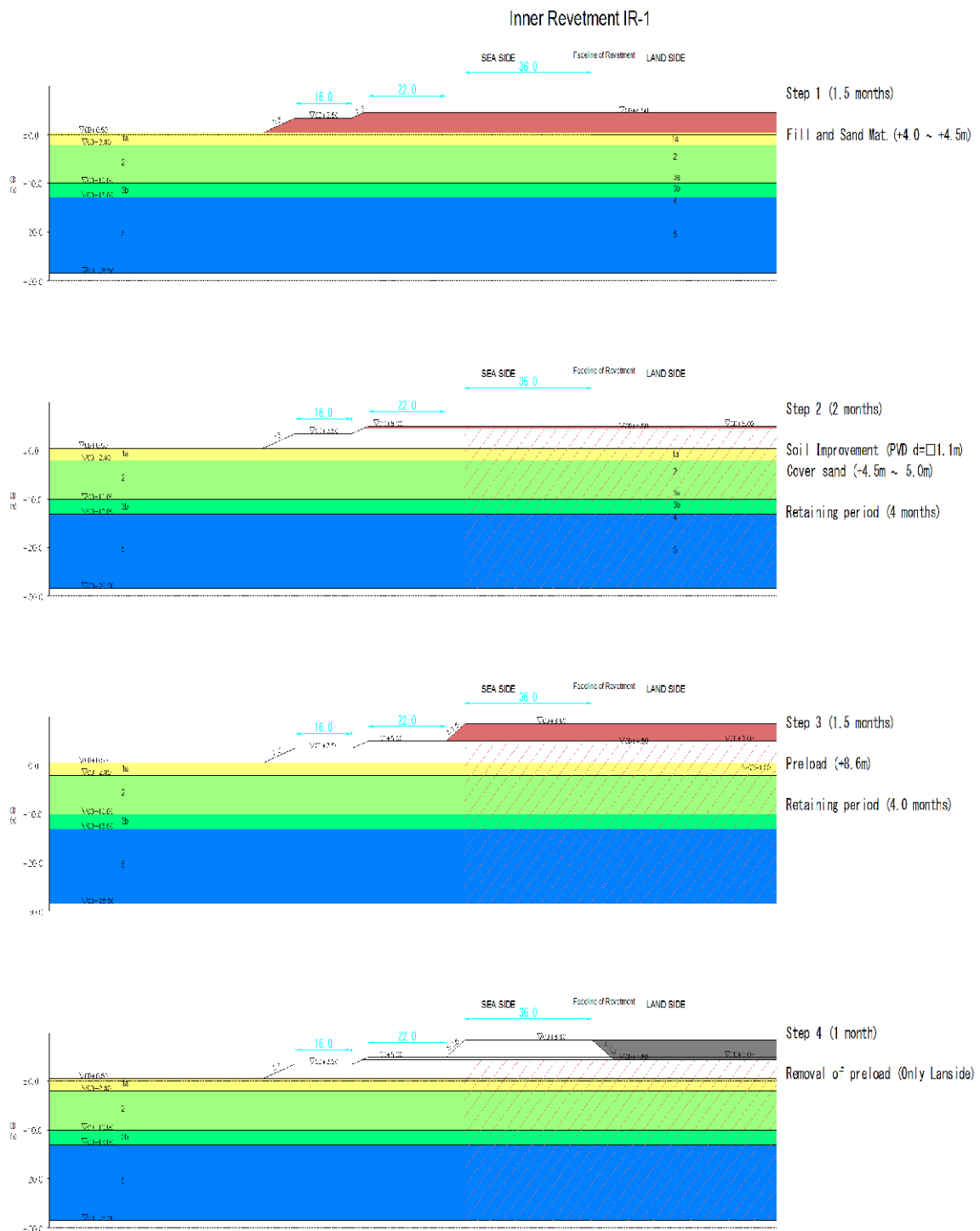
Hình 7.4.14 Kết quả phân tích lún cổ kết tại phân đoạn IR-1, Biện pháp Bắc thấm và Gia tải

c) Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và Gia tải tại Kè hạ lưu

Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và Gia tải tại phân đoạn IR-1 (Kè hạ lưu) được trình bày như quy trình xử lý nền đất yếu tiêu biểu trong Hình 7.4.15 và Hình 7.4.16. Toàn bộ các hình thể hiện quy trình xử lý nền đất yếu được trình bày trong Phụ lục 7.2.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

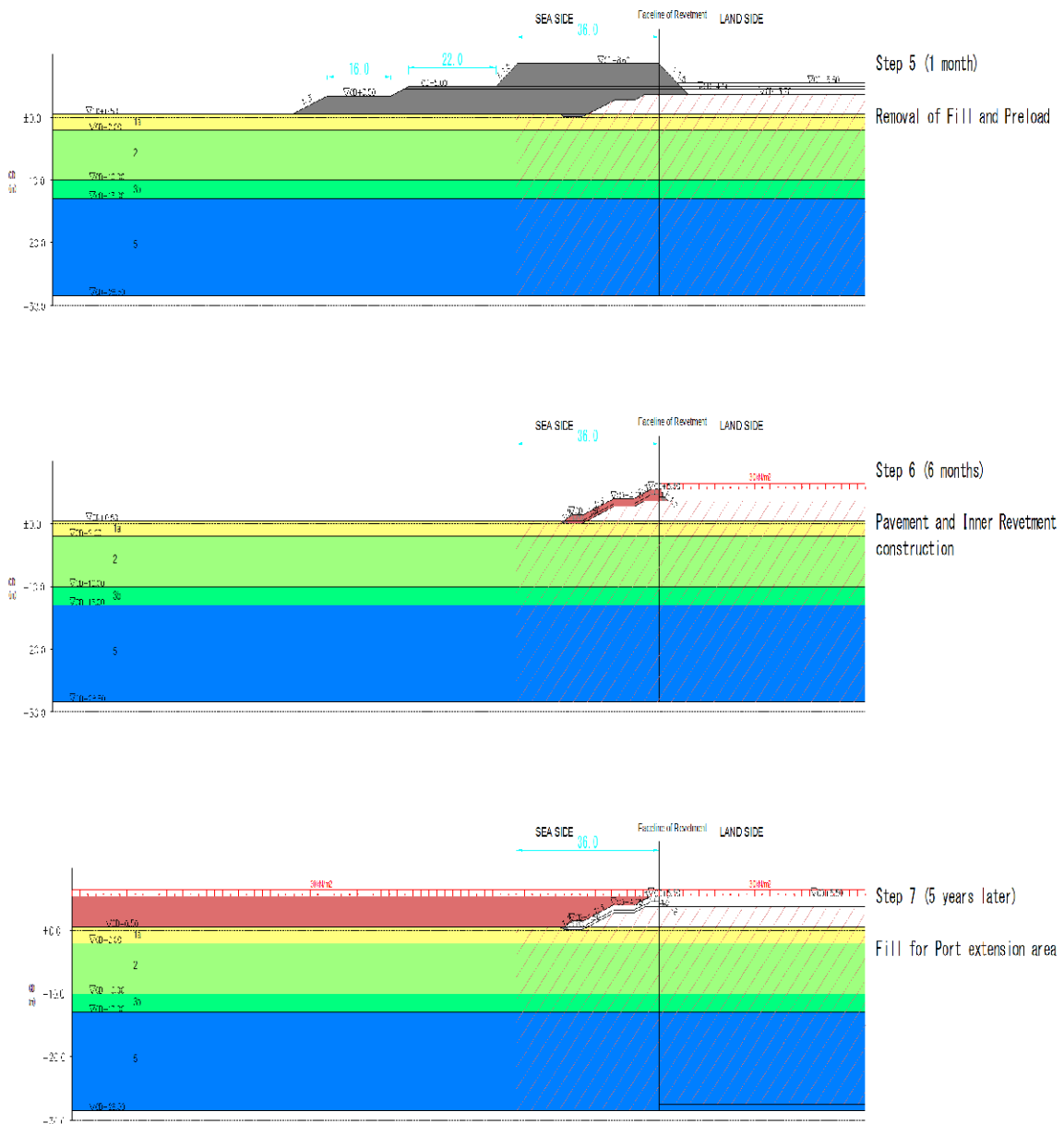
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.15 Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đúng+Gia tải tại phân đoạn kè IR-1 (Kè hạ lưu) (1/2)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.16 Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng+Gia tải tại phân đoạn kè IR-1 (Kè hạ lưu) (2/2)

3) Đề chấn sóng A

a) Phân tích trong trường hợp không xử lý nền đất yếu

i) Kết quả phân độ ổn định mái dốc

Phân tích ổn định mái dốc được thực hiện cho trường hợp không xử lý nền đất yếu tại 4 phân đoạn (ORA-1, 2, 3, 4) dọc Đề chấn sóng A. Kết quả phân tích được nêu trong Bảng 7.4.5 và hình cung trượt biểu diễn hệ số an toàn tối thiểu tại phân đoạn ORA-1 thể hiện trong Hình 7.4.17. Toàn bộ các phân tích ổn định mái dốc cho 4 phân đoạn dọc Đề chấn sóng A được thể hiện trong Phụ lục 7.2.

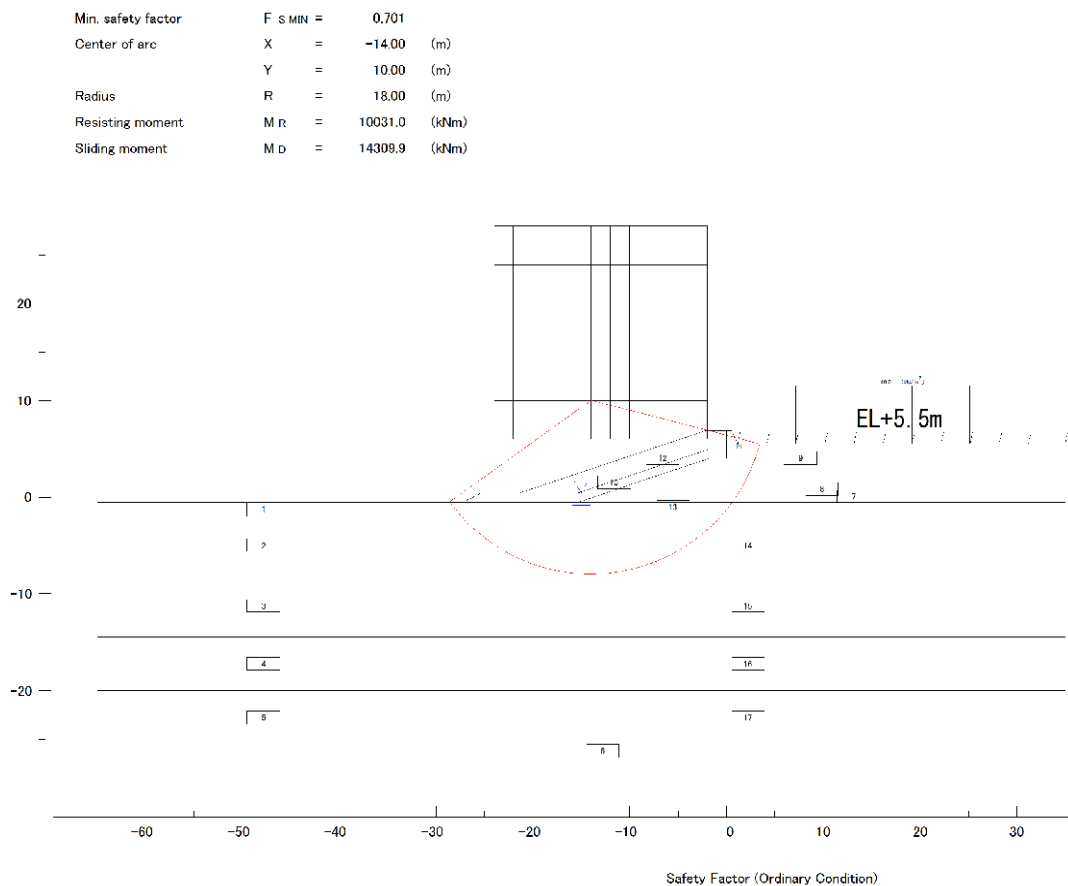
Theo kết quả phân tích ổn định, 4 phân đoạn dọc Đề chấn sóng A không thể thỏa mãn hệ số an toàn yêu cầu ($F_s = 1,3$), do đó cần có biện pháp xử lý nền đất yếu để ổn định mái dốc.

Bảng 7.4.5 Tóm tắt kết quả phân tích độ ổn định tại Đê chắn sóng A

Phân đoạn	Khu vực [Lô liên kề]	Hệ số an toàn đạt được
Đê chắn sóng A Phân đoạn ORA-1	Khu vực đường sau cảng [Lô-13]	Fstói thiểu= 0,701 < Fsa=1,30 : NG
Đê chắn sóng A Phân đoạn ORA-2	Khu vực đường sau cảng [Lô-14]	Fstói thiểu= 0,728 < Fsa=1,30 : NG
Đê chắn sóng A Phân đoạn ORA-3	Khu vực đường sau cảng [Lô-15]	Fstói thiểu= 0,774 < Fsa=1,30 : NG
Đê chắn sóng A Phân đoạn ORA-4	Khu vực đường sau cảng [Lô-16]	Fstói thiểu= 0,857 < Fsa=1,30 NG

IR-1:F_s tối thiểu= 0,701 < F_{sa}= 1,3

Scale : 1/ 600



Hình 7.4.17 Kết quả phân tích độ ổn định của phân đoạn ORA-1 (không xử lý nền đất yếu)

b) Lựa chọn phương pháp xử lý nền đất yếu cho Đê chắn sóng A

Theo kết quả phân tích độ ổn định thì hệ số an toàn yêu cầu (F_s=1,3) không thỏa mãn để ổn định mái dốc trong trường hợp không xử lý nền đất yếu. Vì vậy trong phần này, các biện pháp xử lý nền đất yếu đã được nghiên cứu cho Đê chắn sóng A.

Hai biện pháp xử lý nền đất yếu đã được nghiên cứu và so sánh để lựa chọn ra biện pháp phù hợp nhất cho Đê chắn sóng A như sau.

- **Biện pháp Bắc thấm đứng:** biện pháp Bắc thấm đứng được áp dụng để xử lý nền đất yếu cho khu vực phía sau kè. Tính liên tục của biện pháp xử lý nền đất yếu giữa hai khu vực, đó là khu vực phía sau và khu vực phía trước kè cũng quan trọng và được xem xét. Ngoài ra, biện pháp Bắc thấm đứng có thể áp dụng để đối phó với hiện tượng lún cổ kết và đảm bảo độ ổn định của mái dốc.
- **Biện pháp thay nền cát:** biện pháp này thường được sử dụng để đảm bảo tính ổn định của mái dốc kè v.v. Tuy nhiên, có thể áp dụng biện pháp này để giảm độ lún cổ kết do thay sét mềm bằng cát.

Các biện pháp xử lý nền đất yếu được nghiên cứu theo kết quả phân tích độ lún cổ kết và độ ổn định của mái dốc. Kết quả phân tích của hai biện pháp xử lý nền đất yếu sẽ được tóm tắt trong phần sau.

i) **Kết quả phân tích độ lún cổ kết và độ ổn định của mái dốc bằng 2 phương pháp xử lý nền đất yếu**

So sánh hai biện pháp xử lý nền đất yếu đã được thực hiện tại phân đoạn (ORA-2) của Đê chắn sóng A theo quan điểm hiệu quả kinh tế. Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc và độ lún cổ kết được tóm lược lần lượt trong Bảng 7.4.6 và Bảng 7.4.7. Chi tiết phân tích được trình bày trong Phụ lục 7.2.

Kết quả của một số tính toán thử nghiệm cho thấy mỗi biện pháp xử lý nền đất yếu có thể thỏa mãn các giá trị yêu cầu của hệ số an toàn về độ ổn định mái dốc và độ lún dư cho phép, chi tiết được trình bày trong Bảng 7.4.6 và Bảng 7.4.7.

Nghiên cứu so sánh trên hiệu quả kinh tế giữa hai biện pháp được tiến hành, thực hiện dựa trên nội dung chi tiết về xử lý nền đất yếu mà thỏa mãn được các giá trị yêu cầu. Kết quả là phương pháp Bắc thấm (PVD) là phương pháp xử lý nền đất yếu có hiệu quả kinh tế nhất cho khu vực Đê chắn sóng A (xem Phụ lục 7.2).

Bảng 7.4.6 Kết quả tính toán tính ổn định mái dốc tại Đê chắn sóng A có xử lý nền đất yếu (Bắc thấm+Gia tải trước và Thay nền cát)

Biện pháp	Bước đắp tôn tạo 1		Bước đắp tôn tạo 2			Gia tải			Hoàn thành
	Cao trình (DL; m)	Hệ số an toàn	Cao trình (DL; m)	Chiều rộng bộ phận phân áp (m)	Hệ số an toàn	Chiều dày gia tải (m)	Chiều rộng bộ phận phân áp (m)	Hệ số an toàn	Hệ số an toàn
PVD (d = □1,6 m)	+3,0	1,19 > 1,10 OK	+5,0	16,0	1,15 > 1,10 OK	3,4	16 + 20 (+3,0) (+5,0)	1,11 > 1,10 OK	1,30 > 1,30 OK
Thay nền cát	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35 > 1,30 OK

Bảng 7.4.7 Kết quả tính toán độ lún cổ kết tại Đê chắn sóng A có xử lý nền đất yếu (Bắc thấm+Gia tải trước và Thay nền cát)

Phân đoạn	Cao trình đáy xử lý	Chiều dày đắp tôn tạo (m)				Lún			So sánh hiệu quả kinh tế
		Đắp lần 1	Đắp lần 2	Gia tải	Dỡ tải	Độ lún cuối cùng (m)	Độ lún dư cho phép (m)	Kết quả	
PVD (d = □1,6 m)	CD -27,0m	CD +3,0	CD +5,0	3,4	4,0	1,163	0,00 < 0,30	OK	Có Hiệu quả
Thay nền cát	CD -14,5m	-	-	-	-	0,043	0,03 < 0,30	OK	(đắt hơn 5% so với Bắc thấm đứng)

Kết quả phân tích tính ổn định của kè được xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng +Gia tải và biện pháp Thay nền cát được thể hiện lần lượt trong Hình 7.4.18 và Hình 7.4.19.

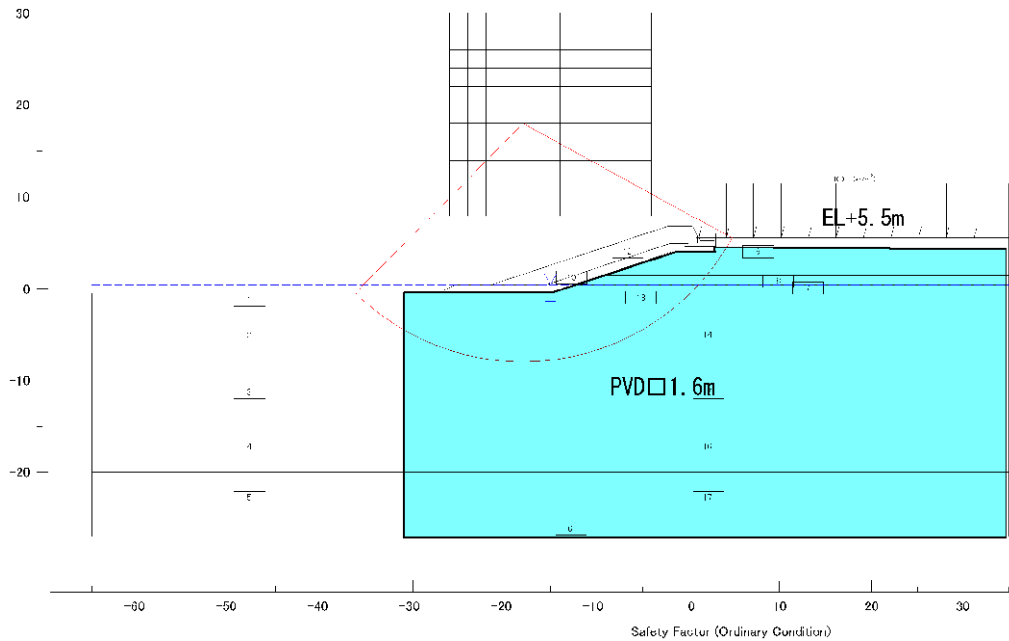
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Đồ thị độ lún cố kết trong cả 2 biện pháp được thể hiện trong Hình 7.4.20 và Hình 7.4.21. Phân tích chi tiết về độ ổn định của kè được nêu trong Phụ lục 7.2.

Đê chắn sóng A (PVD+Gia tải trước) khi đê đã hoàn thành:
 F_s tối thiểu = 1,30 \geq F_{sa} = 1,3

Radius	R	=	26,00	(m)
Resisting moment	M_R	=	31286,9	(kNm)
Sliding moment	M_D	=	24019,1	(kNm)

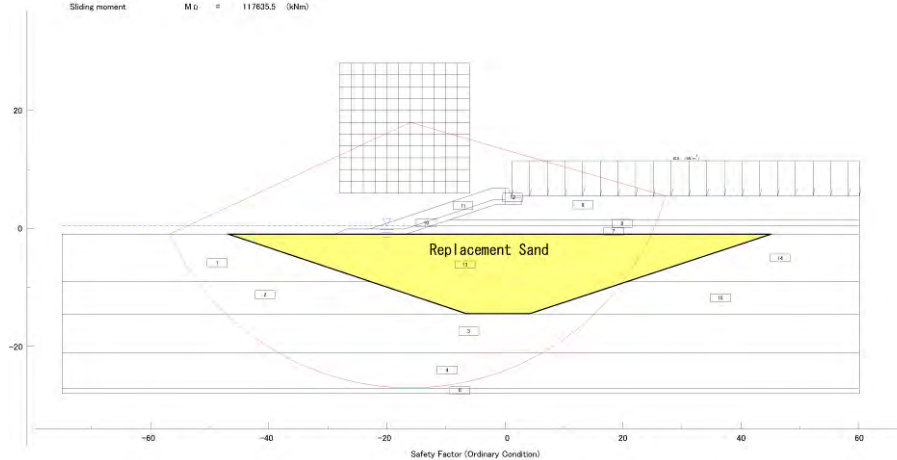


Hình 7.4.18 Kết quả phân tích độ ổn định của Đê chắn sóng A (Bắc thềm đứng+Gia tải)

Đê chắn sóng A (thay cát) khi đê đã hoàn thành:
 F_s tối thiểu = 1,35 \geq F_{sa} = 1,3

Scale : 1/ 600

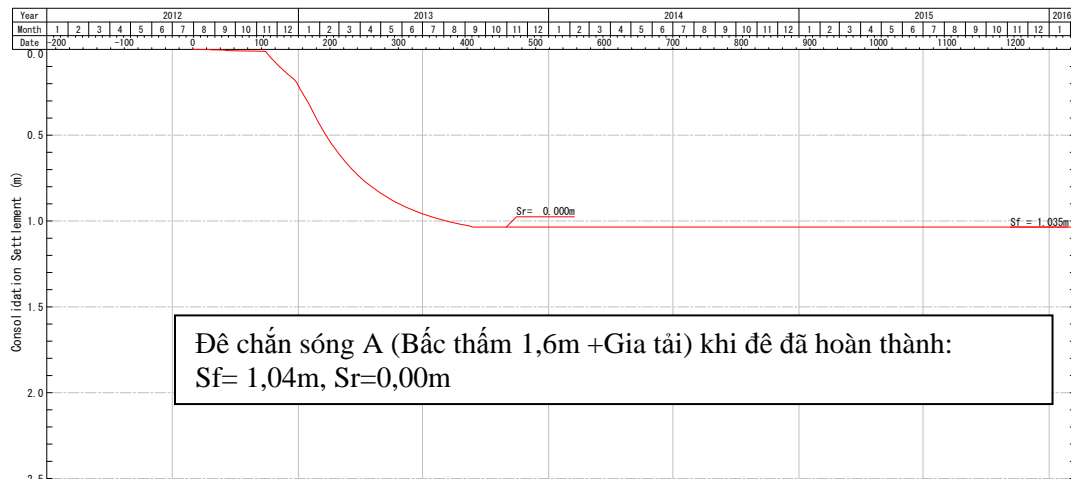
Min. safety factor	F_s MIN	=	1,345
Center of arc	X	=	-16,00 (m)
	Y	=	18,00 (m)
Radius	R	=	45,00 (m)
Resisting moment	M_R	=	158245,5 (kNm)
Sliding moment	M_D	=	117635,5 (kNm)



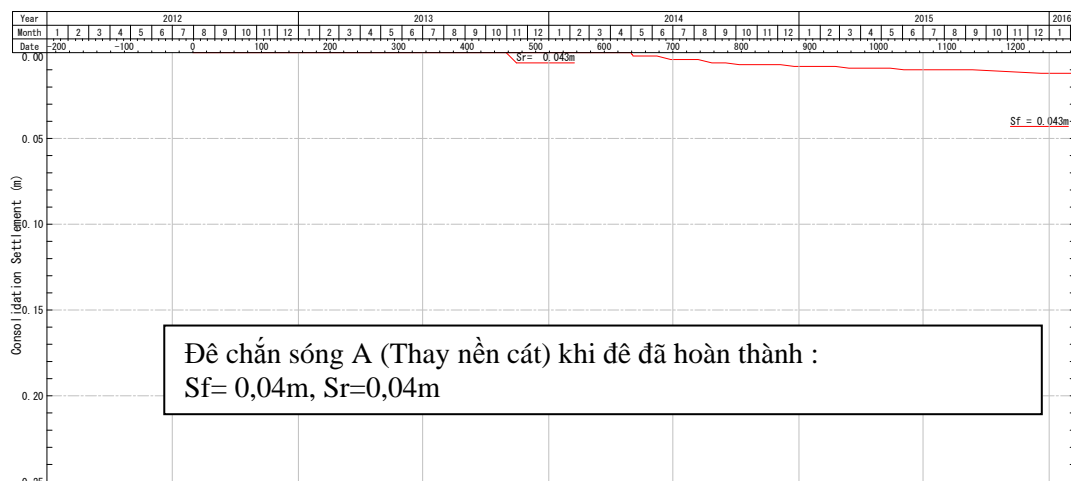
Hình 7.4.19 Kết quả phân tích độ ổn định (Thay nền cát) tại Đê chắn sóng A

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.20 Kết quả phân tích độ lún cổ kết tại Đê chắn sóng A (Bắc thềm 1,6m + Gia tải)



Hình 7.4.21 Kết quả phân tích lún cổ kết tại Đê chắn sóng A (Thay nền cát)

c) Kết quả phân tích trong trường hợp xử lý nền đất yếu bằng Bắc thềm đứng và Gia tải

i) Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc

Theo kết quả lựa chọn biện pháp xử lý nền đất yếu cho Đê chắn sóng A, biện pháp “Bắc thềm đứng + Gia tải” đã được lựa chọn là biện pháp xử lý nền đất yếu phù hợp nhất.

Trong phần này, khoảng cách đặt bắc và độ cao gia tải yêu cầu được nghiên cứu cho 4 phân đoạn (ORA-1, 2, 3 và 4) dọc Đê chắn sóng A.

Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc được nêu trong Bảng 7.4.8 và hình mô tả cung trượt của hệ số an toàn tối thiểu cho phân đoạn ORA-1 được thể hiện từ Hình 7.4.22 đến Hình 7.4.26. Kết quả phân tích độ ổn định mái dốc cho phân đoạn ORA-1, 2, 3 và 4 của Đê chắn sóng A có xử lý nền đất yếu bằng “Bắc thềm đứng + Gia tải” được trình bày trong Phụ lục 7.2.

Như thể hiện trong Bảng 7.4.8, xử lý nền đất yếu bằng biện pháp tôn tạo từng bước, bộ phản áp và PVD, có xét tới sự gia tăng của cường độ kháng cắt theo quá trình cổ kết thoả mãn được hệ số an toàn yêu cầu.

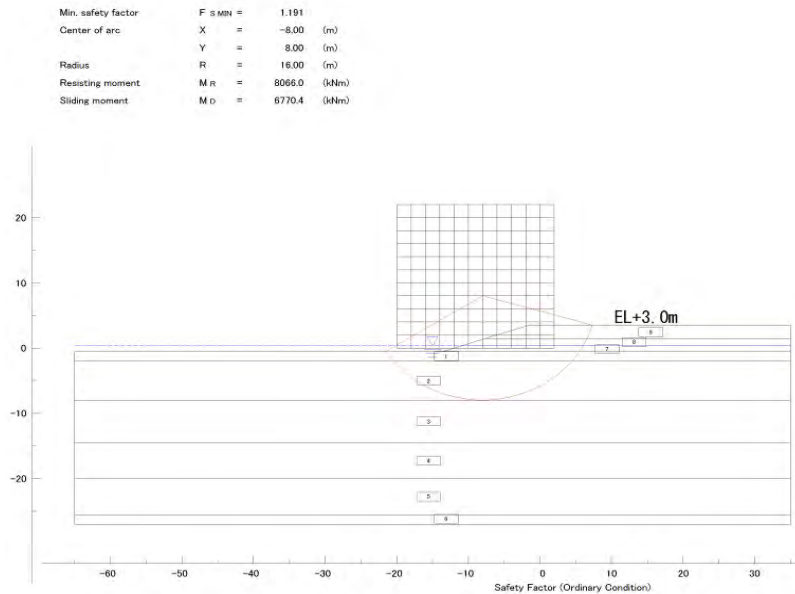
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Bảng 7.4.8 Tóm tắt kết quả phân tích tính ổn định tại Đê chắn sóng A

Phân đoạn	Bước đắp tôn tạo 1		Bước đắp tôn tạo 2			Gia tải			Hoàn thành
	Cao trình (DL; m)	Hệ số an toàn	Cao trình (CD; m)	Chiều rộng bề phân áp (m)	Hệ số an toàn	Độ dày gia tải (m)	Chiều rộng bề phân áp (m)	Hệ số an toàn	Hệ số an toàn
ORA-1	+3,0	1,19 > 1,10 OK	+5,0	16,0	1,15 > 1,10 OK	3,4	16,0 + 20,0 (+3,0) (+5,0)	1,10 > 1,10 OK	1,30 > 1,30 OK
ORA-2	+3,5	1,10 > 1,10 OK	+5,0	18,0	1,12 > 1,10 OK	3,0	18,0 + 20,0 (+3,5) (+5,0)	1,15 > 1,10 OK	1,32 > 1,30 OK
ORA-3	+4,0	1,13 > 1,10 OK	+5,0	20,0	1,13 > 1,10 OK	2,5	20,0 + 15,0 (+4,0) (+5,0)	1,12 > 1,10 OK	1,33 > 1,30 OK
ORA-4	+4,0	1,29 > 1,10 OK	+5,0	20,0	1,33 > 1,10 OK	2,5	20,0 + 15,0 (+4,0) (+5,0)	1,20 > 1,10 OK	1,42 > 1,30 OK

1) Tôn tạo tới +3,0m ORA-1 : F_s tối thiểu = 1,19 \geq F_{sa} = 1,10

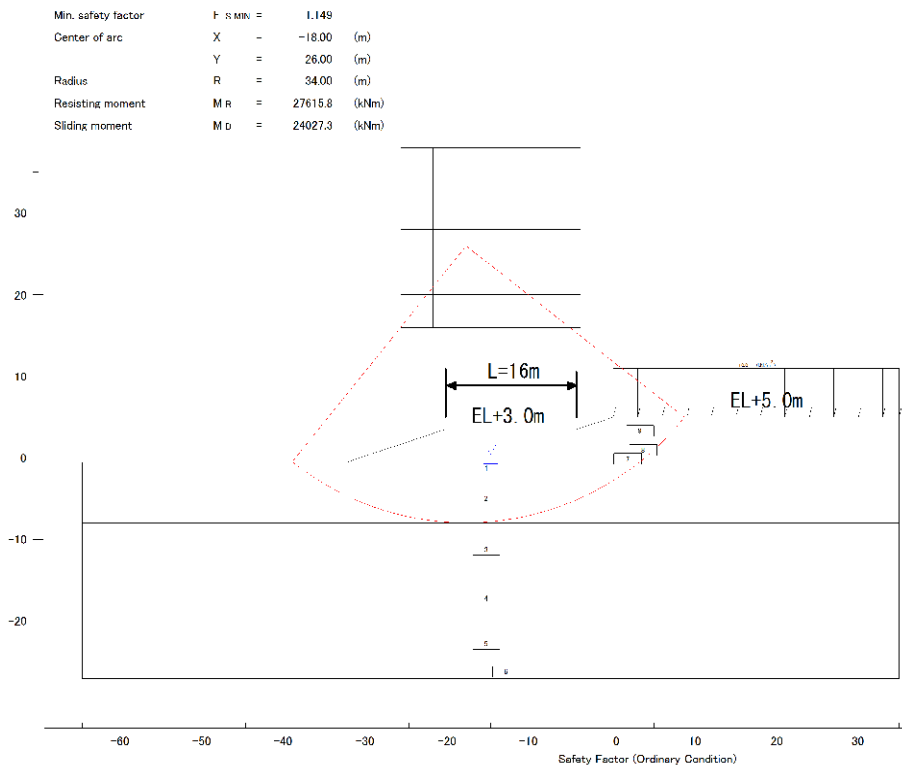


Hình 7.4.22 Kết quả phân tích độ ổn định phân đoạn đê ORA-1 (Bắc thăm đúng+Gia tải) (1/5)

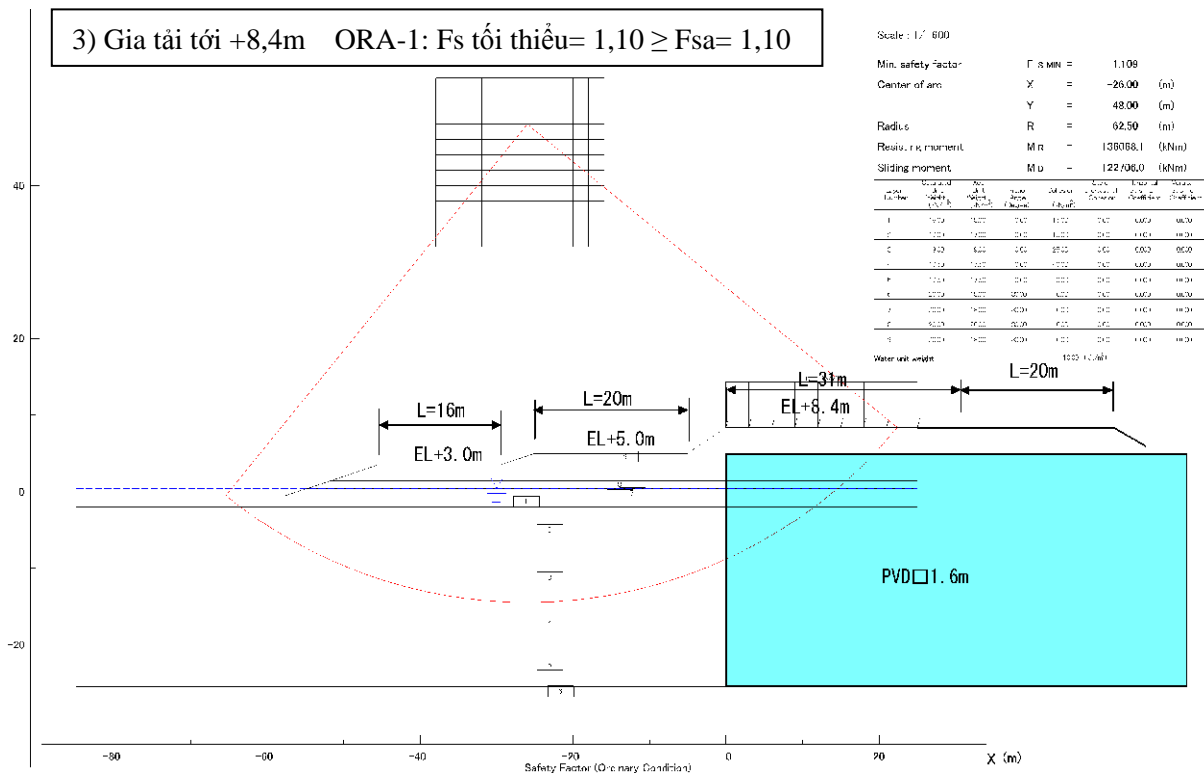
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

2) Tôn tạo tới +5,0m ORA-1: F_s tối thiểu = 1,15 \geq F_{sa} = 1,10



Hình 7.4.23 Kết quả phân tích độ ổn định phân đoạn đê ORA-1 (Bắc thềm đứng+Gia tải) (2/5)



Hình 7.4.24 Kết quả phân tích độ ổn định phân đoạn đê ORA-1 (Bắc thềm đứng+Gia tải) (3/5)

ii) Kết quả phân tích độ lún cổ kết

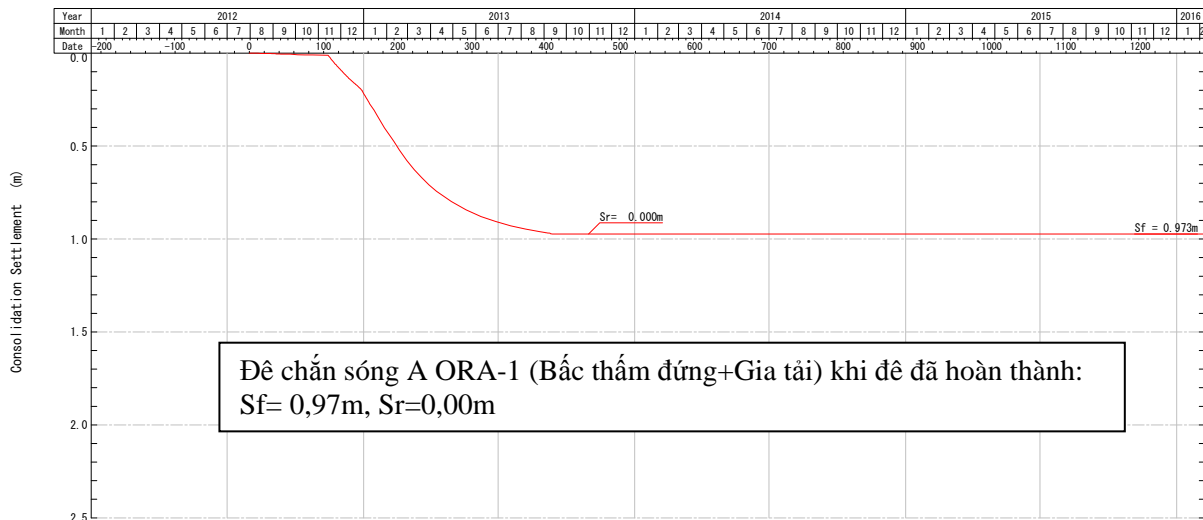
Lún cổ kết tại tuyến mép của kè được tính toán cùng với chiều cao gia tải để có thể thỏa mãn hệ số an toàn ổn định.

Kết quả phân tích lún cổ kết tại tuyến mép của mỗi phân đoạn (ORA-1, 2, 3 và 4) dọc Đê chắn sóng A được nêu trong Bảng 7.4.9 và đồ thị đường cong lún tại phân đoạn ORA-1 được thể hiện trong Hình 7.4.27 như đồ thị tiêu biểu. Toàn bộ đồ thị về độ lún cổ kết của các phân đoạn ORA-1, 2, 3 và 4 của Đê chắn sóng A thể hiện trong Phụ lục 7.2.

Theo các kết quả tính toán, biện pháp “Bắc thấm đứng (d= 1,6m)+Gia tải” có thể thỏa mãn tiêu chí về độ lún yêu cầu.

Bảng 7.4.9 Kết quả tính độ lún cổ kết tại tuyến mép của Đê chắn sóng A (Bắc thấm đứng và Gia tải)

Phân đoạn	Khoảng cách đặt bắc thấm	Độ dày đắp tôn tạo (m)		Độ lún (m)		Kết quả độ lún	Ghi chú
		Đắp tôn tạo	Gia tải	Độ lún cuối cùng	Độ lún dư cho phép tại kết cấu mặt bãi cổ kết		
ORA-1	d= □1,6m	CD+5,0	3,4	0,975	0,00	OK	Sr < 30cm trong 15 năm sau khi mặt đã được thi công,
ORA-2	d= □1,6m	CD+5,0	3,0	1,035	0,00	OK	
ORA-3	d= □1,6m	CD+5,0	2,5	0,872	0,00	OK	
ORA-4	d= □1,6m	CD+5,0	2,5	0,826	0,00	OK	



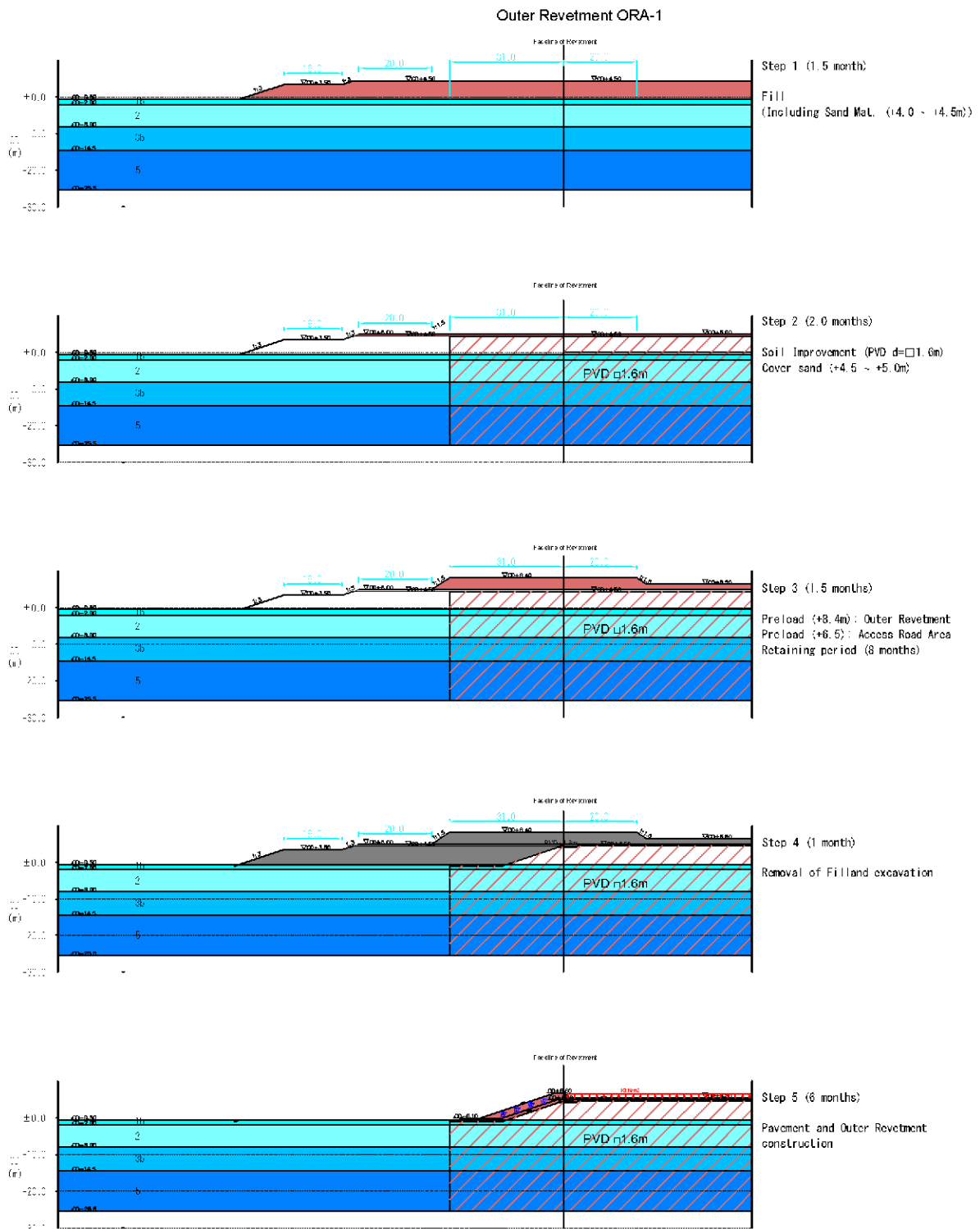
Hình 7.4.27 Kết quả phân tích độ lún cổ kết tại phân đoạn đê ORA-1 (Bắc thấm đứng và Gia tải)

iii) Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và Gia tải cho Đê chắn sóng A

Quy trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và Gia tải cho phân đoạn đê ORA-1 (Đê chắn sóng A) được trình bày như quy trình xử lý nền đất yếu tiêu biểu trong Hình 7.4.28. Các hình mô tả về quy trình xử lý nền đất yếu được trình bày trong Phụ lục 7.2.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

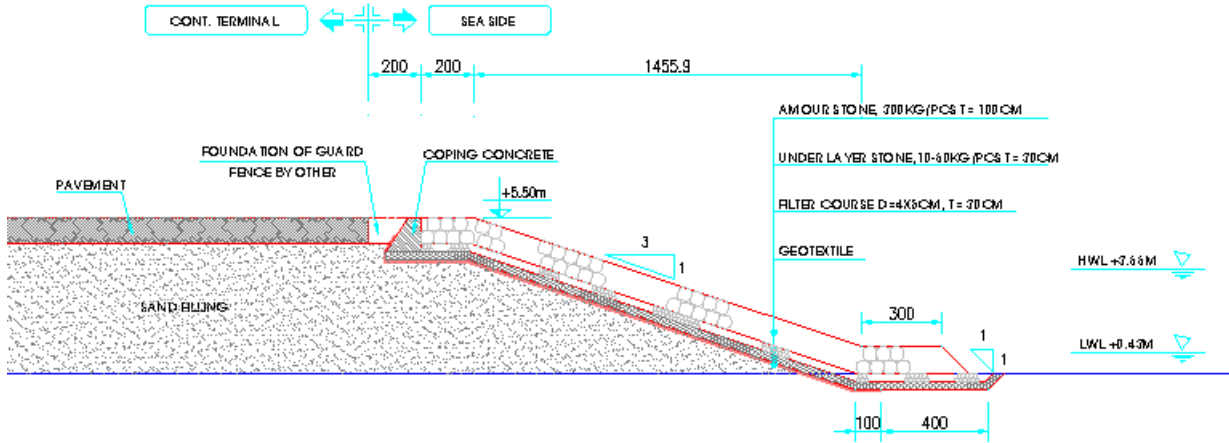
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.4.28 Biện pháp xử lý nền đất yếu Bắc thềm đứng +Gia tải tại phân đoạn ORA-1 (Đê chắn sóng A)

7.5.3 Mặt cắt ngang điển hình

Mặt cắt ngang điển hình của kè hạ lưu của khu cảng công-ten-nơ được trình bày tại hình dưới đây:



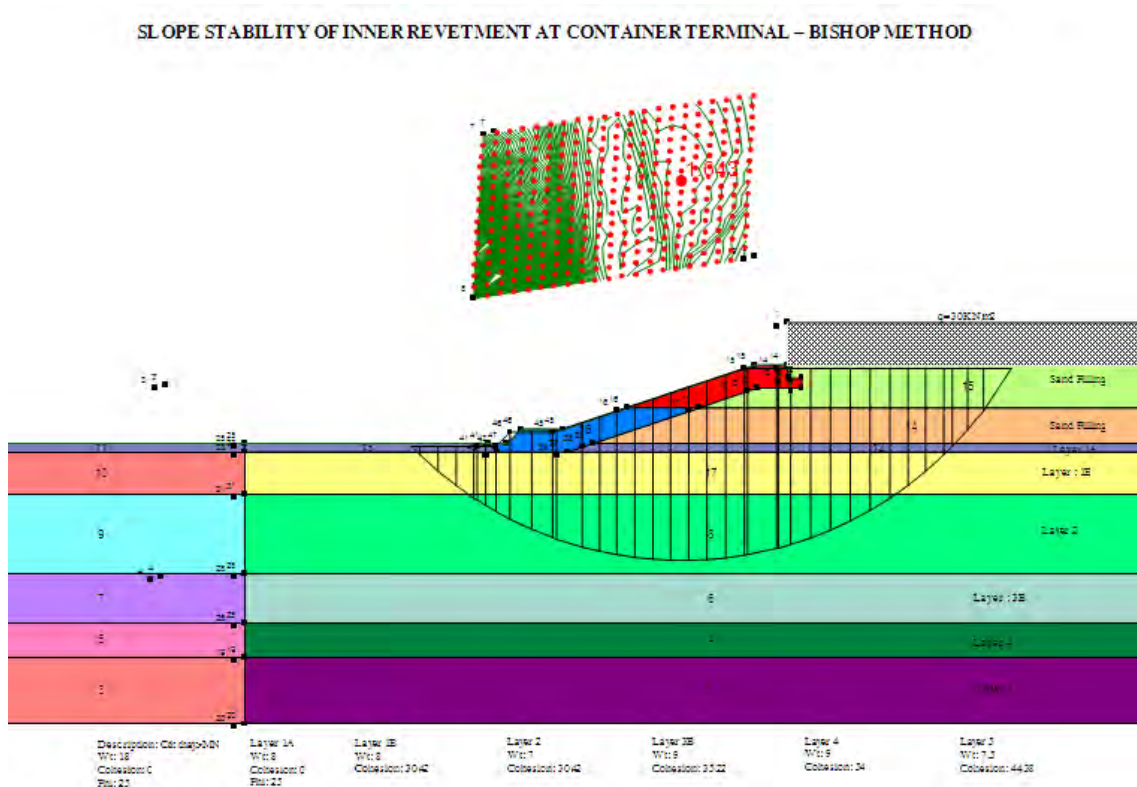
Hình 7.5.2 Mặt cắt điển hình của Kè hạ lưu

7.5.4 Ổn định mái dốc

Ổn định mái dốc của kè hạ lưu được tính toán như sau:

- Hệ số an toàn yêu cầu đối với độ ổn định mái dốc, tính theo OCDE-2002 : $F_{sa} \geq 1,3$
- Phân tích ổn định mái dốc (Biện pháp mặt trượt cung tròn): sử dụng phần mềm: SLOPE/W/ với phương pháp Bishop.

Kết quả tính toán được trình bày trong hình sau:



Hình 7.5.3 Kết quả tính toán trượt cung tròn cho Kè hạ lưu

7.5.5 Tính toán trọng lượng đá phủ

1) Tính toán trọng lượng đá (theo "Số tay hướng dẫn thiết kế đá, tái bản lần 2" áp dụng cho vùng nước nông)

Như trình bày trong hình trên, mái dốc được khuyến nghị là 1:3 để đảm bảo ổn định mái dốc. Với giả thiết mái dốc đó, trọng lượng yêu cầu của đá phủ được tính toán bằng công thức sau:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \frac{(K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}}{1.27}$$

$$W_s = D_n^3 \rho_s$$

Trong đó:

N_s : thông số độ ổn định

H_s : chiều cao sóng có nghĩa, $H_{1/3}$ của sóng tới tại chân kết cấu (m)

Δ : mật độ nổi tương đối, $r_s/r_w - 1$ (ρ_s : mật độ khối của 1 khối phủ; 2,65 (t/m³))

ρ_w : mật độ khối của nước; 1,025 (t/m³)

W_s : trọng lượng cần thiết của khối đá phủ (t)

K_D : hệ số ổn định của đá

α - góc mái dốc (°)

Kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

ρ_s (t/m ³)	ρ_w (t/m ³)	Δ (t/m ³)	α (°)	H_s (m)	$T_{1/3}$ (s)	$H_{2\%}$ (m)	T_p (s)	T_{m-1p} (s)	g (m/s ²)
2.65	1.025	1.59	18.43	2.3	5.85	3.22	6.16	5.60	9.81
P	S_d	Damage level (%)	N	$\xi_{s-1.0}$	ξ_{sr}	N_s	D_n	W_s (t)	
0.5	6	5-10	1000	1.54	3.01	3.06	0.47	0.282	

Kết quả tính toán : $W = 0,282T$

Khối lượng lựa chọn của khối đá phủ : $W = 0,35T$

Theo kết quả tính toán xói mòn chân đê chắn sóng đoạn A (Phụ lục 17.4), đá phủ có trọng lượng 200kg đến 300kg được sử dụng để bảo vệ khỏi xói mòn. Độ sâu nước trước đê và điều kiện sóng giữa Kè hạ lưu và Đê chắn sóng đoạn A khá giống nhau nên kết quả tính toán của Đê chắn sóng A có thể sử dụng cho Kè hạ lưu. Trọng lượng đá phủ sử dụng tại Kè hạ lưu là 350kg/khối, lớn hơn so với kết quả tính toán trọng lượng đá phủ sử dụng cho Đê chắn sóng đoạn A. Ngoài ra, cần cân nhắc rằng trong thực tế Kè hạ lưu được coi là "kè tạm" để phát triển cảng trong tương lai, do đó, trọng lượng khối bảo vệ chân Kè hạ lưu cần đủ trọng lượng để tránh xói mòn chân đê.

2) Độ dày của lớp phủ mái kè

Độ dày của lớp đá phủ mái kè được tính toán theo công thức sau đây:

$$r = nk_{\Delta} (W/W_r)^{1/3}$$

Trong đó,

r : độ dày lớp lót trung gian
 n : số khối đá hộc
 k_{Δ} : hệ số lớp (=1 đối với đá hộc)
 W : trọng lượng một khối đá
 W_r : mật độ khối trên 1 m³

Theo công thức trên ta có độ dày lớp đá phủ mái kè là **1,0m**.

7.5.6 Tính toán bê tông tường đỉnh

1) Điều kiện thiết kế

- Tải trọng khai thác: 30kN/m².
- Cát tôn tạo : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$.
- Mực nước : HWL: +3,55m, LWL: +0,43m
- Kích thước bê tông tường đỉnh:
 Cao trình đỉnh : +5,5m CDL
 Chiều rộng tại đỉnh: 0,4m
 Cao trình đáy : +4,2m CDL
 Chiều rộng tại đáy: 1,0m

2) Tính toán áp lực đất lên bê tông tường đỉnh

Áp lực đất chủ động của cát tôn tạo được xác định theo Tiêu chuẩn Việt Nam 22-TCN-207-92, phương trình (34):

$$\delta_a = (q + \sum \gamma_i h_i) \lambda_a - c \lambda_c$$

Trong đó :

- δ_a : áp lực đất chủ động (kN/m²)
- q: tải trọng khai thác (kN)
- γ_i : Trọng lượng riêng của lớp đất thứ i (kN/m³)
- h_i : Độ dày của lớp đất thứ i (m)
- λ_a : Hệ số áp lực đất chủ động
- c: Lực dính của đất tại lớp đất thứ i (kN/m²)
- λ_c : Hệ số lực dính

λ_a , λ_c được xác định theo bảng 17 của Tiêu chuẩn nêu trên trong trường hợp hệ số ma sát giữa cát pha và tường mặt sau tương đương với $0,5\phi$ (ϕ - góc nội ma sát của cát pha).

3) Tính toán độ ổn định của bê tông tường đỉnh

Bê tông tường đỉnh cần được thiết kế để chịu được áp lực đất và chịu tải trọng khai thác. Trong tính toán độ ổn định, tác động của đá phủ mái kè tại phía trước tường đỉnh không được xem xét

a) Tính toán độ ổn định chống trượt

Bê tông tường đỉnh cần được thiết kế để thỏa mãn công thức sau.

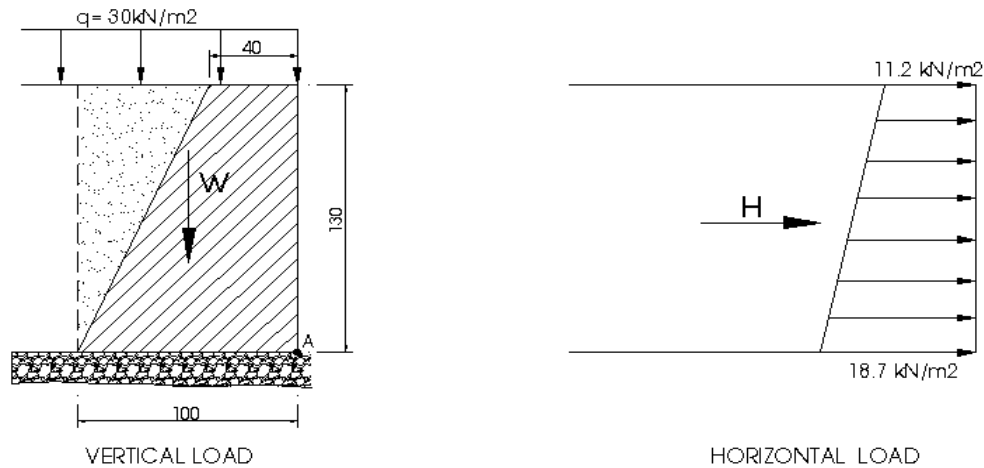
$$F_s = \frac{W}{H} \mu \geq 1.2$$

Trong đó :

- F_s - hệ số an toàn chống trượt
- W - Tổng trọng lượng của một phân đoạn trên một đơn vị chiều dài (tổng trọng lượng cát

tôn tạo $-W_1$, trọng lượng tường chắn đất $-W_2$ và tải trọng khai thác $-W_3$
 H - Tổng tải trọng theo phương ngang trên một đơn vị chiều dài (tổng áp lực đất chủ động)
 μ - Hệ số ma sát giữa bê tông và đá

Sơ đồ thể hiện tải trọng theo phương ngang và phương đứng được trình bày trong hình dưới đây:



Hình 7.5.4 Sơ đồ tải trọng lên bê tông tường đỉnh

Kết quả tính toán độ ổn định chống trượt được tổng hợp trong bảng sau:

W (kN)				H (kN)	μ	Fs	Đánh giá
W_1	W_2	W_3	Tổng				
7,02	22,75	30,0	59,77	19,43	0,5	1,54	OK

b) Tính toán độ ổn định chống lật

Độ ổn định chống lật tại điểm A được trình bày trong Hình 7.5.4 đã được tính toán theo công thức sau:

$$F_s = \frac{M_R}{M_A} \geq 1.3$$

Trong đó :

F_s - Hệ số an toàn chống lật

M_R - Mô-men kháng lật (gây ra bởi tải trọng phương đứng: trọng lượng cát tôn tạo $-M_{R1}$, trọng lượng tường chắn đất $-M_{R2}$ và tải trọng khai thác $-M_{R3}$)

M_A - Mô-men áp lực đất chủ động

Kết quả tính toán độ ổn định chống lật được tổng hợp trong bảng sau:

M_R (kNm)				M_A (kNm)	Fs	Đánh giá
M_{R1}	M_{R2}	M_{R3}	Tổng			
4,91	10,24	15,0	30,15	11,66	2,59	OK

7.6 Thiết kế cơ sở của tường chắn đất

Bến công-ten-nơ sẽ được xây dựng bởi nhà đầu tư tư nhân theo chương trình PPP. Kết cấu bến cần được thiết kế cân trọng và kết hợp với tường chắn đất bố trí ngay sau kết cấu bến. Trong nghiên cứu này, dạng kết cấu “tường cọc ống thép có neo”, như đã được khuyến nghị trong Nghiên cứu sơ bộ cho Dự án, và nêu tại Quyết định số 476/QĐ-BGTVT ngày 13/3/2011 của Bộ trưởng Bộ Giao thông Vận tải về phê duyệt điều chỉnh dự án đầu tư Dự án đầu tư xây dựng cảng cửa ngõ quốc tế Hải Phòng- Giai đoạn khởi động”, được cho là dạng kết cấu mục tiêu cần thiết kế.

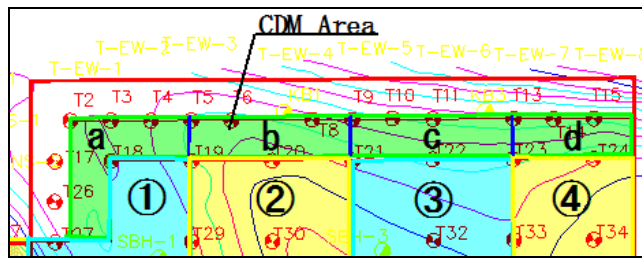
7.6.1 Điều kiện thiết kế

Các điều kiện chung đã được trình bày tại mục 7.1.

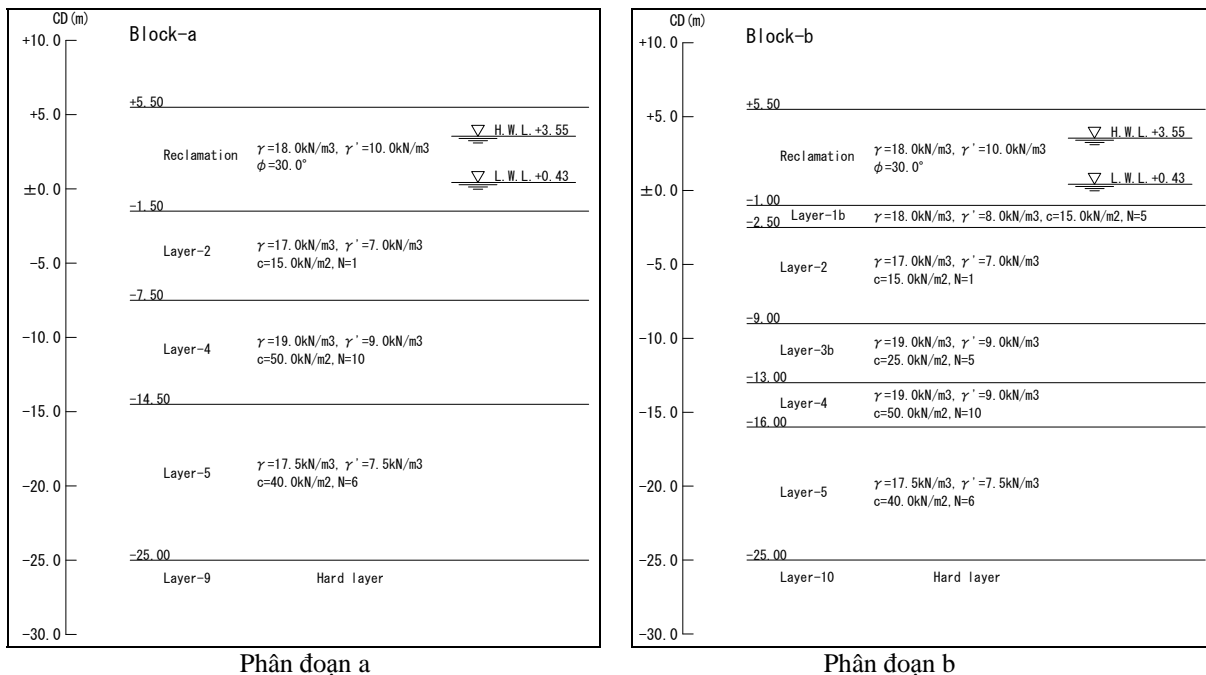
1) Điều kiện tự nhiên

a) Điều kiện địa chất công trình

Theo kết quả khảo sát địa chất, khu vực xây dựng tường chắn đất được chia thành 4 phân đoạn, từ “a” đến “d”, căn cứ vào điều kiện địa chất tự nhiên tại khu vực. Mặt bằng của mỗi phân đoạn và vị trí các lỗ khoan được chỉ ra tại Hình 7.6.1 và mô hình lớp đất được sử dụng để tính toán được thể hiện tại Hình 7.6.2 và Hình 7.6.3. Các chỉ tiêu cơ lý đất của từng lớp đất được sử dụng như trình bày tại Bảng 7.6.1.



Hình 7.6.1 Mặt bằng của phân đoạn tính toán cho Tường chắn đất



Hình 7.6.2 Mô hình về lớp đất để tính toán (Phân đoạn a và b)

b) Độ sâu khu nước thiết kế trước tường chắn đất

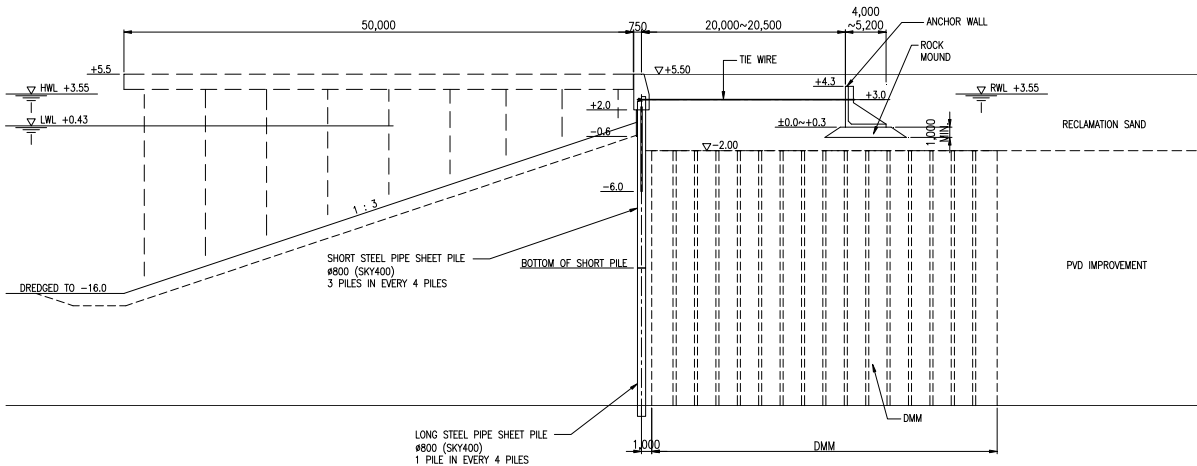
Độ sâu khu nước thiết kế được chọn là CD-1,0m.

Một điều kiện quan trọng khi tính toán tường chắn đất là đó là điều kiện mái dốc gằm bên không phải ở trạng thái “công trình đã hoàn thành” mà là “công trình đang thi công” (khi mái dốc phía trước tường chắn đất được nạo vét xong thì mới thi công đặt đá phủ mái) vì những lý do sau đây:

- Do khu vực phía sau tường chắn đất sẽ được sử dụng làm bãi tạm phục vụ thi công công trình bên nên tải trọng khu vực này là 30kN/m², nên cần xét tới giá trị này như “công trình đã hoàn thành”.
- Do việc thi công công trình bên cần có một quãng thời gian nhất định, nên trạng thái “công trình đã hoàn thành” cần được hiểu là “Điều kiện tải trọng bình thường”.

Do vậy, độ sâu khu nước thiết kế được quyết định theo các bước như sau (tham khảo Hình 7.6.4):

- Mực nước phía trước tường chắn đất được tính toán từ mực nước phía trước bên công-ten-nơ với mái dốc là 1:3 thì là CD+0,8m.
- Độ dày của đá phủ mái dốc được giả thiết là 1,2m, do đó mực nước phía trước tường chắn đất là CD-0,465m (với mái dốc 1:3).
- Cộng với độ sâu nạo vét dự phòng được giả thiết là 0,5m thì mực nước phía trước tường chắn được tính toán là CD-0,965m → CD-1,0m



Hình 7.6.4 Xác định độ sâu khu nước thiết kế phía trước Tường chắn đất

3) Điều kiện chịu tải

Điều kiện chịu tải áp dụng trong tính toán như sau:

- Tải trọng khai thác : 30kN/m²
- Tải trọng động đất : không xem xét
- Cát tón tạo : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$; $\phi = 30^\circ$
- Chuyển vị ngang : trong 30mm

4) Điều kiện về vật liệu

Vật liệu sử dụng sẽ là các vật liệu phù hợp với Tiêu chuẩn công nghiệp Nhật Bản, như sau:

- Thép kết cấu: JIS G 3101:2010 Thép cây tròn cho kết cấu thông thường (SS400 v.v.)
- Cọc ván thép: JIS A 5528: 2006 SY295 Cọc ván thép cán nóng (SY295)
- Cọc ván ống thép: JIS A 5530: 2010 Cọc ván ống thép (SKY400)

Tốc độ bị ăn mòn của vật liệu thép được giả thiết như sau:

- Cọc ván thép và thép kết cấu tiếp xúc với đất: 0,03mm/năm
- Cọc ván thép nằm trên mặt đất tự nhiên, mặt hướng ra biển: sẽ có biện pháp bảo vệ chống ăn mòn thích hợp, tuy nhiên thiết kế xét 0,03mm/năm

7.6.2 Thiết kế tường chắn (Tường ván ống thép: SSPP)

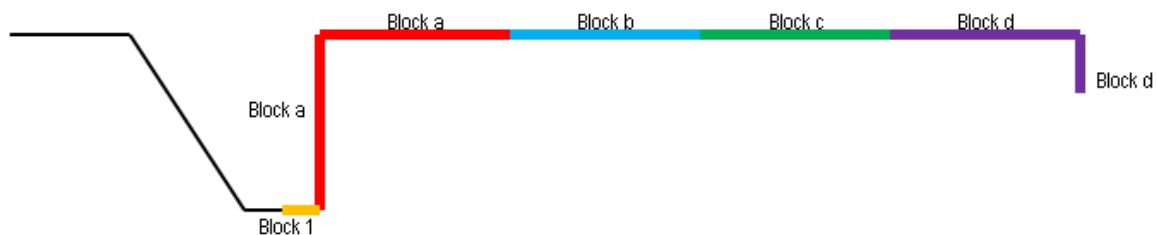
1) Phần mềm sử dụng

Các phần mềm thiết kế sau đây được sử dụng để phân tích.

- Phần mềm: Hệ thống thiết kế tường bên dạng cọc cừ có neo (bản 2)
- Phát triển bởi: : Araise Solution Co., Ltd. (Nhật Bản)

2) Mặt bằng tường chắn

Theo điều kiện địa chất và độ sâu khu nước trước tường chắn, tường chắn được chia thành 5 phân đoạn: a, b, c, d, và 1, như được thể hiện trong hình sau:



Hình 7.6.5 Mặt bằng tường chắn đất

Chiều dài các phân đoạn:

- | | |
|------------------------------------|---|
| - Phân đoạn 1 : 30m | ; Chiều rộng xử lý DMM sau tường: 38,1m |
| - Phân đoạn a : 150m + 170m = 320m | ; Chiều rộng xử lý DMM sau tường: 33,9m |
| - Phân đoạn b : 200m | ; Chiều rộng xử lý DMM sau tường: 36,0m |
| - Phân đoạn c : 200m | ; Chiều rộng xử lý DMM sau tường: 38,1m |
| - Phân đoạn d: 150m + 50m = 200m | ; Chiều rộng xử lý DMM sau tường: 40,2m |

3) Giải pháp thiết kế

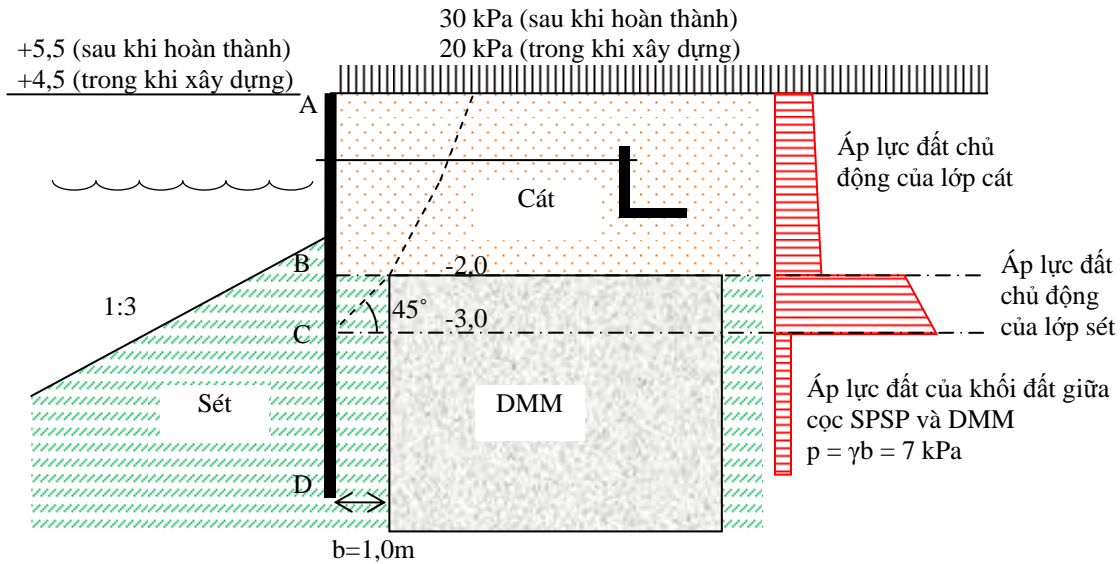
Vì tường cọc ván ống thép được chôn sâu vào nền đất yếu, cả 2 giải pháp sau đây đã được áp dụng và các kết quả quan trọng được sử dụng làm điều kiện đầu vào để xác định chiều sâu chôn cọc và phân đoạn của tường cọc ván ống thép.

- Giải pháp đường cong biến dạng
- Giải pháp liên kết tự do với nền đất

4) Áp lực đất

a) Áp lực đất chủ động

Tường cọc ván ống thép (SSPP) sẽ được đặt dọc khối DDM với khoảng cách 1m. Khối DDM được xem là kết cấu cứng (khi thiết kế tường cọc ván ống thép) và sẽ không tạo ra áp lực đất chủ động lên tường SSPP. Do đó, áp lực đất chủ động lên tường SSPP được thể hiện dưới đây.



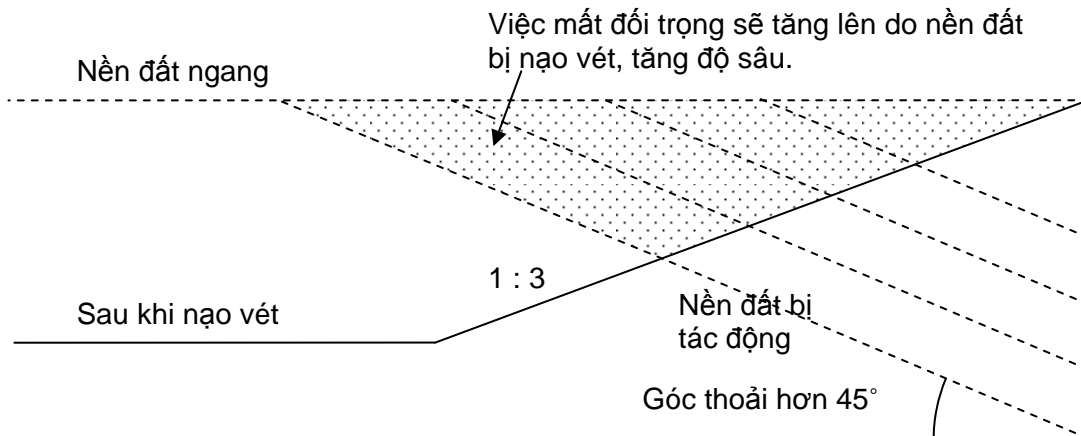
Áp lực đất chủ động lên tường SSPP được tính toán trong Phụ lục 7-5.

b) Áp lực đất bị động

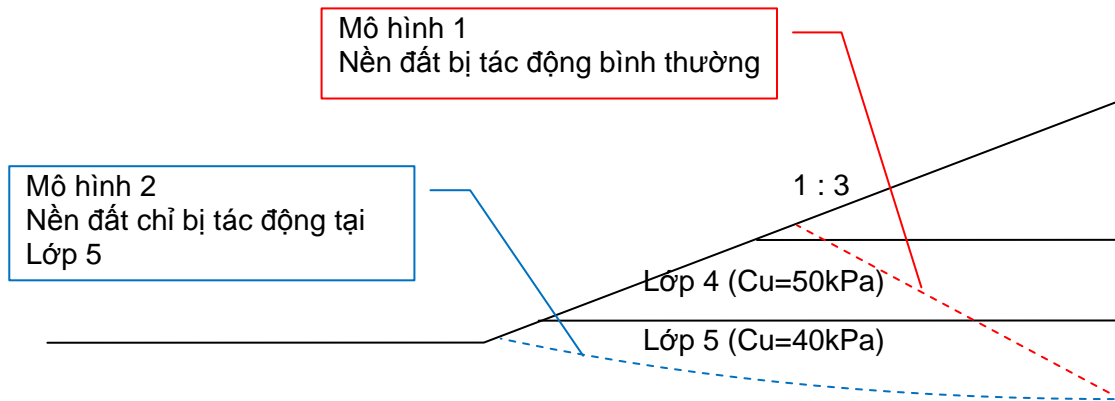
Nền đất tự nhiên trước tường SSPP được nạo vét tới độ sâu (-16,0mCD) với mái dốc 1:3. Mặc dù trong Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải đối với Công trình Cảng tại Nhật Bản, 2002 không đưa ra biện pháp cụ thể để tính toán áp lực đất bị động của nền đất dính có độ dốc, nhưng đương nhiên áp lực đất bị động sẽ giảm đi so với áp lực đất bị động của nền đất ngang.

Trong Phụ lục 7-6, áp lực đất bị động của nền đất dốc được tính toán theo phương pháp trượt cung tròn, và có xét tới các tác động sau đây:

- Do mất đối trọng, góc phá hoại sẽ nhỏ hơn 45°.



- Sự khác nhau giữa cường độ kháng cắt của nền đất và trọng lượng riêng của đất dẫn tới mô hình phá hoại khác nhau.



Áp lực đất bị động dự báo tại nền đất dốc, được trình bày trong Phụ lục 7-6.

5) Chiều chôn sâu Cọc ván thép và phân đoạn tường SSPP

a) Giải pháp đường cong biến dạng

Các phương trình đàn hồi được giải với các điều kiện tác động của ngoại lực như sau: tại đỉnh và chân cừ không có sự chuyển vị và góc biến dạng là bằng 0.

Với điều kiện này, cọc cừ được giả thiết là “liên kết ngàm” tại đỉnh và “liên kết gối” tại mũi cừ và góc biến dạng tại mũi cừ được tính toán theo các giá trị độ sâu chôn cừ khác nhau. Độ sâu chôn cừ tương ứng với góc biến dạng bằng 0 được coi là độ sâu tối thiểu. Độ chôn sâu cừ cần thiết của cừ sẽ bằng 1,2 lần độ chôn sâu tối thiểu (1,2 là hệ số an toàn).

b) Giải pháp liên kết tự do với nền đất

Độ chôn sâu cừ được tính toán theo phương trình sau.

$$M_p = F.S \times M_a$$

Trong đó;

M_p : Mô men do áp lực đất bị động tác động lên mũi cừ (kN-m/m)

M_a : Mô men do áp lực đất chủ động và áp lực nước dư tác động lên mũi cừ (kN-m/m)

F.S: Hệ số an toàn (=1,2)

Kết quả tính toán của mỗi phân đoạn được tổng hợp trong bảng sau:

Phân đoạn	Phân đoạn tường SPSP đã xác định được	Độ chôn sâu	Lực kéo thanh neo	
			Sau khi hoàn thành	Trong thời gian thi công
Phân đoạn-1	φ800×14 (SKY400)	-15,5m	319,3 kN/m	246,7 kN/m
Phân đoạn-a	φ800×10 (SKY400)	-13,5m	249,2 kN/m	180,0 kN/m
Phân đoạn-b	φ800×10 (SKY400)	-16,5m	264,3 kN/m	191,9 kN/m
Phân đoạn-c	φ800×10 (SKY400)	-15,0m	260,9 kN/m	189,7 kN/m
Phân đoạn-d	φ800×11 (SKY400)	-17,5m	275,3 kN/m	201,8 kN/m

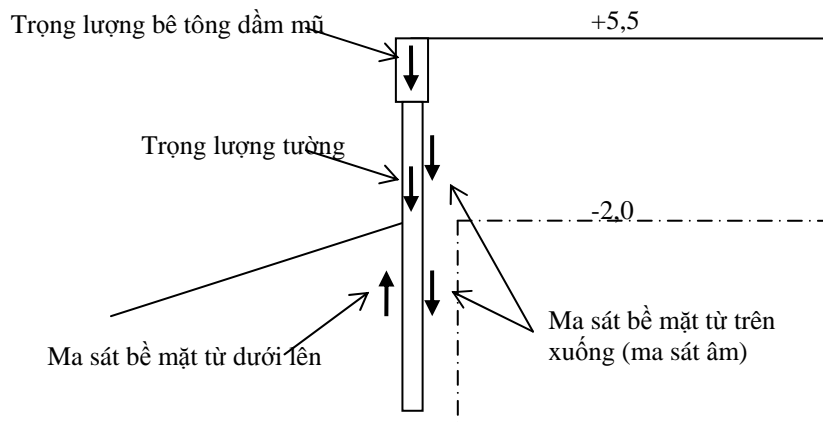
Kết quả tính toán chi tiết được thể hiện trong Phụ lục 7-7 cho giai đoạn “Sau khi hoàn thành” và trong Phụ lục 7-8 cho giai đoạn “Trong quá trình thi công”.

6) Khả năng chịu lực của cọc ống ván thép

Vị trí bê tông đầm mũ giữa thềm bến và bãi công-ten-nơ, nơi các thiết bị như xe đầu kéo, xe nâng, v.v sẽ lưu thông. Sự di chuyển thuận lợi trên thềm bến rất quan trọng trong thao tác hàng công-ten-nơ. Để tránh lún nghiêm trọng, các cọc chịu lực cần phải được chôn tới tầng chịu lực.

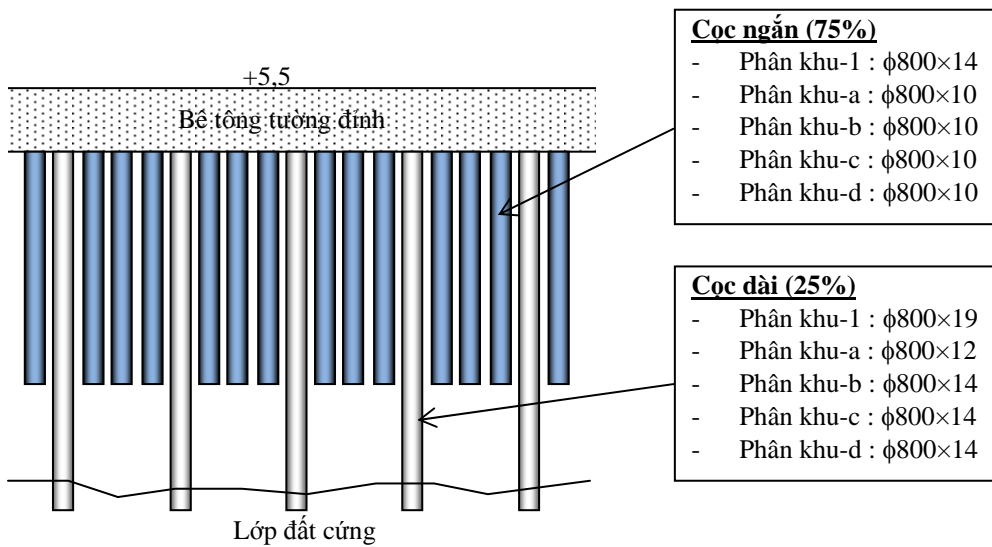
Trong nghiên cứu này, xét theo quan điểm kinh tế và thực tiễn, trong mỗi 4 cọc ván ống thép lại có một cọc chịu lực được thiết kế.

Do độ lún của cọc xi măng đất (đây là một dạng lún đàn hồi) và độ lún cố kết của khối sét nằm giữa tường cọc xi măng và tường SPSP là không thể tránh khỏi, nên sẽ xảy ra hiện tượng ma sát âm như được minh họa trong Hình sau. Lực tác dụng xuống lớn hơn lực cản của nền đất trước tường SSPP đối diện với biển, gây ra hiện tượng lún bê tông đầm mũ.



Để tránh trường hợp nêu trên, 25% cọc SSPP (tức là trong 4 cọc sẽ có một cọc dài) sẽ được chôn sâu xuống tầng chịu lực để làm cọc chịu lực để hỗ trợ trực tiếp cho bê tông đầm mũ

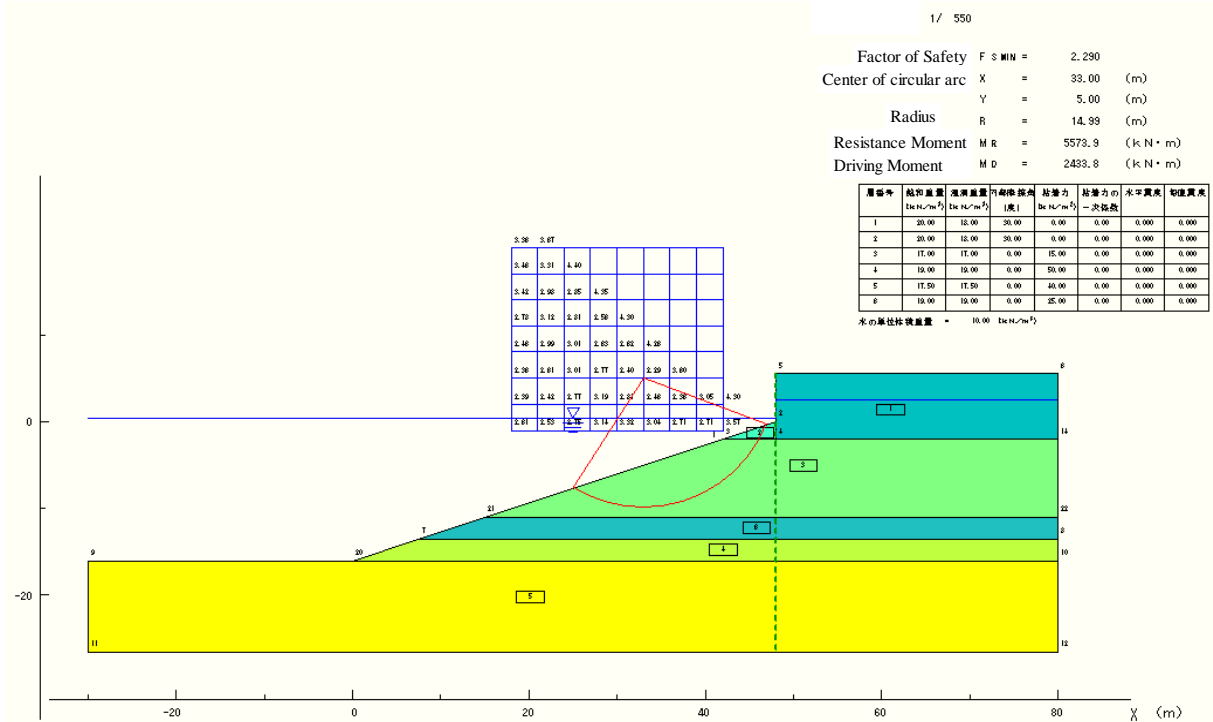
Chi tiết tính toán được trình bày trong Phụ lục 7-9. Bố trí cọc được trình bày trong Hình sau.



Hình 7.6.6 Bố trí của cọc chịu tải

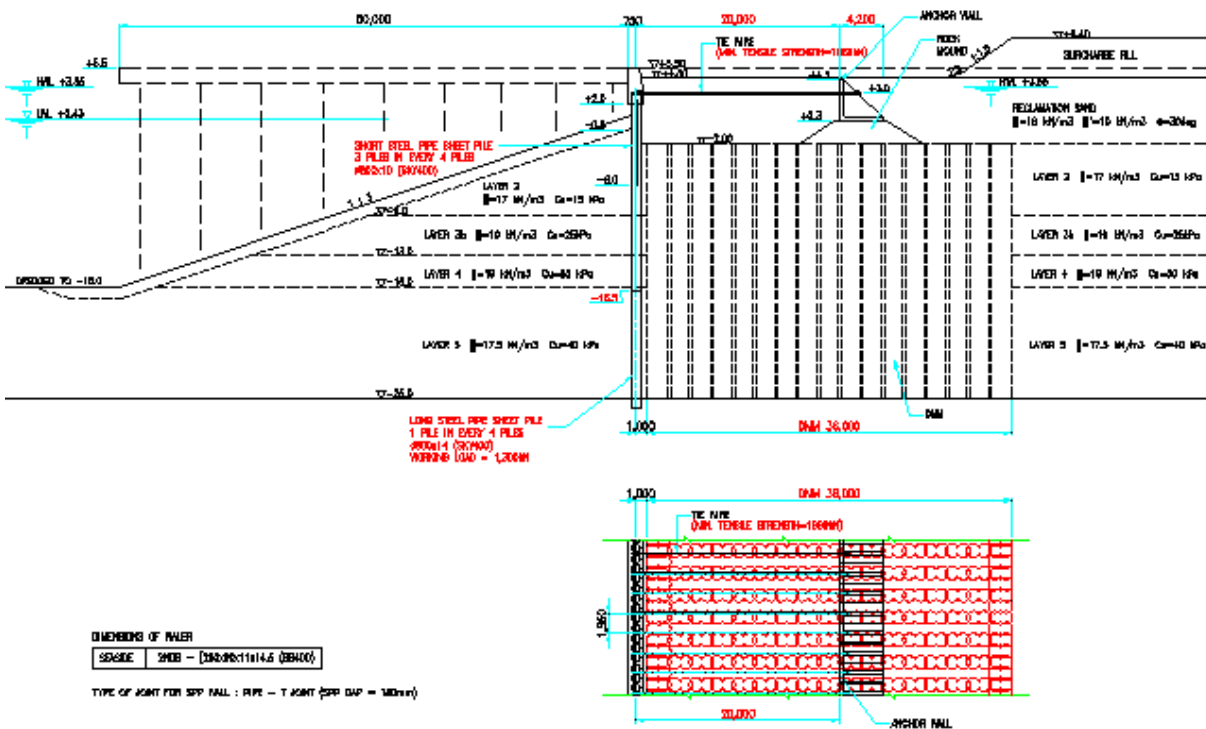
7) Độ ổn định mái dốc trước tường chắn

Độ ổn định mái dốc trước tường chắn được kiểm tra và thể hiện dưới đây. Hệ số an toàn được tính toán là 2,29.



Hình 7.6.7 Phân tích ổn định mái dốc trước tường chắn đất

8) Mặt cắt điển hình



Hình 7.6.8 Mặt cắt ngang điển hình của tường chắn đất (sau bến công-ten-ơ)

7.7 Thiết kế cơ sở của Đường sau cảng

7.7.1 Điều kiện thiết kế

1) Tiêu chuẩn thiết kế

Tiêu chuẩn Việt Nam về Thiết kế áo đường, 22TCN 211-06 (sau đây gọi là “Tiêu chuẩn”) được áp dụng khi thiết kế kết cấu áo đường sau cảng trong Dự án.

2) Điều kiện

Đường sau cảng thuộc loại “Đường ô tô công cộng” có 6 làn xe với kết cấu áo đường mềm.

3) Các giá trị thiết kế

Tóm tắt các giá trị thiết kế và giá trị tham chiếu được trình bày sau đây.

Bảng 7.7.1 Tóm tắt các giá trị thiết kế

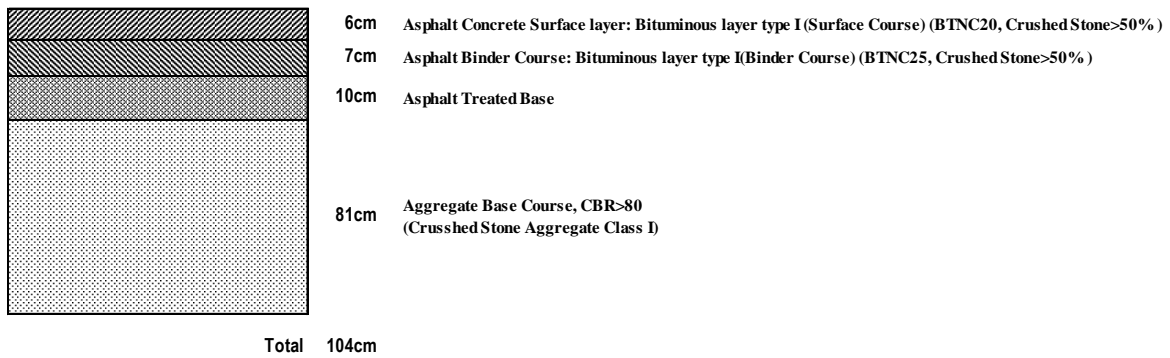
Yêu cầu về thiết kế		Giá trị	Tham khảo (22TCN211-06)		
1	Tải trọng xe	Lưu lượng giao thông (Xe/ngày) năm 2030	Xe tải: 18.735 Xe buýt: 4.726	Theo thiết kế của Đường ô tô Tân Vũ - Lạch Huyện	
		Tốc độ tăng trưởng giao thông hàng năm (%): 2015=>2020 2020=>2030	10,35% 7,60%		
		Thời gian sử dụng thiết kế (năm)	15 (2015-2030)		D-3
		Hệ số qui đổi từ 6 làn sang 1 làn, f_l	0,30		Bảng 3.1
		Tải trọng trục tính toán tiêu chuẩn, P_{tt} (kN)	120,0		Bảng 3.1
		Áp lực tính toán trên mặt đường, p (Mpa)	0,60		Bảng 3.1
		Đường kính vết bánh xe, D (cm)	36,0		Bảng 3.1
		Các giá trị khác ($C1$, $C2$, P_i) cho từng loại phương tiện	Xem Bảng D4-2		Bảng D4-2
2	Đặc điểm vật liệu	Cho từng vật liệu: *Mô đun đàn hồi, E (Mpa) *Cường độ uốn khi kéo, R_{ku} (Mpa) *Góc ma sát, φ (độ) *Lực dính bám, C (Mpa)	Xem Bảng D6-1	Bảng D6-1	
3	Các đặc điểm khác	Các giá trị cần thiết khác cho thiết kế được mô tả ở Bản tính toán Thiết kế.			

7.7.2 Kết quả thiết kế

Kết cấu áo đường nêu sau đây được đề xuất dựa trên kết quả tính toán như trình bày ở phần Bản tính toán thiết kế.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 7.7.1 Kết cấu áo đường

7.7.3 Bảng tính toán thiết kế

Thiết kế áo đường được trình bày trong các trang tiếp theo. Thiết kế được thực hiện bằng “Bảng tính toán” trên phần mềm Excel, theo 22TCN 211-06.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

**Bảng thiết kế mặt đường
cho Thiết kế chi tiết của Dự án đường ô tô Tân Vũ - Lạch Huyện**

Ghi chú * Bảng số và Hình số theo tiêu chuẩn 22TCN211-06.

D-1. Tiêu chuẩn thiết kế:
22TCN 211-06

D-2. Loại đường:
Đường ô tô (2015 ~ 2030, 15 năm)

- Đặc trưng của Tải trọng trực tính toán tiêu chuẩn như sau:

Bảng 3.1: Đặc trưng của tải trọng trực tính toán tiêu chuẩn

Tải trọng trực tính toán tiêu chuẩn, P_{tt} (kN)	Áp lực tính toán trên mặt đường, p (Mpa)	Đường kính vật bánh xe, D (cm)
100	0.6	33
120	0.6	36

- Từ bảng trên,

$$P_{tt} = 120 \text{ kN}$$

$$p = 0.6 \text{ Mpa}$$

$$D = 36 \text{ cm}$$

D-3. Số làn

6-làn

->

$f_l = 0.30$

(f_l ; Hệ số từ 6-làn đến 1- làn)

D-4. Tính toán tải trọng phương tiện

* Từ chương 2 (Hướng 3+4, Phương tiện hàng ngày)

Bảng D4-1 Lưu lượng giao thông cho từng loại xe

Phân: Tân Vũ-Đình Vũ	MC	Xe con	Xe tải	Bus
2015	0	959	1,360	1,891
2020	0	2,892	5,549	2,740
2030	28,632	13,388	18,735	4,726

(Tỷ lệ tăng trưởng trung bình hàng năm 2015-2020) = **10.35 %**

(Tỷ lệ tăng trưởng trung bình hàng năm 2020-2030) = **7.60 %**

Chủng loại và số lượng của Xe tải và xe bus như sau;

	%	Số lượng
Xe bus (Tổng)		4,726
- Xe bus nhỏ	90.0%	4,253
- Xe bus lớn	10.0%	473
Xe tải		
(Tổng)		18,735
- Hạng nhẹ	30.0%	5,621
- Hạng trung bình	20.0%	3,747
- Hạng nặng	20.0%	3,747
- Hạng nặng	15.0%	2,810
- Hạng nặng	15.0%	2,810

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

- Tính toán số trục chuyển sang trục tiêu chuẩn (Năm cuối cùng của giai đoạn thiết kế)

Bảng D4-2 Tính toán của tổng số lượng trục, N (2030)

Chủng loại xe		P _i (kN)	C1	C2	n _i	C ₁ *C ₂ *n _i *(P _i /P _{tt}) ^{4.4}	<(3-1)
Xe bus nhỏ	Nhò trước	26.4	1	6.4	4,253	35	
	Nhò sau	45.2	1	1	4,253	58	
Xe bus lớn	Nhò trước	56.0	1	6.4	473	106	
	Nhò sau	95.8	1	1	473	175	
Xe tải hạng nhẹ	Nhò trước	18.0	0	6.4	5,621	0	
	Nhò sau	56.0	1	1	5,621	197	
Xe tải hạng trung bình	Nhò trước	25.8	1	6.4	3,747	28	
	Nhò sau	69.6	1	1	3,747	341	
Xe tải hạng nặng	Nhò trước	48.2	1	6.4	3,747	433	
	Nhò sau	100.0	1	1	3,747	1,680	
Xe tải hạng nặng	Nhò trước	45.4	1	6.4	2,810	250	
	Nhò sau	90.0	2.2	1	2,810	1,744	
Xe tải hạng nặng	Nhò trước	23.1	0	6.4	2,810	0	
	Nhò sau	73.2	2	1	2,810	639	
Tổng					N=	5,684	

*P_{tt} = 120 kN

* Giá trị của P_i, C1, C2 được xác định theo Bảng E-1

$$N_{tt} = f_1 * N = 0.30 * 5,684 = 1,705 \text{ phương tiện/1 (2030)} \quad (3-3)$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

- Tính toán số trục tiêu chuẩn trong thời gian 15 năm

$$N_e = \frac{[(1+q)^t - 1]}{q(1+q)^{t-1}} * 365 * N_{tt} \text{ (trục)} \quad (A-3)$$

t1=	5 (năm),	q1=	0.1035	(2015-2020)
t2=	10 (năm),	q2=	0.0760	(2020-2030)
Ntt1=	537 (phương tiện/ ngày),	(xem bảng tính dưới đây)		(2015-2020)
Ntt2=	1,705 (phương tiện/ ngày),	(xem bảng phía trước)		(2020-2030)

Bảng D4-3 Tính toán tổng số trục xe, N (2020)

Chủng loại xe		P _i (kN)	C1	C2	n _i	C ₁ *C ₂ *n _i *(P _i /P _{tt}) ^{4.4}	<-(3-1)
Xe bus nhỏ	Nhò trước	26.4	1.0	6.4	2,466	20	
	Nhò sau	45.2	1.0	1.0	2,466	34	
Xe bus lớn	Nhò trước	56.0	1.0	6.4	274	61	
	Nhò sau	95.8	1.0	1.0	274	102	
Xe tải hạng nhẹ	Nhò trước	18.0	0.0	6.4	1,665	0	
	Nhò sau	56.0	1.0	1.0	1,665	58	
Xe tải hạng trung bình	Nhò trước	25.8	1.0	6.4	1,110	8	
	Nhò sau	69.6	1.0	1.0	1,110	101	
Xe tải hạng nặng	Nhò trước	48.2	1.0	6.4	1,110	128	
	Nhò sau	100.0	1.0	1.0	1,110	498	
Xe tải hạng nặng	Nhò trước	45.4	1.0	6.4	832	74	
	Nhò sau	90.0	2.2	1.0	832	516	
Xe tải hạng nặng	Nhò trước	23.1	0.0	6.4	832	0	
	Nhò sau	73.2	2.0	1.0	832	189	
Tổng					N=	1,790	

Ntt(2020)= 1,790 * 0.30 = 537 (phương tiện (2020))

Vì vậy

$$N_e = \frac{[(1+q_1)^{t_1} - 1]}{q_1(1+q_1)^{t_1-1}} * 365 * N_{tt1} + \frac{[(1+q_2)^{t_2} - 1]}{q_2(1+q_2)^{t_2-1}} * 365 * N_{tt2}$$

$$= 812,484 + 4,576,282 = 5,388,766 \text{ (axles)}$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

D-5. Xác định hệ số cường độ cho thiết kế an toàn và giá mô đun đàn hồi đã yêu cầu

$$E_{ch} \geq K_{cd}^{dv} * E_{yc} = 1.10 * 214 = 235 \text{ (Mpa)} \quad (3-4)$$

K_{cd}^{dv} : Hệ số cường độ về độ võng phụ thuộc độ an toàn
 E_{yc} : Giá trị mô đun đàn hồi đã được yêu cầu

Bảng 3-2: Xác định hệ số cường độ về độ võng phụ thuộc độ an toàn

Độ an toàn	0.98	0.95	0.90	0.85	0.80
Hệ số cường độ K_{cd}^{dv}	1.29	1.17	1.10	1.06	1.02

Bảng 3-3 : Sự lựa chọn thiết kế an toàn theo cấp đường và kiểu đường

Cấp đường, kiểu đường	Thiết kế an toàn			
	0.90	0.95	0.98	
1. Đường cao tốc	0.90	0.95	0.98	
2. Đường bộ/ Đường ô tô	- Cấp I, II	0.00	0.95	0.98
	- Cấp III, IV	0.85	0.90	0.95
	- Cấp V, VI	0.80	0.85	0.90
3. Đường đô thị	- Đường trục chính đô thị và đường cao tốc	0.90	0.95	0.98
	- Đường đô thị khác	0.85	0.90	0.95
4. Specialized road	0.80	0.85	0.90	

$K_{cd}^{dv} = 1.10$

Table3-4 Required elastic modulus value

Types of standard axle load		Required elastic modulus value E_{yc} (Mpa), Corresponding to a number of calculation axles (vehicle/ day/lane)									
		10	20	50	100	200	500	1000	2000	5000	7000
10	High-grade A1			133	147	160	178	192	207	224	235
	High-grade A2		91	110	122	135	153				
	Low-grade B1		64	82	94						
12	High-grade A1		127	146	161	173	190	204	218	235	253
	High-grade A2	90	103	120	133	146	163				
	Low-grade B1		79	98	111						

$$E_{yc} = 204 + (218 - 204) * (1705 - 1000) / (2000 - 1000)$$

$$= 214 \text{ Mpa}$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

D-6. Điều kiện thiết kế

- Điều kiện vật liệu

Bảng D6-1 Đặc tính vật liệu cho từng lớp

Vật liệu	E(Mpa)			R _{ku}	C	φ	t
	Độ trượt	Độ võng	Độ kéo và độ uốn	(Mpa)	(Mpa)	(độ)	(cm)
Lớp bề mặt	300	420	1800	2.8			6
Lớp liên kết	350	350	1600	2.0			7
Móng xử lý asphalt	350	350	800				10
Móng	300	300	300				81
Nền đắp	50	50	50		0.028	21	-

Lớp bề mặt : Lớp Bituminou loại I (Lớp bề mặt) (BTNC20, Đá dăm >50%)
 Lớp liên kết : Lớp Bituminou loại I (Lớp liên kết) (BTNC25, Đá dăm >50%)
 Móng xử lý asphalt : **Đá dăm đen** đầm chặt với asphalt
 Móng : Móng cốt liệu đá dăm Loại I
 Nền đắp : Sét và á sét, CBR=8

Ghi chú * Giá trị của Asphalt và Móng được xác định ở Bảng C-1

ú: * E của nền đắp được quyết định bởi công thức B-5, (CBR=8)

$$E=4.68*CBR+12.48=50(Mpa)$$

* Giá trị của nền đắp được xác định ở Bảng B-3 (W/W_{nh}=0.65)

* Bề dày asphalt tối thiểu phải là 12.5cm. (N_c>4.0*10⁶) (Theo Bảng 2-2)

Vì vậy điều kiện thiết kế là như sau:

N_{tt}= 1,705 (phương tiện/ làn/ ngày trong năm 2030)
 N_e= 5,388,766 (trục cho 15 năm)
 P_{tt}= 120 (kN)
 p= 0.60 (Mpa)
 D= 36 (cm)

E_{yc}= 214 (Mpa), K_{cd}^{dv}= 1.1 t(cm)

Lớp bề mặt	Lớp Bituminou loại I (Lớp bề mặt) (BTNC20, Đá dăm >50%)	6
Lớp liên kết	Lớp Bituminou loại I (Lớp liên kết) (BTNC25, Đá dăm >50%)	7
Móng xử lý asphalt	Đá dăm đen đầm chặt với asphalt	10
Móng	Móng cốt liệu đá dăm Loại I	81
Nền đắp	Sét và á sét, CBR=8	

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

D-7. Kiểm tra độ võng

Số	$K_{cd}^{dv} \cdot E_{yc} =$	235	Mpa	
4 Lớp bề mặt	$E_4 =$	420	Mpa	6 cm
3 Lớp liên kết	$E_3 =$	350	Mpa	7 cm
2 Móng xử lý asphalt	$E_2 =$	350	Mpa	10 cm
1 Móng	$E_1 =$	300	Mpa	81 cm
	$E_0 =$	50	Mpa	

$$E_{TB} = E_1 \cdot \left[\frac{(1 + k \cdot t^{1/3})}{(1 + k)} \right]^3 \text{ da Mpa} \quad k = \frac{h_1}{h_2} \quad t = \frac{E_2}{E_1} \quad (3-5)$$

Kết quả được mô tả trong bảng dưới đây:

Bảng D7-1 Kết quả tính toán E_{tbi}

Lớp	Lớp vật liệu	E_i (Mpa)	t $= E_2/E_1$	h_i (cm)	K $= h_2/h_1$	h_{tbi} (cm)	E_{tbi} (Mpa)
4	Lớp bề mặt	420	1.36	6	0.06	104	314
3	Lớp liên kết	350	1.15	7	0.08	98	308
2	Móng xử lý asphalt	350	1.17	10	0.12	91	305
1	Móng	300		81		81	300

$$\begin{aligned}
 E_{tbs} &= \mathbf{314} \text{ daN/cm}^2 \\
 \beta &= \mathbf{1.265} \text{ (từ bên dưới)} \\
 E_{TB}^{tt} &= \beta \cdot E_{tbs} \\
 &= \mathbf{1.265} * \mathbf{314} \\
 &= \mathbf{397} \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Table 3-6 Adjustment coefficient β

H/D Ratio	0.51	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
β Coefficient	1.033	1.069	1.107	1.136	1.178	1.198	1.210

$$\beta = 1.114 \cdot (H/D)^{0.12} \quad (\text{in case of } H/D > 2.0) \quad (3-6)$$

Trong đó:

D= **36** cm (Đường kính của vệt bánh xe)

H= **104** cm (Chiều cao của Lớp)

Vì vậy

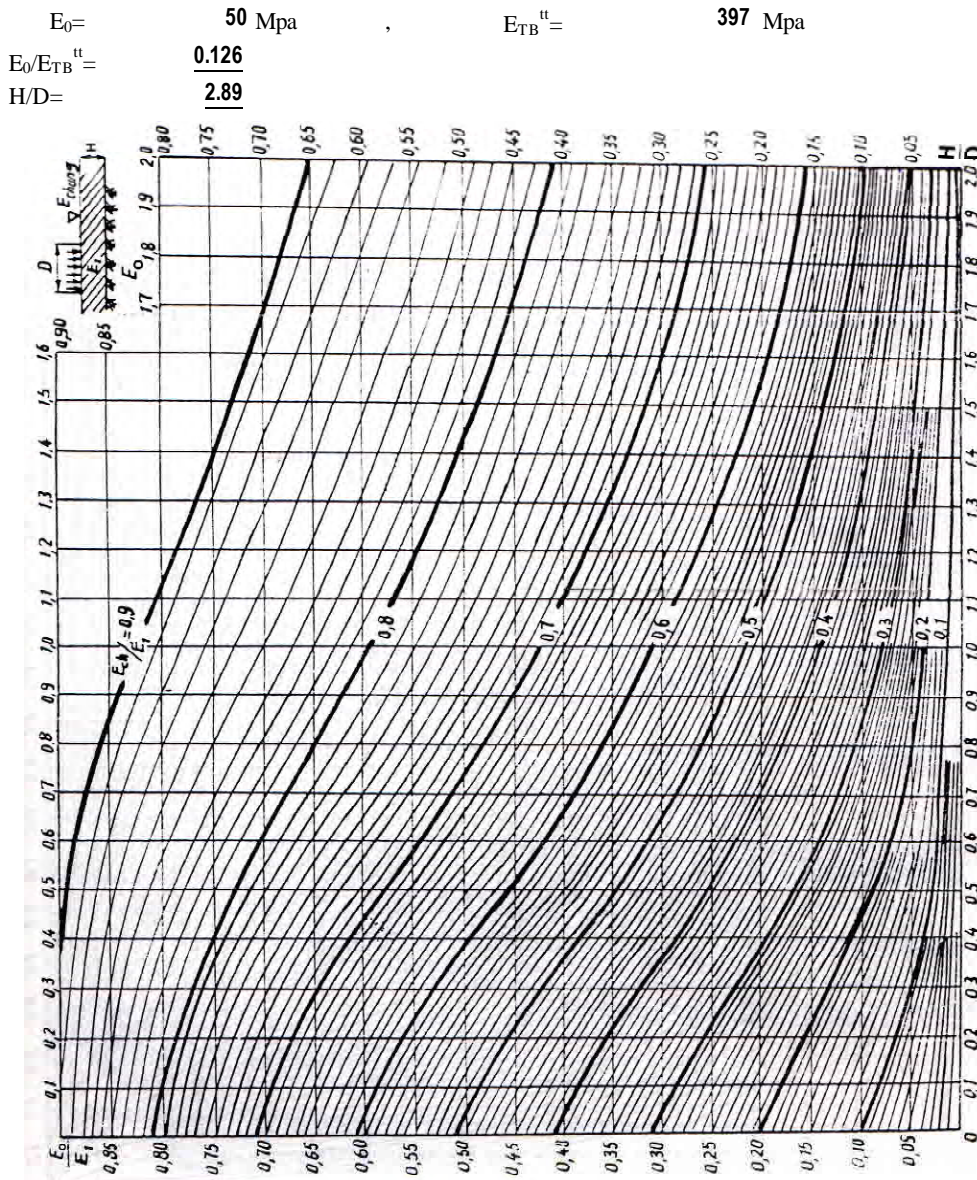
$$H/D = \mathbf{2.89}$$

Từ Bảng/ công thức 3-6,

$$\begin{aligned}
 \beta &= 1.114 \cdot (104/36)^{0.12} \\
 &= \mathbf{1.265}
 \end{aligned}$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 3-1. Toán đồ để xác định mô đun đàn hồi chung của hệ hai lớp E_{ch} ($H/D < 2$)

$$E_{ch} = \frac{1.05 \cdot E_0}{1 + \frac{E_0}{E_1} \sqrt{1 + 4 \left(\frac{H}{D}\right)^2 \left(\frac{E_0}{E_1}\right)^{-0.67}}} + \frac{E_0}{E_1} \quad (F-1) \quad (H/D > 2)$$

Từ Bảng/ Công thức trên, $E_{ch} = 236 \text{ Mpa} \geq 235 \text{ Mpa} (=K_{cd}^{dv} * E_{yc})$ OK

D-8. Kiểm tra độ trượt

$$T_{ax} + T_{av} < \frac{C_{tt}}{K_{cd}^{tr}} \quad (3-7)$$

T_{ax} : Từ Bảng 3-2 (H/D < 2.0), hoặc từ Bảng 3-3 (H/D > 2.0)

T_{av} : Từ Bảng 3-4

C_{tt} : Từ Công thức (3-8)

K_{cd}^{tr} : Từ Công thức 3-7

- Xác định của K_{cd}^{tr}

$$K_{cd}^{tr} = \underline{0.94} \quad (\text{Từ Bảng 3-7})$$

Bảng 3-7 Lựa chọn hệ số của cường độ kéo phụ thuộc độ an toàn

Độ an toàn	0.98	0.95	0.90	0.85	0.80
Hệ số K_{cd}^{tr}	1.10	1.00	0.94	0.90	0.87

- Tính toán C_{tt}

$$C_{tt} = C * K_1 * K_2 * K_3 = \underline{0.0164} \text{ (Mpa)}$$

C : **0.028** (Mpa) Lực dính bám của nền đất

K_1 : **0.6** cho mặt đường xe chạy

K_2 : **0.65** từ Bảng 3-8

Bảng 3-8 Xác định hệ số K_2 phụ thuộc số lượng trụ thiết kế

Số trụ thiết kế (N_{tt}) (trục/ngày/làn)	Under 100	Under 1000	Under 5000	Over 5000
Hệ số K_2	1.00	0.80	0.65	0.60

* N_{tt} = **1,705**

K_3 : **1.5** Đối với loại đất dính bám (sét, á sét, cát sét v.v...)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

Số	$C_{tt}/K_{cd}^{tr} = 0.017$			
4 Lớp bề mặt	$E_4 =$	300	Mpa	6 cm
3 Lớp liên kết	$E_3 =$	350	Mpa	7 cm
2 Móng xử lý asphalt	$E_2 =$	350	Mpa	10 cm
1 Móng	$E_1 =$	300	Mpa	81 cm
	$E_0 =$	50	Mpa	
	$C =$	0.028	Mpa	
	$\varphi =$	21	degree	

- Xác định Tax

Bảng D8-1 Kết quả tính toán của E_{tb}

Lớp	Lớp vật liệu	E_i (Mpa)	t $= E_2/E_1$	h_i (cm)	K $= h_2/h_1$	h_{tbi} (cm)	E_{tbi} (Mpa)
4	Lớp bề mặt	300	0.97	6	0.06	104	308
3	Lớp liên kết	350	1.15	7	0.08	98	308
2	Móng xử lý asphalt	350	1.17	10	0.12	91	305
1	Móng	300		81		81	300

$E_{tb} = 308 \text{ daN/cm}^2$

$\beta = 1.265$ (từ bên dưới)

$E_{TB}^{tt} = \beta \cdot E_{tb}$

$= 1.265 * 308$

$= 389 \text{ Mpa}$

Table 3-6 Adjustment coefficient β

H/D Ratio	0.51	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
β Coefficient	1.033	1.069	1.107	1.136	1.178	1.198	1.210

$\beta = 1.114 * (H/D)^{0.12}$ (trong trường hợp $H/D > 2.0$) (3-6)

Trong trường hợp;

$D = 36 \text{ cm}$ (Đường kính vệt bánh xe)

$H = 104 \text{ cm}$ (Chiều cao của lớp)

Vì vậy,

$H/D = 2.89$

Từ Bảng/ công thức 3-6,

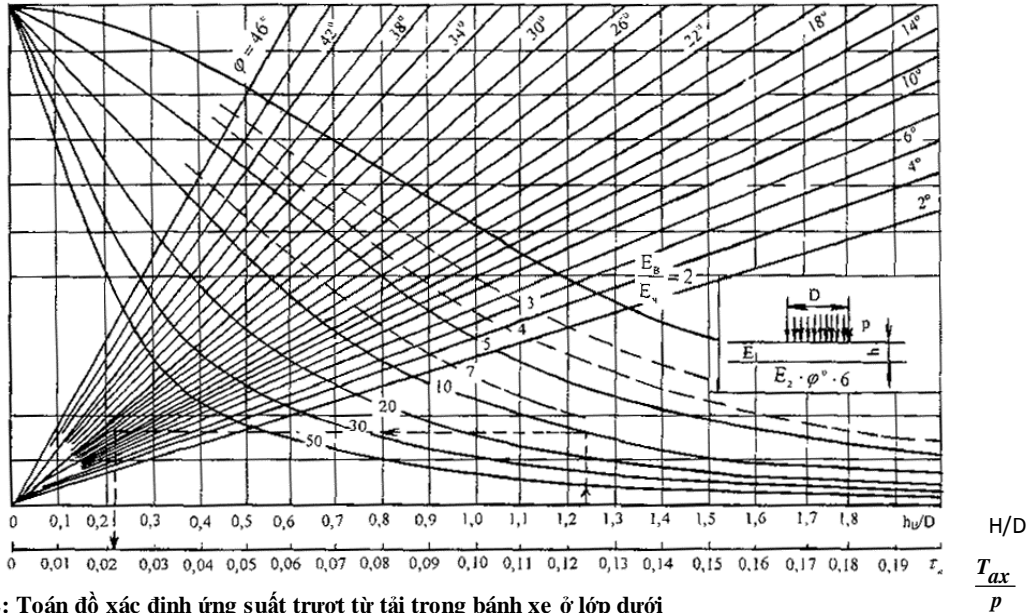
$\beta = 1.114 * (104/36)^{0.12}$

$= 1.265$

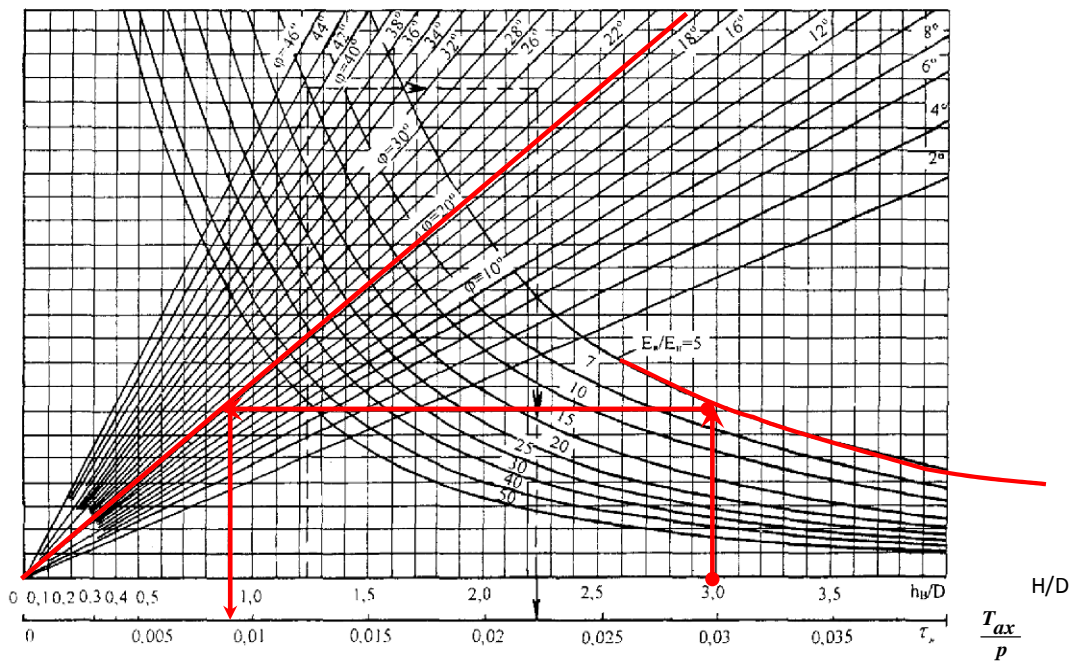
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

$E_0 = 50$ Mpa, $E_{TB}'' = 389$ Mpa
 $E_{TB}''/E_0 = 7.79$
 $H/D = 2.89$, $\varphi = 21$ độ



Hình 3-2: Toán đồ xác định ứng suất trượt từ tải trọng bánh xe ở lớp dưới của hệ hai lớp ($H/D = 0 \sim 2$)



Hình 3-3: Toán đồ để xác định ứng suất trượt từ tải trọng bánh xe ở lớp dưới của hệ thống hai lớp ($H/D = 0 \sim 4$)

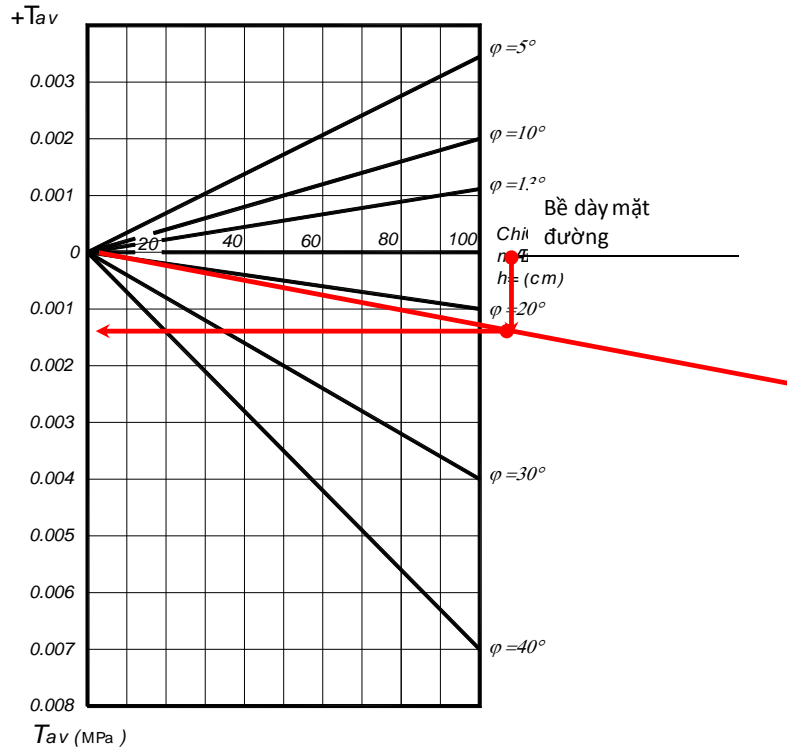
Từ Hình trên đây, $T_{ax}/p = 0.008$, $p = 0.60$ Mpa
 Vì vậy, $T_{ax} = 0.0048$ Mpa

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

- Xác định T_{av}

H= 104 cm
 $\varphi = 21^\circ$



Hình 3-4. Toán đồ để xác định ứng suất cắt hoạt động T_{av} bằng trọng lượng bản thân mặt đờng

Từ Hình trên

$T_{ax} = -0.0013$ Mpa

- Kiểm tra trượt

$$T_{ax} + T_{av} < \frac{C_{tt}}{K_{cd}^{tr}} \quad (3-7)$$

$T_{ax} =$	0.0048	Mpa
$T_{av} =$	-0.0013	Mpa
$C_{tt} =$	0.0164	Mpa
$K_{cd}^{tr} =$	0.94	Mpa

$T_{ax} + T_{av} =$	0.0048	+	-0.0013	=	0.0035
$C_{tt}/K_{cd}^{tr} =$	0.01638	/	0.94	=	0.0174

$T_{ax} + T_{av} < C_{tt}/K_{cd}^{tr}$ **OK**

D-9. Kiểm tra cường độ uốn

$$\sigma_{ku} \leq \frac{R_{tt}^{ku}}{K_{cd}^{ku}} \quad (3-9)$$

$$\sigma_{ku} = \overline{\sigma_{ku}} * p * K_b \quad (3-10)$$

σ_{ku} : giá trị được xác định bởi Hình 3-5, 3-6, (xem dưới đây)

p : = **0.60** Mpa

K_b : = **1.00** (đối với tải trọng trục nặng nhất đặc biệt)

$$R_{tt}^{ku} = k_1 * k_2 * R_{ku} \quad (3-11)$$

$$k_1 = 11.11 / N_e^{0.22} \quad (\text{vật liệu bê tông asphalt}) \quad (3-12)$$

$$= 11.11 / 5,388,766^{0.22} = \underline{\underline{0.37}}$$

$$N_e = \underline{\underline{5,388,766}} \quad (\text{trục cho 15 năm})$$

k_2 : = **1.00** (đối với vật liệu cốt kết với vật liệu vô cơ)

R_{ku} : = **2.80** (đối với Lớp bề mặt, xem Điều kiện thiết kế D-7)

2.00 (đối với Lớp liên kết, xem Điều kiện D-7)

$$K_{cd}^{ku} = \underline{\underline{0.94}} \quad (\text{Từ Bảng 3-7})$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

- Điều kiện thiết kế

Số

4 Lớp bề mặt	$E_4 =$	1800	Mpa	6	cm
3 Lớp liên kết	$E_3 =$	1600	Mpa	7	cm
2 Móng xử lý asphalt	$E_2 =$	800	Mpa	10	cm
1 Móng	$E_1 =$	300	Mpa	81	cm
		$E_0 =$	50	Mpa	

Bảng D9-1 Kết quả tính toán E_{tbi}

Lớp	Lớp vật liệu	E_i (Mpa)	t $=E_2/E_1$	h_i (cm)	K $=h_2/h_1$	h_{tbi} (cm)	E_{tbi} (Mpa)
4	Lớp bề mặt	1800	4.60	6	0.06	104	438
3	Lớp liên kết	1600	4.71	7	0.08	98	392
2	Móng xử lý asphalt	800	2.67	10	0.12	91	340
1	Móng	300		81		81	300

A) Kiểm tra lớp bề mặt

$h_1 =$ **6** cm, $E_1 =$ **1800** Mpa
 $E_{tb4} =$ **392** Mpa (từ Bảng D9-1)
 $\beta =$ **1.256** (từ bên dưới)
 $E_{TB}^{tt} = \beta \cdot E_{tb}$
 $=$ **1.256** * **392**
 $=$ **492** Mpa

Table 3-6 Adjustment coefficient β

H/D Ratio	0.51	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
β Coefficient	1.033	1.069	1.107	1.136	1.178	1.198	1.210

$\beta = 1.114 \cdot (H/D)^{0.12}$ (in case of $H/D > 2.0$) (3-6)

Trong đó;

$D =$ **36** cm (Đường kính vệt bánh xe)
 $H =$ **98** cm (Chiều cao của Lớp)

Vì vậy,

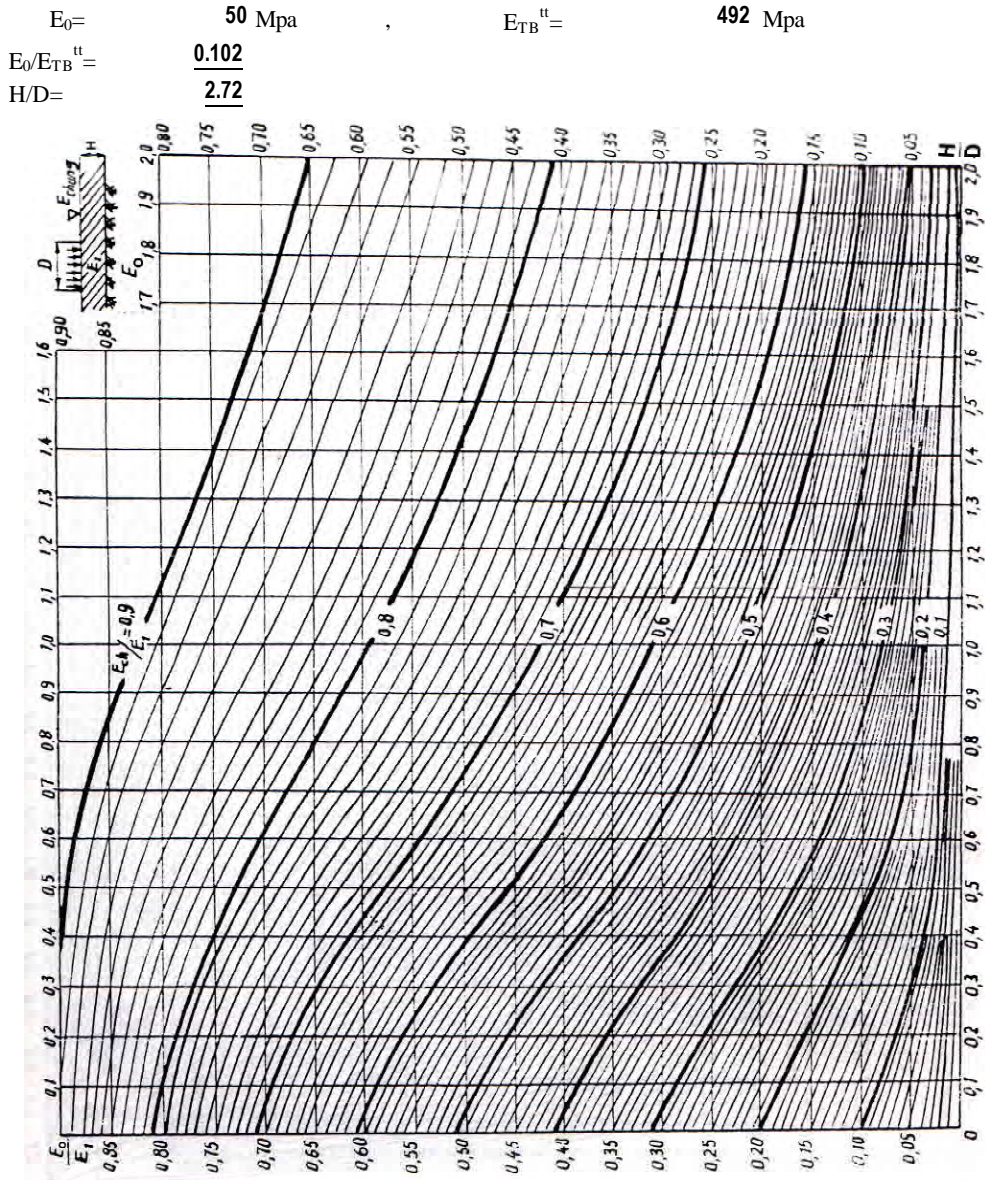
$H/D =$ **2.72**

Từ Bảng/ công thức 3-6,

$\beta = 1.114 \cdot (98/36)^{0.12}$
 $=$ **1.256**

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 3-1. Toán đồ xác định mô đun đàn hồi chung cho hệ thống hai lớp E_{ch} ($H/D < 2$)

$$E_{ch} = \frac{1.05 \cdot E_0}{1 + \frac{E_0}{E_1} \sqrt{1 + 4 \left(\frac{H}{D}\right)^2 \left(\frac{E_0}{E_1}\right)^{-0.67}}} + \frac{E_0}{E_1} \quad (F-1) \quad (H/D > 2)$$

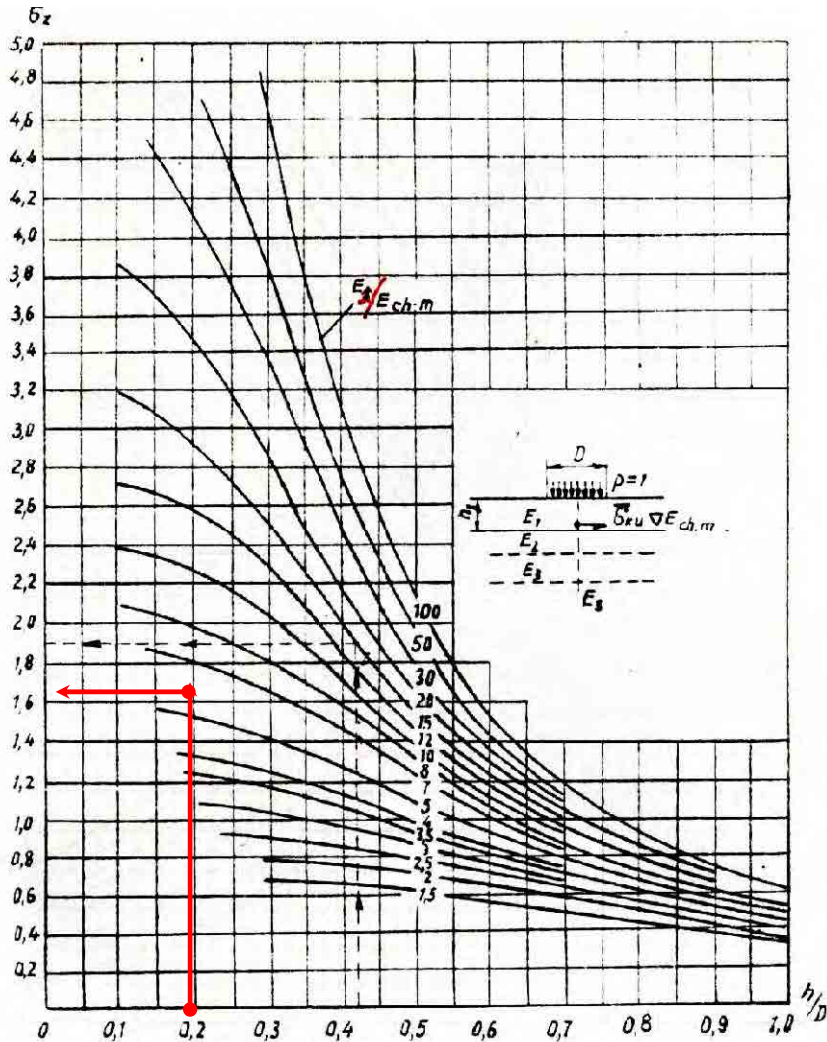
Từ bảng/ công thức trên, $E_{ch} = 269 \text{ Mpa}$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

$$h_1 = 6 \text{ cm} \Rightarrow H/D = 0.1667$$

$$E_1 = 1800 \text{ Mpa} \Rightarrow E_1/E_{ch} = 6.6999$$



Hình 3-5: Toán đồ xác định ứng suất kéo uốn đơn vị σ_{ku} trong các lớp của lớp bề mặt

Từ Hình trên

$$\sigma_{ku} = 1.65$$

Vì vậy

$$\sigma_{ku} = \overline{\sigma_{ku}} * p * K_b = 1.65 * 0.60 * 1.00 = 0.99$$

Và,

$$R_{tt}^{ku} = k_1 * k_2 * R_{ku} = 0.37 * 1.00 * 2.80 = 1.03$$

$$K_{cd}^{ku} = 0.94$$

$$\sigma_{ku} \leq \frac{R_{tt}^{ku}}{K_{cd}^{ku}} = \frac{1.03}{0.94} = 1.09 \quad \text{OK}$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

B) Kiểm tra lớp liên kết

$$h_1 = \frac{6 + 7}{1800 * 6 + 1600 * 7} = \underline{13} \text{ cm}$$

$$E_1 = \frac{6 + 7}{1692} \text{ Mpa}$$

E_{tb} = 340 Mpa (từ Bảng D9-1)

β = 1.245 (từ bên dưới)

$$E_{TB}^{tt} = \beta \cdot E_{tb}$$

$$= 1.245 * 340$$

$$= \underline{423} \text{ Mpa}$$

Table 3-6 Adjustment coefficient β

H/D Ratio	0.51	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
β Coefficient	1.033	1.069	1.107	1.136	1.178	1.198	1.210

$$\beta = 1.114 * (H/D)^{0.12} \quad (\text{in case of } H/D > 2.0) \quad (3-6)$$

Trong đó;

D = 36 cm (Đường kính vệt bánh xe)

H = 91 cm (Chiều cao của lớp)

Vì vậy,

H/D = 2.53

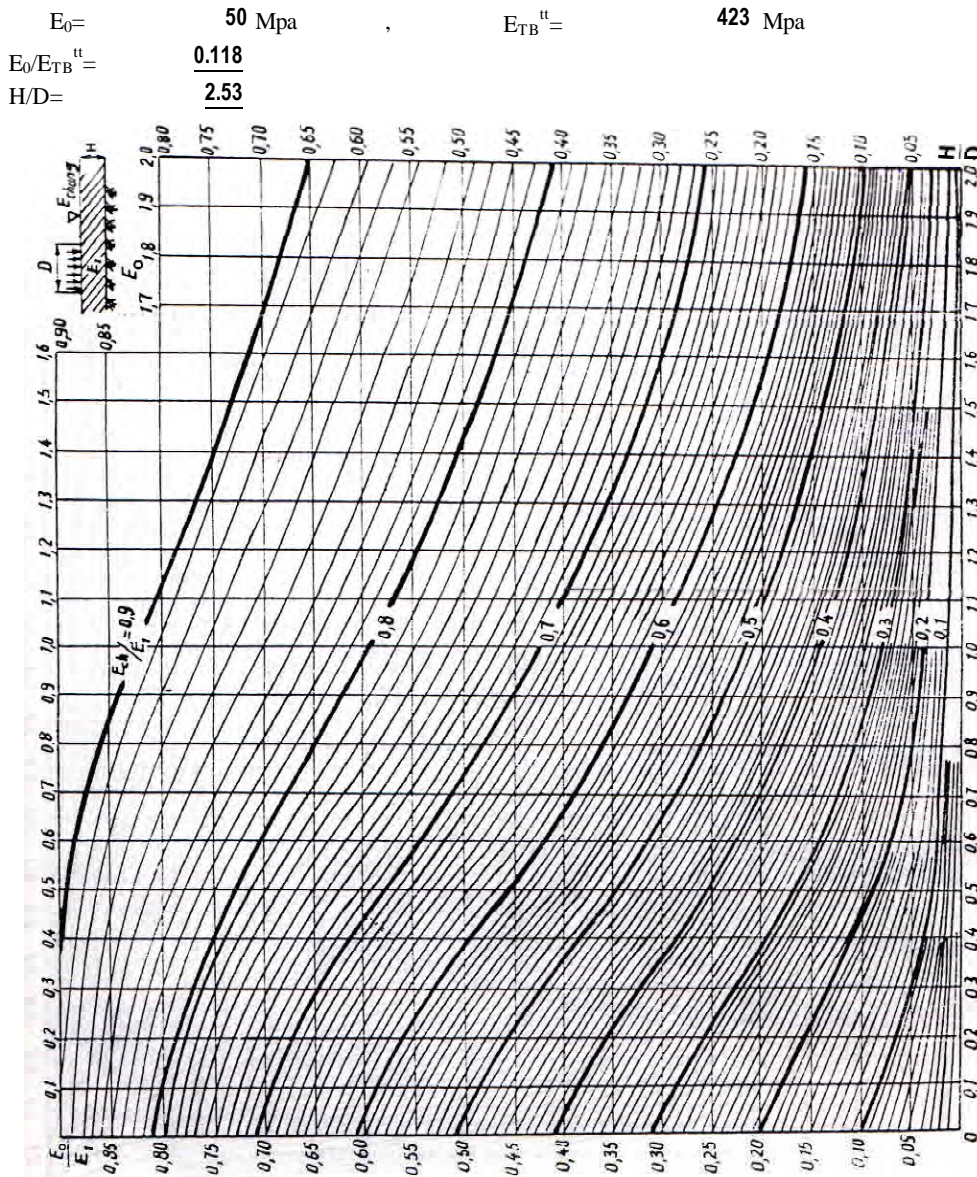
Từ bảng/ công thức 3-6,

$$\beta = 1.114 * (91/36)^{0.12}$$

$$= \underline{1.245}$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -



Hình 3-1. Toán đồ xác định của mô đun đàn hồi chung cho hệ 2 lớp E_{ch} ($H/D < 2$)

$$E_{ch} = \frac{1.05 \cdot E_0}{1 + \frac{E_0}{E_1} + \sqrt{1 + 4 \left(\frac{H}{D}\right)^2 \left(\frac{E_0}{E_1}\right)^{-0.67}}} + \frac{E_0}{E_1} \quad (F-1) \quad (H/D > 2)$$

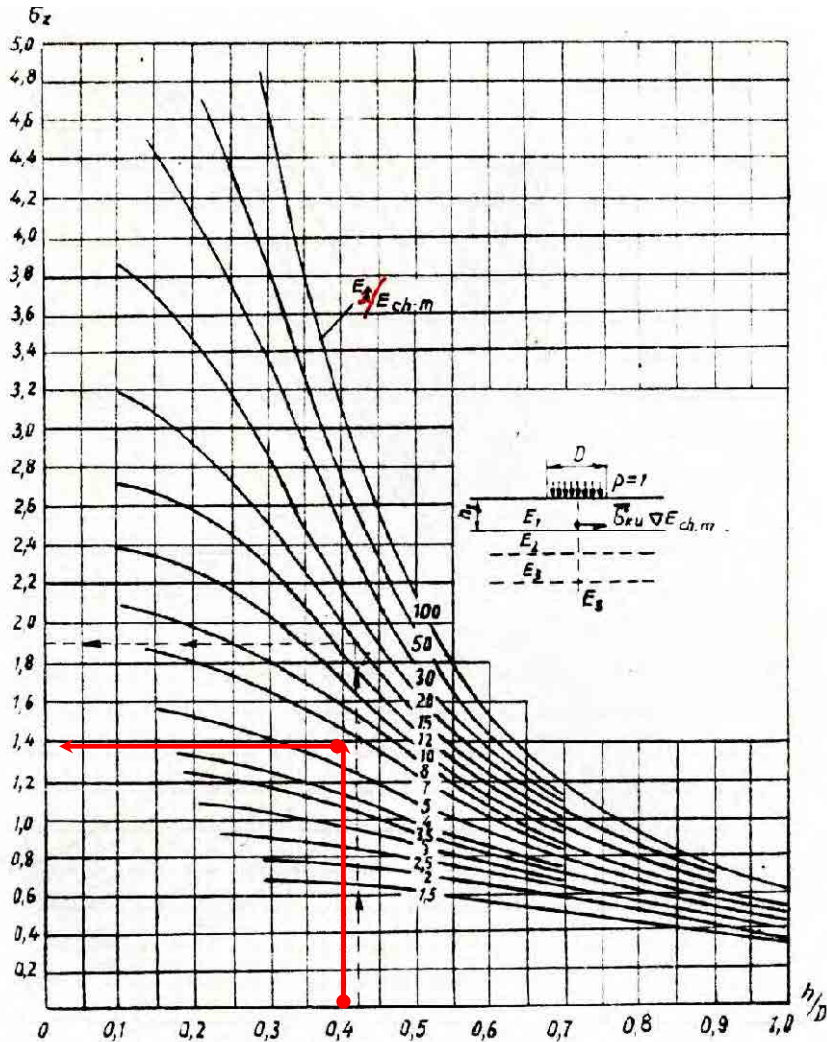
Từ Bảng/ Công thức trên, $E_{ch} = 233 \text{ Mpa}$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 7 -

$$h_1 = 13 \text{ cm} \Rightarrow H/D = 0.36$$

$$E_1 = 1692 \text{ Mpa} \Rightarrow E_1/E_{ch} = 7.28$$



Hình 3-5: Toán đồ xác định ứng suất kéo uốn σ_{ku} trong các lớp của lớp bề mặt

Từ Bảng trên

$$\sigma_{ku} = 1.40$$

Vì vậy,

$$\sigma_{ku} = \overline{\sigma_{Ku}} * p * K_b = 1.40 * 0.60 * 1.00 = 0.84$$

Và,

$$R_{tt}^{ku} = k_1 * k_2 * R_{ku} = 0.37 * 1.00 * 2.80 = 1.03$$

$$K_{cd}^{ku} = 0.94$$

$$\sigma_{ku} \leq \frac{R_{tt}^{ku}}{K_{cd}^{ku}} = \frac{1.03}{0.94} = 1.09 \quad \text{OK}$$

8. ĐÊ CHẤN SÓNG

8.1 Tiêu chuẩn thiết kế

Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải cho công trình cảng tại Nhật Bản (OCDI-2002) được áp dụng để thiết kế đê chắn sóng. Trong quá trình áp dụng Tiêu chuẩn Nhật Bản, các tiêu chuẩn hiện hành của Việt Nam sẽ được cân nhắc và xem xét đầy đủ về mặt kỹ thuật. Các tiêu chuẩn thiết kế sau đây cũng sẽ được tham khảo khi cần có thông tin chi tiết hơn:

- Sổ tay thiết kế các công trình biển (JSCE, 2000)
- Sổ tay hướng dẫn công trình bảo vệ bờ biển (US Army Corps of Engineers, 1984)
- Sổ tay kỹ thuật bờ biển (US Army Corps of Engineers, 2004)
- Sổ tay EurOtop về đánh giá kết cấu công trình bảo vệ bờ biển và các công trình liên quan dưới tác động của sóng tràn (EA(UK), ENW(NL), KFKI(DE), 2007)
- Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá (CIRIA, CUR, CETMEF, 2007)
- Hướng dẫn thiết kế của Tetrapod (Tetrapod Co., Ltd., 1995)
- RAKUNA-IV (Nikken Kogaku Co., Ltd., 2012)

8.2 Điều kiện thiết kế

8.2.1 Thời kỳ mục tiêu khi Thiết kế Đê chắn sóng

Đê chắn sóng được chia thành hai phần là “Đê chắn sóng A (L=750m)” và “Đê chắn sóng B (L=2.480m)” (xem Hình 8.2.2).

Bãi sau Đê chắn sóng A sẽ được tôn tạo đồng thời khi thi công Đê chắn sóng A. Trong khi đó, bãi sau Đê chắn sóng B sẽ được tôn tạo sau 5 năm từ khi Đê chắn sóng B được xây xong. Do đó, Đê chắn sóng B phải có chức năng đê chắn sóng trong 5 năm đầu tiên sau khi được xây xong. Đê chắn sóng phải đảm nhiệm chức năng ngăn sóng tràn đỉnh đê bảo vệ bãi sau đê khi bãi này được tôn tạo.

Theo đó, Đê chắn sóng A được thiết kế với điều kiện đê sẽ luôn luôn chịu tác động ngoại lực từ phía biển. Trong khi đó, khi thiết kế Đê chắn sóng B có xét đến tác động ngoại lực vào đê này từ cả hai phía (phía luồng và phía biển) tương ứng với kế hoạch tiến độ tôn tạo bãi sau đê. Cả hai chức năng, đê chắn sóng phía trong - chức năng ngăn hạn (dưới 5 năm đầu) và đê chắn sóng phía ngoài - chức năng dài hạn, đều được xét đến khi thiết kế Đê chắn sóng B.

8.2.2 Điều kiện tự nhiên

Điều kiện tự nhiên mà nghiên cứu SAPROF áp dụng để thiết kế Đê chắn sóng đã được rà soát và cập nhật theo kết quả khảo sát và các dữ liệu thu thập mới nhất. Chương này chỉ đề cập tới kết quả tóm tắt và cơ sở áp dụng tương ứng.

1) Thủy triều

Điều kiện thủy triều trong báo cáo SAPROF được tham khảo từ Báo cáo F/S của TEDI. Theo báo cáo F/S, điều kiện thủy triều thiết kế được xác định bằng phân tích xác suất quá độ dựa trên các số liệu quan trắc mực nước tại trạm Hòn Dầu từ năm 1974 đến năm 2004. Trong nghiên cứu này, phân tích xác suất quá độ cũng được tiến hành, có bổ sung số liệu quan trắc của 5 năm gần nhất, từ 2005 đến 2009. Kết quả cho thấy mực nước là tương tự với mực nước của chu kỳ lặp 100 năm (có tần suất vượt là 1%). Do vậy, các giá trị về thủy triều tại báo cáo SAPROF được sử dụng trong nghiên cứu thiết kế này.

- Mức nước cao nhất (HHWL) : CD +4,43m (chu kỳ lặp = 100 năm và tần suất = 1%)
 - Mức nước cao thiết kế (HWL) : CD +3,55 m
 - Mức nước tr/bình th/kế (MWL) : CD +1,95 m
 - Mức nước thấp thiết kế (LWL) : CD +0,43 m
 - Mức nước thấp nhất (LLWL) : CD +0,03 m (quan trắc vào 02/01/1991)
- (Ghi chú: CD là mực nước hệ Hải đồ, là mực nước gần bằng mực thủy triều thiên văn thấp nhất.)

2) Sóng nước sâu thiết kế

Sóng nước sâu thiết kế được trình bày trong báo cáo SAPROF như sau:

- Chiều cao sóng nước sâu (H_0) : 5,6 m
- Chu kỳ sóng (T_0) : 11,6 giây
- Hướng sóng chủ đạo : từ Nam đến Đông

(Là sóng nước sâu có chu kỳ lặp 50 năm)

Báo cáo SAPROF chỉ ra có sự khác nhau giữa sóng nước sâu thiết kế dự báo bằng phân tích xác suất sóng quá độ trong kết quả nghiên cứu đã có, và kết quả quan trắc thực tế tại trạm Hòn Dầu trong thời gian từ năm 1956 đến năm 1985. Do đó, trong nghiên cứu này, sóng nước sâu thiết kế sẽ được phân tích lại bằng phân tích xác suất sóng quá độ, dựa trên số liệu mới thu thập được về bão trong thời kỳ dài hơn 50 năm. Ở đây, giá trị tính toán được điều chỉnh dựa trên số liệu quan trắc trong 1 năm do TEDI thực hiện tại khu vực ngoài khơi Hải Phòng từ tháng 7/2005 đến 8/2006.

Điều kiện sóng nước sâu thu thập được tóm tắt trong Bảng 8.2.1. Số liệu chi tiết được trình bày trong Mục 2.4 của Chương 2.

Bảng 8.2.1 Điều kiện sóng nước sâu (xem Mục 2.4 Chương 2)

Chu kỳ lặp (năm)	H_0 (m)	T_0 (giây)
1	2,30	8,3
5	4,11	11,0
10	4,72	11,8
30	5,59	12,8
50	5,96	13,3
100	6,46	13,8

3) Hệ số động đất cho thiết kế kết cấu tường bến (như Hệ số đã sử dụng tại báo cáo SAPROF)

- Hệ số động đất phương ngang $k_h = 0,04$
- Hệ số động đất phương dọc $k_v = 0,00$

Sau khi nghiên cứu kỹ lưỡng TCXDVN về thiết kế chịu động đất, trong 3 cấp động đất tại Việt Nam, đề xuất áp dụng hệ số động đất tương ứng với Cấp 3 ($k_h=0,04$ hoặc thấp hơn) cho khu vực dự án. Tiêu chí này được áp dụng để đánh giá các tác động địa chấn lên áp lực nền đất tại khu vực xung quanh các kết cấu trên biển và móng của các kết cấu trên bờ. Tuy nhiên do hoạt động địa chấn tại khu vực và vùng dự án được coi như không đáng kể, nên Nghiên cứu này không xét đến tác động địa chấn lên sự ổn định của các kết cấu công trình.

4) Vận tốc gió (như vận tốc đã sử dụng tại báo cáo SAPROF)

- Vận tốc gió thiết kế: 60 m/giây
- Vận tốc gió khai thác: 20 m/giây

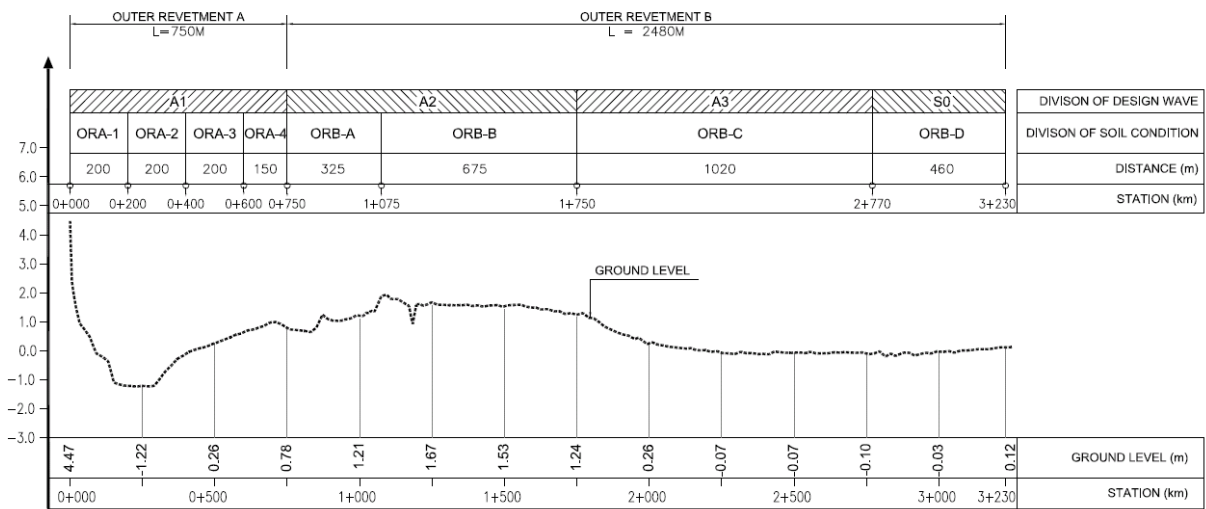
5) Điều kiện địa chất

Kết quả của phân tích đất thực hiện trong nghiên cứu sử dụng để thiết kế đê chắn sóng được tóm tắt tại mục này. Chi tiết về phân tích đất được trình bày tại Mục 2.1 Chương 2.

Đê chắn sóng được chia thành 4 đoạn, được coi là các đoạn mang điều kiện địa chất đại diện của Đê chắn sóng, như trình bày tại Hình 8.2.1.

- Đê chắn sóng A: ORA-1, ORA-2, ORA-3, ORA-4
- Đê chắn sóng B: ORB-A, ORB-B, ORB-C, ORB-D

Điều kiện địa chất được phân tích trên cơ sở kết quả khoan thăm dò địa chất mới nhất được thực hiện tại các đoạn của Đê chắn sóng A và B và thể hiện từ Bảng 8.2.2 đến Bảng 8.2.9.



Hình 8.2.1 Các đoạn đê chắn sóng được phân theo tính chất cơ lý địa chất đặc trưng của địa chất nền

Bảng 8.2.2 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng A (ORA-1)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1b	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 5	Lớp số 10
Phân loại lớp địa chất	CL	CH	CL, SC	CH	
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ)	-0.5 to -2.0	-2.0 to -8.0	-8.0 to -14.5	-14.5 to -25.5	>-25.5
SPT - N	1	1	5	6	-
γ (kN/m ³)	18.0	17.0	19.0	17.5	-
γ' (kN/m ³)	8.0	7.0	9.0	7.5	-
C_u (kN/m ²)	15	15	25	40	-
ϕ (°)	0.0	0.0	0.0	0.0	-
C_c	0.30	0.60	0.25	0.60	-
C_r	0.07	0.12	0.05	0.08	-
C_α (%)	0.4	0.7	0.4	0.8	-
P_c (kN/m ²)	80	80	$\Sigma\gamma'z + 50$	$\Sigma\gamma'z + 75$	-
e_0	1.05	1.45	0.80	1.20	-
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	1.00	1.20	2.20	-
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	0.60	1.20	0.80	-
C_u/P for NC	0.30	0.30	0.30	0.30	-

Bảng 8.2.3 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng A (ORA-2)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 5	Lớp số 10
Phân loại lớp địa chất	CH	CL, SC	CH	
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	-1.0 to -9.0	-9.0 to -14.5	-14.5 to -27.0	>-27.0
SPT - N	1	5	6	-
γ (kN/m ³)	17.0	19.0	17.5	-
γ' (kN/m ³)	7.0	9.0	7.5	-
C_u (kN/m ²)	15	25	40	-
ϕ (°)	0.0	0.0	0.0	-
C_c	0.60	0.25	0.60	-
C_r	0.12	0.05	0.08	-
C_α (%)	0.7	0.4	0.8	-
P_c (kN/m ²)	80	$\Sigma\gamma'z + 50$	$\Sigma\gamma'z + 75$	-
e_0	1.45	0.80	1.20	-
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.00	1.20	2.20	-
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	0.60	1.20	0.80	-
C_v/P for NC	0.30	0.30	0.30	-

Bảng 8.2.4 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng A (ORA-3)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1b	Lớp số 2	Lớp số 3c	Lớp số 5	Lớp số 10
Phân loại lớp địa chất	CL	CH	SP, Sp-SC	CH	
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	0.0 to -4.5	-4.5 to -10.0	-10.0 to -12.5	-12.5 to -29.0	>-29.0
SPT - N	1	1	6	6	-
γ (kN/m ³)	18.0	17.0	19.0	17.5	-
γ' (kN/m ³)	8.0	7.0	9.0	7.5	-
C_u (kN/m ²)	15	15	0	40	-
ϕ (°)	0.0	0.0	25.0	0.0	-
C_c	0.30	0.60	-	0.60	-
C_r	0.07	0.12	-	0.08	-
C_α (%)	0.4	0.7	-	0.8	-
P_c (kN/m ²)	80	80	-	$\Sigma\gamma'z + 75$	-
e_0	1.05	1.45	-	1.20	-
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	1.00	-	2.20	-
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	0.60	-	0.80	-
C_v/P for NC	0.30	0.30	-	0.30	-

Bảng 8.2.5 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng A (ORA-4)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1a	Lớp số 1b	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 4	Lớp số 5
Phân loại lớp địa chất	SP, SP-SC	CL	CH	CL, SC	CH, CL	CH
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	+1.0 to -1.0	-1.0 to -5.0	-5.0 to -9.0	-9.0 to -12.5	-12.5 to -14.0	-14.0 to -30
SPT - N	4	1	1	5	10	6
γ (kN/m ³)	18.0	18.0	17.0	19.0	19.0	17.5
γ' (kN/m ³)	8.0	8.0	7.0	9.0	9.0	7.5
C_u (kN/m ²)	0	15	15	25	50	40
ϕ (°)	25.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
C_c	-	0.30	0.60	0.25	0.35	0.60
C_r	-	0.07	0.12	0.05	0.04	0.08
C_α (%)	-	0.4	0.7	0.4	0.6	0.8
P_c (kN/m ²)	-	80	80	$\Sigma\gamma'z + 50$	$\Sigma\gamma'z + 100$	$\Sigma\gamma'z + 75$
e_0	-	1.05	1.45	0.80	0.85	1.20
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	-	1.20	1.00	1.20	1.20	2.20
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	-	1.20	0.60	1.20	0.80	0.80
C_v/P for NC	-	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30

*NC: Nền đất cố kết thường, OC: Nền đất quá cố kết, z: độ sâu (m)

Bảng 8.2.6 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng B (ORB-A)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1a	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 5	Lớp số 8c
Phân loại lớp địa chất	SP, SP-SM	CH	SM, SC-SM	CL	SM, SC-SM
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	+1.0 to -2.0	-2.0 to -8.0	-8.0 to -13.5	-13.5 to -25.0	>-25.0
SPT - N	6	1	6	5	44
γ (kN/m ³)	18.0	16.5	19.0	17.5	20.0
γ' (kN/m ³)	8.0	6.5	9.0	7.5	10.0
C_u (kN/m ²)	0	10 + 2z	10 + 2z	10 + 2z	0
ϕ (°)	25.0	0.0	0.0	0.0	35.0
C_c	-	0.60	0.25	0.55	-
C_r	-	0.06	0.05	0.04	-
C_α (%)	-	0.7	0.4	0.8	-
P_c (kN/m ²)	-	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 50$	-
e_0	-	1.05	0.80	1.15	-
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	-	1.00	1.20	0.30	-
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	-	0.60	1.20	0.20	-
C_u/P for NC	-	0.25	0.30	0.25	-

Bảng 8.2.7 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng B (ORB-B)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1b	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 5	Lớp LS
Phân loại lớp địa chất	SM, SC-SM	CH	SM, SC-SM	CL	-
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	+1.5 to -1.5	-1.5 to -7.5	-7.5 to -9.5	-9.5 to -15.5	>-15.5
SPT - N	5	1	6	5	-
γ (kN/m ³)	18.0	16.5	19.0	17.5	-
γ' (kN/m ³)	8.0	6.5	9.0	7.5	-
C_u (kN/m ²)	10 + 2z	10 + 2z	10 + 2z	10 + 2z	-
ϕ (°)	0.0	0.0	0.0	0.0	-
C_c	0.30	0.60	0.25	0.55	-
C_r	0.07	0.06	0.05	0.04	-
C_α (%)	0.4	0.7	0.4	0.8	-
P_c (kN/m ²)	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 50$	-
e_0	1.05	1.05	0.80	1.15	-
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	1.00	1.20	0.30	-
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	0.60	1.20	0.20	-
C_u/P for NC	0.25	0.25	0.30	0.25	-

Bảng 8.2.8 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng B (ORB-C)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1b	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 5	Lớp số 6
Phân loại lớp địa chất	SM, SC-SM	CH	SM, SC-SM	CL	CL
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	0.0 to -1.5	-1.5 to -9.5	-9.5 to -12.0	-12.0 to -16.0	>-16.0
SPT - N	5	1	6	5	12
γ (kN/m ³)	18.0	16.5	19.0	17.5	19.0
γ' (kN/m ³)	8.0	6.5	9.0	7.5	9.0
C_u (kN/m ²)	10 + 2z	10 + 2z	10 + 2z	10 + 2z	50
ϕ (°)	0.0	0.0	0.0	0.0	-
C_c	0.30	0.60	0.25	0.55	0.15
C_r	0.07	0.06	0.05	0.04	0.01
C_α (%)	0.4	0.7	0.4	0.8	0.3
P_c (kN/m ²)	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 50$	$\Sigma\gamma'z + 100$
e_0	1.05	1.05	0.80	1.15	0.80
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	1.00	1.20	0.30	0.30
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	1.20	0.60	1.20	0.20	0.15
C_u/P for NC	0.25	0.25	0.30	0.25	0.30

Bảng 8.2.9 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý các lớp đất nền Đê chắn sóng B (ORB-D)

Chỉ tiêu cơ lý của đất nền	Lớp số 1a	Lớp số 2	Lớp số 3b	Lớp số 5	Lớp số 6
Phân loại lớp địa chất	SP, SP-SM	CH	SM, SC-SM	CL	CL
Độ sâu lớp (hệ Hải đồ) (CD)	0.0 to -1.0	-1.0 to -9,5	-9.5 to -11.0	-11.0 to -20.5	>-20.5
SPT - N	6	1	6	5	12
γ (kN/m ³)	18.0	16.5	19.0	17.5	19.0
γ' (kN/m ³)	8.0	6.5	9.0	7.5	9.0
C_u (kN/m ²)	0	10 + 2z	10 + 2z	10 + 2z	50
ϕ (°)	25.0	0.0	0.0	0.0	
C_c	-	0.60	0.25	0.55	0.15
C_r	-	0.06	0.05	0.04	0.01
C_α (%)	-	0.7	0.4	0.8	0.3
P_c (kN/m ²)	-	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 25$	$\Sigma\gamma'z + 50$	$\Sigma\gamma'z + 100$
e_0	-	1.05	0.80	1.15	0.80
C_v (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	-	1.00	1.20	0.30	0.30
C_v (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	-	0.60	1.20	0.20	0.15
C_u/P for NC	-	0.25	0.30	0.25	0.30

*NC: Nền đất cổ kết thường, OC: Nền đất quá cổ kết, z: độ sâu (m)

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

8.2.3 Độ lún cổ kết còn lại

Việt Nam không có tiêu chuẩn để xác định độ lún cổ kết còn lại của công trình đê sau khi đã hoàn thành. Khu vực phía sau đê chắn sóng có quy hoạch xây dựng đường sau cảng. Việt Nam có tiêu chuẩn xác định độ lún cổ kết còn lại khi đã hoàn thành công trình của đường giao thông đắp trên nền đất yếu (22 TCN 262-2000). Theo đó, giá trị sau đây được sử dụng là độ lún cổ kết còn lại của Đê chắn sóng.

- Độ lún cổ kết còn lại: 30cm (cho 15 năm)

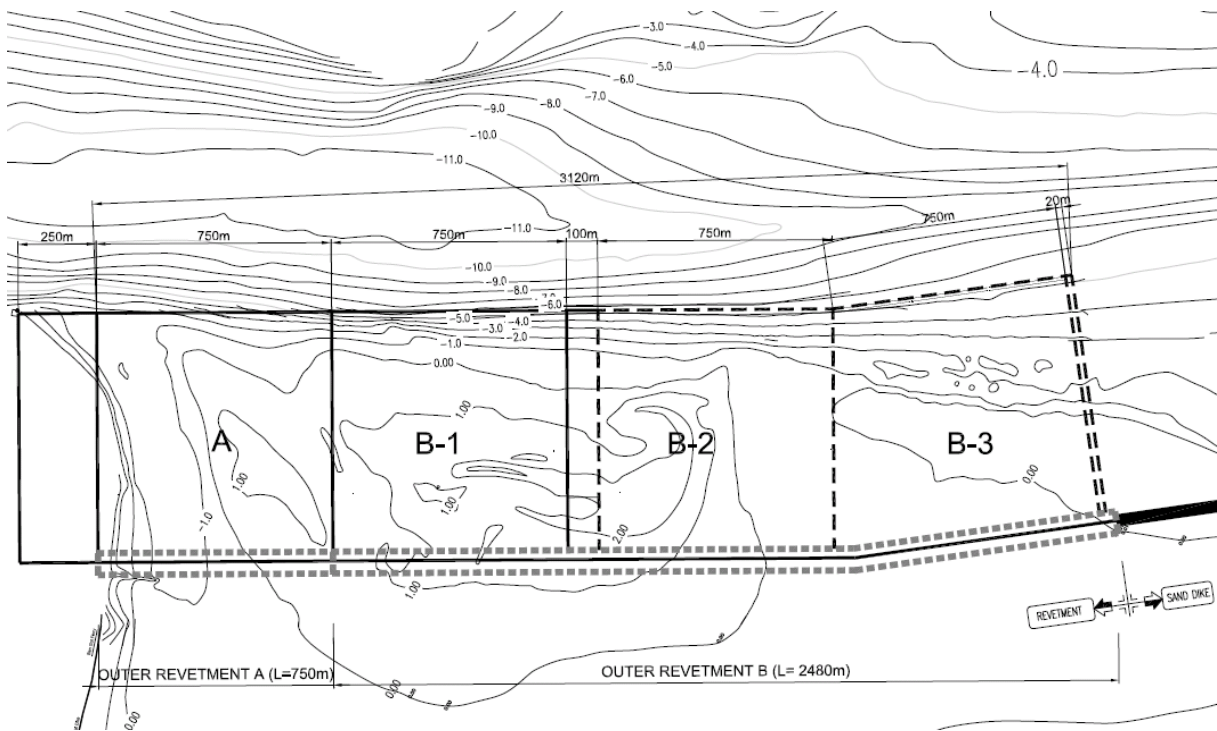
8.2.4 Chiều cao sóng thiết kế cho Đê chắn sóng

1) Xét điều kiện có sự tồn tại của Bãi cạn tại khu vực Đê chắn sóng

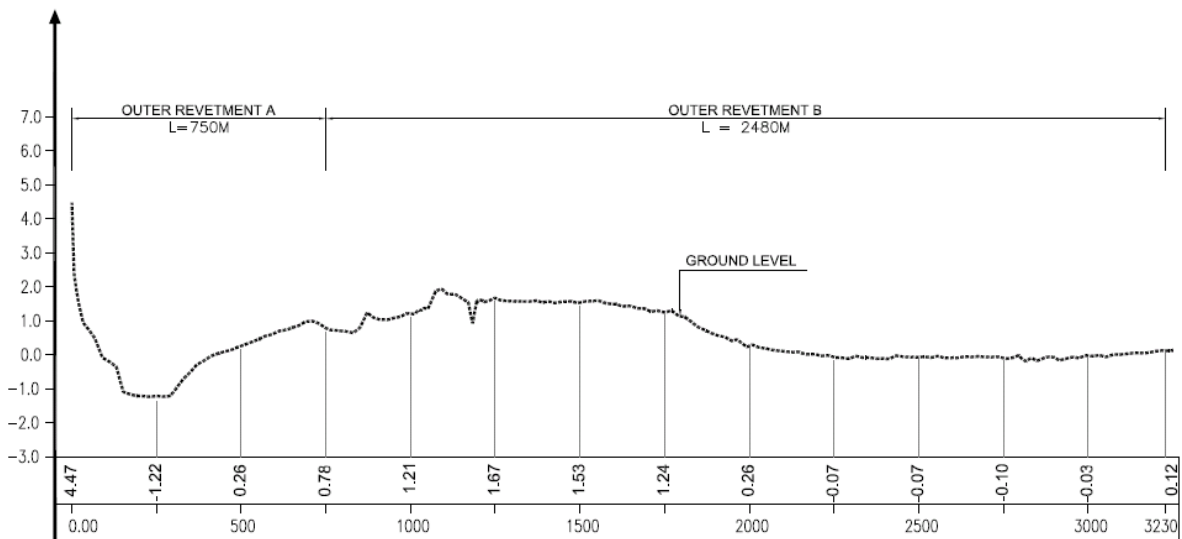
Cao độ mặt đất tự nhiên của đáy đê thiết kế dao động từ CD -1,0m đến CD+1,5m như thể hiện trong Hình 8.2.2. Theo chiều cao sóng nước sâu đã tính toán lại như nêu trong Bảng 8.2.1, chiều cao sóng thiết kế tại đê chắn sóng được tính toán theo công thức tính sóng vỡ của Goda. Điểm sóng vỡ phụ thuộc phần lớn vào cao độ mặt đất tự nhiên. Tuy nhiên, ở đây có một bãi cạn lớn ở vị trí $x = 800m$ đến $2000m$ và khu vực sâu nhất xuất hiện tại ven bờ ($x=250m$) như chỉ ra trong Hình 8.2.3 (x là khoảng cách tính từ điểm đầu đê). Khi sóng lan truyền từ ngoài khơi vào bờ mà gặp bãi cạn như thể hiện ở Hình 8.2.3, thì chiều cao sóng sẽ giảm đi khi đến gần bờ. Nếu chiều cao sóng được chỉ được tính toán riêng rẽ theo độ sâu mặt đất tự nhiên tại mỗi điểm cụ thể, thì khi đi đến bờ sóng sẽ có chiều cao cực đại (không xét ảnh hưởng bởi sự tồn tại của bãi cạn). Cách tính toán như vậy có thể dẫn đến hệ quả là chiều cao sóng thiết kế sẽ bị tính toán vượt quá yêu cầu. Do đó, thiết kế này đã xét tới cao độ mặt đất tự nhiên đặc trưng (G.L.), để tính chiều cao sóng thiết kế, cao độ mặt đất tự nhiên này được xác định theo kết quả khảo sát đo sâu mới nhất như trình bày tại Bảng 8.2.10.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 8 -



Hình 8.2.2 Địa hình đáy biển khu vực Đê chắn sóng



Hình 8.2.3 Sự biến đổi cao độ mặt đất tự nhiên dọc theo Đê chắn sóng

Bảng 8.2.10 Cao độ mặt đất tự nhiên đặc trưng để tính toán Sóng thiết kế

X (m)	Đê chắn sóng	Điểm tính toán (Mục 2.4, Chương 2)	Cao độ mặt đất tự nhiên đặc trưng (CD)
0 ~ 750	A	A1	+0,5
750 ~ 1.750	B-1	A2	+1,0
1.750 ~ 2.500	B-2 và B-3	A3	±0,0
2.500 ~ 3.230	B-3	S0	±0,0

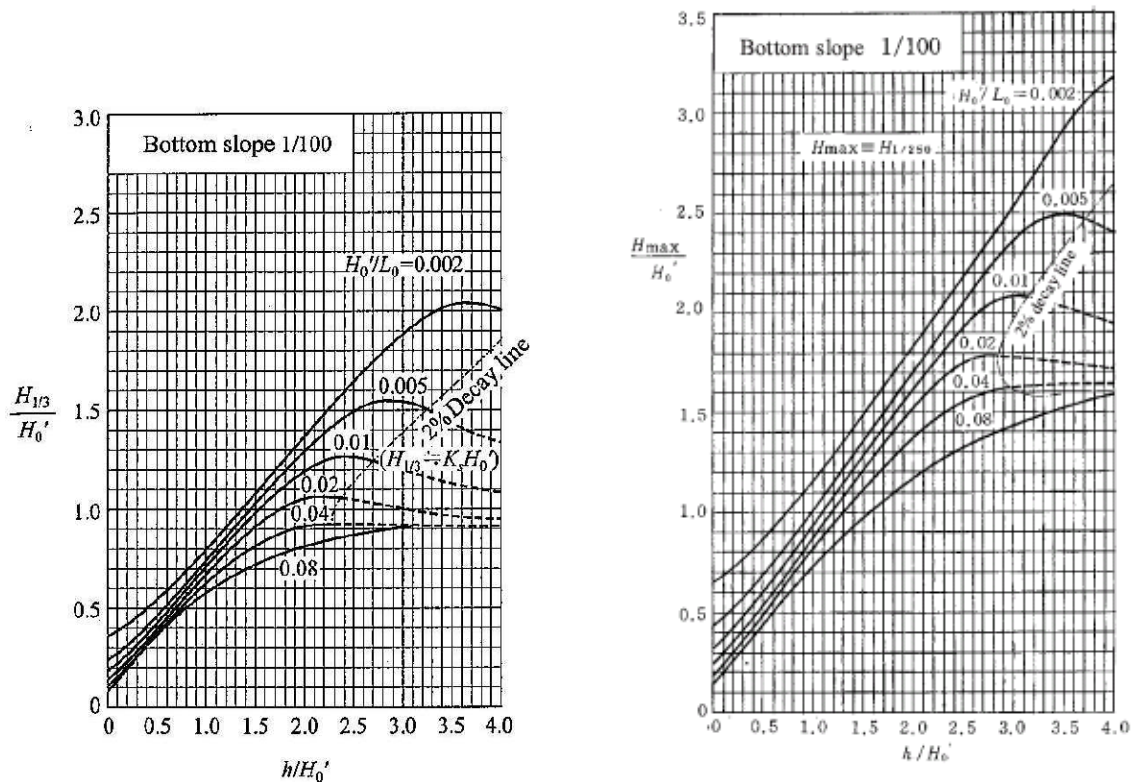
2) Chiều cao sóng thiết kế phía biển của Đê

Chiều cao sóng thiết kế tại phía biển của đê chắn sóng A (khu vực tôn tạo bãi, L=750m) và đê chắn sóng B (khu vực sau này sẽ tôn tạo bãi, L=2.480m) được tính toán dựa trên chiều cao sóng nước sâu thiết kế, có xét tới sự biến dạng sóng gần bờ như khúc xạ, nhiễu xạ, sóng nước nông và sóng vỡ. Sự biến dạng sóng gần bờ được tính toán bằng số, như trình bày tại mục 2.4 Chương 2. Độ sâu của mỗi vị trí tính toán được trình bày trong Bảng 8.2.10 và chiều cao sóng thiết kế tại các điểm được tính là chiều cao sóng vỡ. Công thức Goda (Hình 8.2.4) và cao trình mặt đất tự nhiên đặc trưng tại Bảng 8.2.10 đã được sử dụng để tính toán.

Về cơ bản, sóng tới đê từ phía biển không bị ảnh hưởng bởi tiến độ xây đê. Do đó sử dụng giả thiết chu kỳ lặp của sóng là 50 năm để tính toán chiều cao sóng thiết kế.

Điều kiện tính toán và kết quả tính toán chiều cao sóng thiết kế (chiều cao sóng vỡ) có chu kỳ lặp 50 năm, được trình bày tại Bảng 8.2.11.

Như trình bày sau đây, chiều cao sóng có chu kỳ lặp 5 năm cũng cần được tính toán để thiết kế Đê chắn sóng B và để nghiên cứu biện pháp bảo vệ đê trong ngắn hạn (từ lúc Đê chắn sóng B được xây xong cho tới khi bãi sau đê được tôn tạo). Do đó, chiều cao sóng có chu kỳ lặp 5 năm cũng được trình bày tại Bảng 8.2.12.



Nguồn: OCDI (2002)

Hình 8.2.4 Biểu đồ chiều cao sóng tại khu vực đê A bằng công thức Goda (s=1/100)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 8 -

Bảng 8.2.11 Điều kiện tính toán và Chiều cao sóng thiết kế (chu kỳ lặp 50 năm)

X (m)	0 ~ 750	750 ~ 1,750	1,750 ~ 2,770	2,770 ~ 3,230
Đê chắn sóng	A	B-1	B-2 và B-3	B-3
Điểm tính toán (Mục 2.4, Chương 2)	A1	A2	A3	S0
Hướng sóng nước sâu	SSW	SSW	SSE	SSE
H_0 (m) (chu kỳ lặp 50-năm)	6,83	6,83	5,78	5,78
H_0' (m)	7,30	7,28	7,43	7,37
Mặt đất tự nhiên (CD)	0,50	1,00	0,00	0,00
Mực nước thủy triều (CD)	4,43	4,43	4,43	4,43
h (Mực nước - Mặt đất)	3,93	3,43	4,43	4,43
h/H_0'	0,54	0,47	0,60	0,60
T_0 (m)	13,3	13,3	13,3	13,3
L_0 (m)	275,9	275,9	275,9	275,9
H_0'/L_0	0,03	0,03	0,03	0,03
H_{max}/H_0'	0,53	0,48	0,58	0,58
$H_{1/3}/H_0'$	0,41	0,37	0,43	0,43
H_{max} (m)	3,9	3,5	4,3	4,3
$H_{1/3}$ (m)	3,0	2,7	3,2	3,2
Góc sóng β (độ *)	32	41	66	68

*) Góc giữa Hướng sóng và Đường pháp tuyến tới tường kê động thêm 15° dự phòng

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

Bảng 8.2.12 Điều kiện tính toán và Chiều cao sóng thiết kế (chu kỳ lặp 5 năm)

X (m)	0 ~ 750	750 ~ 1,750	1,750 ~ 2,770	2,770 ~ 3,230
Đê chắn sóng	A	B-1	B-2 và B-3	B-3
Điểm tính toán (Mục 2.4, Chương 2)	A1	A2	A3	S0
Hướng sóng nước sâu	SSW	SSW	SSE	SSW
H_0 (m) (chu kỳ lặp 50-năm)	4,72	4,72	4,72	4,72
H_0' (m)	4,56	4,25	4,14	3,62
Mặt đất tự nhiên (CD)	0,50	1,00	0,00	0,00
Mực nước thủy triều (CD)	3,92	3,92	3,92	3,92
h (Mực nước - Mặt đất)	3,42	2,92	3,92	3,92
h/H_0'	0,75	0,69	0,95	1,08
T_0 (m)	11,0	11,0	11,0	11,0
L_0 (m)	188,8	188,8	188,8	188,8
H_0'/L_0	0,02	0,02	0,02	0,02
H_{max}/H_0'	0,70	0,73	0,83	0,92
$H_{1/3}/H_0'$	0,59	0,53	0,64	0,61
H_{max} (m)	3,2	3,1	3,4	3,3
$H_{1/3}$ (m)	2,7	2,3	2,6	2,2

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

3) Chiều cao sóng thiết kế phía luồng của Đê chắn sóng B

Do Đê chắn sóng B cần có chức năng đê chắn sóng trong thời gian 5 năm đầu khi bãi sau đê chưa được tôn tạo, nên điều kiện sóng tác động vào mái dốc đê phía luồng sẽ được xem xét trong thiết kế.

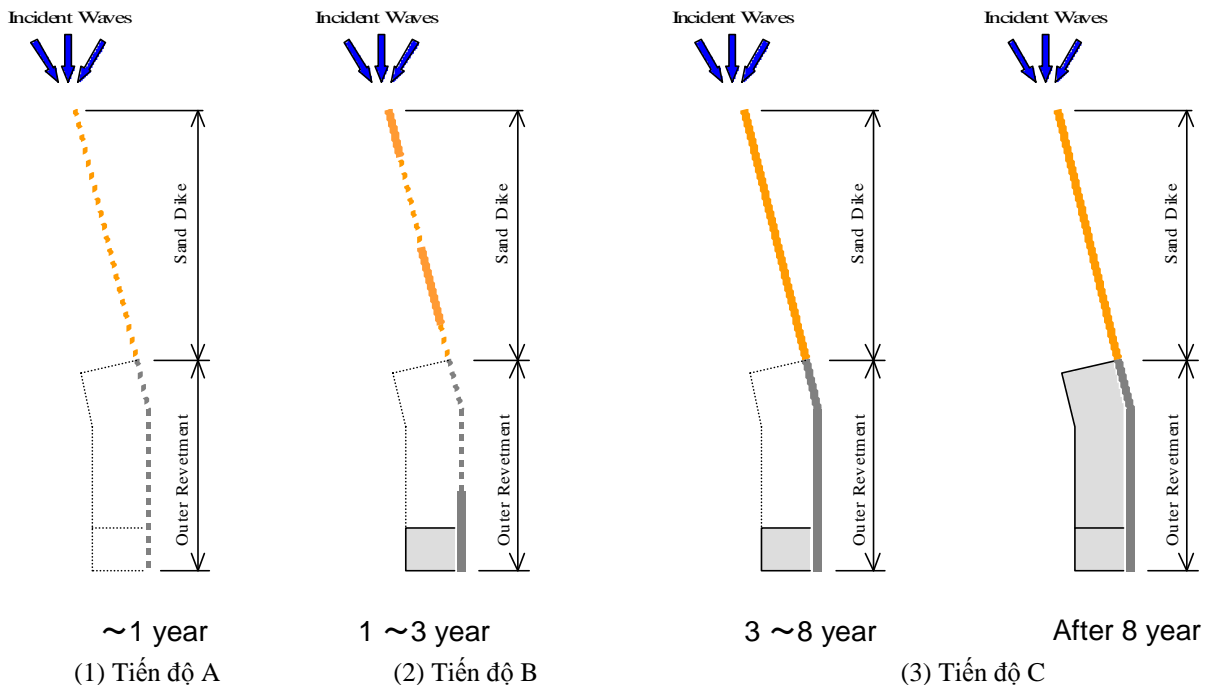
Chiều cao sóng tới đê từ phía luồng sẽ bị ảnh hưởng bởi hiện tượng sóng nhiễu xạ, tùy thuộc vào tiến độ xây đê chắn sóng và đê chắn cát. Do vậy cần xác định được điều kiện về sóng giới hạn tương ứng cho mỗi giai đoạn thi công.

Sau đây là kế hoạch thi công giả thiết, là điều kiện tiên quyết để xét chiều cao sóng thiết kế tới đê từ phía luồng.

- Giai đoạn-1: Thời gian thi công đê chắn sóng (A, B), đê chắn cát, tôn tạo bãi sau đê chắn sóng A: 3 năm
- Giai đoạn-2: Thời gian thi công tôn tạo bãi sau đê chắn sóng B: 5 năm sau khi giai đoạn-1 hoàn thành

Có 3 điều kiện về tiến độ thi công xây dựng đê chắn sóng (A, B) và đê chắn cát được xem xét để so sánh tác động của sóng vào đê từ phía luồng (Hình 8.2.5):

- Tiến độ A của Giai đoạn -1 (0 ~ 1 năm): Chưa thi công đê (không có tác động của sóng)
- Tiến độ B của Giai đoạn -1 (1 ~ 3 năm): Thi công Giai đoạn -1 (có tác động một phần của sóng)
- Tiến độ C của Giai đoạn -2 (3 ~ 8 năm): Thi công Giai đoạn -2 (có tác động toàn phần của sóng)



Hình 8.2.5 Tiến độ thi công đê giả thiết để xác định Chiều cao sóng thiết kế đi tới đê từ phía luồng

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 8 -

Cần phải xét tới sự khác nhau về chiều cao sóng thiết kế của mỗi chu kỳ lặp và tác động của sóng trong mỗi giai đoạn tiến độ xây đê. Từ đó lựa chọn điều kiện về sóng giới hạn là sóng thiết kế tới đê từ phía luồng.

Chiều cao sóng tới đê từ phía luồng được tính toán theo kết quả tính toán chiều cao sóng nước sâu của mỗi chu kỳ lặp và tính toán bằng số về sự biến dạng sóng gần bờ được trình bày tại Mục 2.4, Chương 2. Để tránh phức tạp, chiều cao sóng thiết kế tới đê từ phía luồng được tính toán cho phần cuối đê B ở phía biên (Điểm tính toán là S0, trong Mục 2.4, Chương 2). Mực nước cao nhất (HWL) được sử dụng như điều kiện về mực nước để tính toán sóng gần bờ, có xét tới chu kỳ lặp của sóng thiết kế.

Tác động của sóng nhiễu xạ trong Tiến độ B sẽ thay đổi tùy thuộc vào chiều dài của đê và đê chắn cát. Do đó, ở đây lấy giá trị trung bình của chiều cao sóng với hai điều kiện Có và Không có công trình làm chiều cao sóng cho Tiến độ B. Giả thiết lấy thời kỳ 3 năm để tính sóng nước sâu cho Tiến độ A và 5 năm cho Tiến độ B và C. Bảng 8.2.13 cho biết chiều cao sóng thiết kế (H_0) được chọn và chiều cao sóng nước sâu tương đương (H_0') tính toán theo từng hướng sóng và chu kỳ lặp. Nếu sóng nước sâu có hướng SSE (Nam-Đông Nam) trong Tiến độ A được chọn là điều kiện sóng cao nhất tới đê từ phía luồng thì chiều cao của sóng nước sâu tương đương (H_0') cũng được chọn tương ứng.

Bảng 8.2.14 cho biết kết quả chiều cao sóng thiết kế tới đê từ phía luồng là điều kiện của Tiến độ A, được tính từ chiều cao sóng nước sâu tương đương (H_0') và công thức tính sóng vỡ của Goda. Theo đó $H_{1/3}=2,4$ m được chọn là chiều cao sóng thiết kế tới đê từ phía luồng.

Bảng 8.2.13 Chiều cao sóng nước sâu (H_0) và Chiều cao sóng nước sâu tương đương (H_0') tại mỗi Tiến độ thi công

Tiến độ thi công	Tiến độ A			Tiến độ B			Tiến độ C		
	Giai đoạn-1 (không có tác động của sóng)			Giai đoạn-1 (có tác động một phần của sóng)			Giai đoạn-2 (có tác động toàn phần của sóng)		
Giai đoạn thi công giả thiết	0 ~ 1 năm			1 ~ 3 năm (trong 3 năm)			3 ~ 8 năm (trong 5 năm)		
Chu kỳ lặp của chiều cao sóng nước sâu được chọn	3 năm			5 năm			5 năm		
Hướng sóng nước sâu	H_0	Kr trong trường hợp không có tác động của sóng	H_0'	H_0	Kr trong trường hợp có tác động một phần của sóng	H_0'	H_0	Kr trong trường hợp có tác động toàn phần của sóng	H_0'
Đông	5,04	0,47	2,39	6,11	0,28	1,72	6,11	0,09	0,55
Đông-Đông Nam	4,17	0,74	3,09	5,07	0,44	2,23	5,07	0,14	0,71
Đông Nam	3,36	1,14	3,83	4,08	0,64	2,63	4,08	0,15	0,61
Nam-Đông Nam	3,33	1,31	4,35	4,04	0,72	2,92	4,04	0,14	0,57
Nam	3,42	1,26	4,29	4,15	0,7	2,9	4,15	0,14	0,58
Nam-Tây Nam	3,88	1,07	4,15	4,72	0,56	2,64	4,72	0,05	0,24

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

Bảng 8.2.14 Chiều cao sóng thiết kế tính toán tại mặt đê phía luồng (Tiền độ A)

Điểm tính toán (Mục 2.4, Chương 2)	S0 (Mặt đê phía luồng)					
	Đông	Đông-Đông Nam	Đông Nam	Nam-Đông Nam	Nam	Nam-Tây Nam
Hướng sóng nước sâu						
Góc sóng tới (độ) (từ phạm vi kè)	3	3	9	10	17	29
H ₀ (m) (chu kỳ lặp 1 năm)	3,42	2,83	2,28	2,26	2,32	2,64
H ₀ ' (m)	2,39	3,09	3,83	4,35	4,29	4,15
Cao độ mặt đất (CD)	000					
Mức nước (HWL) (CD)	3,55					
h (Mức nước - Mặt đất)	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55	3,55
h/H ₀ '	1,49	1,15	0,93	0,82	0,83	0,86
T ₀ (m)	8,3					
L ₀ (m)	107					
h/L ₀	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
H ₀ '/L ₀	0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04
H ₁ /3/H ₀ '	0,9	0,73	0,64	0,55	0,56	0,58
H₁/3 (m)	2,1	2,3	2,4	2,4	2,4	2,4

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

8.3 Rà soát thiết kế trước đây

Thiết kế theo nghiên cứu SAPROF được rà soát dựa trên điều kiện thiết kế đã tính toán lại và các cơ sở về kỹ thuật sau này.

8.3.1 Đê chắn sóng A

1) Biện pháp xử lý nền đất yếu

Việc tôn tạo Bãi sau đê chắn sóng A dự kiến sẽ được thực hiện đồng thời với việc thi công xây dựng đê chắn sóng A. Đê chắn sóng và bãi tôn tạo là hai khu vực liền kề, do vậy về cơ bản nên áp dụng biện pháp xử lý nền đất yếu giống nhau để đơn giản hoá biện pháp thi công xử lý nền đất yếu cho cả hai khu này. Báo cáo SAPROF đề xuất sử dụng công nghệ bắc thấm đứng bản nhựa (PVD) kết hợp với gia tải trước để đẩy nhanh quá trình lún. Phân tích độ ổn định của công trình trong quá trình thi công, sau bước gia tải trước (gia tải trước có thể là điều kiện quan trọng nhất để tăng độ ổn định) được kiểm tra và xác nhận tại Mục 7.4 Chương 7. Do đó, khu vực đê chắn sóng A vẫn sẽ được xử lý bằng biện pháp PVD như đã đề xuất trong báo cáo SAPROF.

2) Xác định cao trình đỉnh đê

a) Yêu cầu về cao trình đỉnh đê xét theo chức năng đê

Theo tiêu chuẩn Nhật Bản và tiêu chuẩn quốc tế về thiết kế đê đối diện với biển, cao trình đỉnh của đê nằm tại khu vực ngoài khơi thường được xác định bởi mức độ cho phép sóng tràn đỉnh; Q (m³/s/m). Trong khi đó ở Việt Nam, cao trình đỉnh đê thường được thiết kế dựa trên mực nước cực đại, có tính thêm một chiều cao dự phòng. Trong báo cáo này, cao trình đỉnh đê được thiết kế bằng mức độ cho phép sóng tràn đỉnh theo khái niệm thiết kế của quốc tế.

Một số tiêu chí đã được đề xuất, như mức độ cho phép sóng tràn đỉnh - là tiêu chí về mức độ tràn đỉnh cho phép dựa trên mức độ thiệt hại cho phép và tầm quan trọng khu vực sau đê v.v. Trong báo cáo SAPROF, mức độ cho phép sóng tràn đỉnh là Q<0,05 (m³/s/m). Mức độ này tương đương với mức độ thiệt hại giới hạn của sóng tràn đỉnh trong trường hợp cơ đê không được phủ bảo vệ. Mức độ này thấp hơn mức độ xác định được theo tầm quan trọng khu vực sau đê. Ngoài ra, mức độ cho phép sóng tràn được thể hiện tầm quan trọng của khu vực sau đê

tính toán theo tiêu chuẩn Nhật (OCDI, 2002) được trình bày tại Bảng 8.3.1.

Bảng 8.3.1 Mức độ cho phép sóng tràn đỉnh xét theo tầm quan trọng của Khu vực sau đê

Khu vực có nhiều nhà, công trình công cộng, v.v. sau tường/đê biển, nếu sóng tràn đỉnh sẽ gây hại đặc biệt nặng nề	Khoảng 0,01
Khu vực quan trọng khác	Khoảng 0,02
Khu vực khác	0,02 – 0,06

Khu vực sau đê chắn sóng sẽ được sử dụng để làm đường bộ và khoảng không công cộng. Do vậy áp dụng hệ số khoảng 0,02 ($m^3/s/m$) là mức độ cho phép sóng tràn đỉnh cho đê chắn sóng.

Tại báo cáo SAPROF, mức độ cho phép sóng tràn đỉnh theo điều kiện thiết kế đã được tính toán bằng biểu đồ tính toán sóng tràn đỉnh của Goda. Tuy nhiên biểu đồ này được đề nghị dựa trên kết quả thí nghiệm trong phòng với máng sóng hai chiều. Và điều kiện sóng được quy đổi sang chiều cao sóng nước sâu tương đương (H_0') để áp dụng vào trường sóng 3 chiều. Nếu mức độ sóng tràn đỉnh được tính toán dựa trên điều kiện sóng đã đánh giá lại thì sẽ vượt ra khỏi phạm vi áp dụng của biểu đồ và như vậy thì khó tính toán. Hiện nay mới có công thức tính toán phù hợp hơn theo Sổ tay hướng dẫn thiết kế của Châu Âu (EurOtop, 2007), theo đó mức độ sóng tràn đỉnh có thể tính theo đặc điểm sóng trước công trình, và mức độ sóng tràn đỉnh của đê cho phép thậm chí có thể dự báo chính xác hơn nếu xét đến sự khác nhau của vật liệu phủ đê và tác động của góc sóng. Do vậy, mức độ sóng tràn đỉnh được tính toán bằng công thức mới này.

b) Yêu cầu về cao trình đỉnh đê xét theo biện pháp thi công

Nếu biện pháp thi công trên cạn được áp dụng để thi công xây dựng đê chắn sóng, cao trình đỉnh đê cần được thiết kế để đảm bảo đủ an toàn trước tác động của sóng và mực nước trong giai đoạn thi công. Và như vậy cũng đảm bảo hiệu quả kinh tế. Mặt khác, về cơ bản sẽ không có hạn chế gì về cao trình đỉnh đê nếu áp dụng biện pháp thi công trên biển. Để thi công đê chắn sóng, cần vận chuyển một khối lượng lớn đá để làm đá lót và đá phủ và đá lõi đê, còn các khối phủ bê tông được sản xuất ngay tại bãi thi công tạm trên đất liền. Ngoài ra, có thể chia đê thành nhiều đoạn để thi công nhằm rút ngắn tiến độ xây dựng. Sau khi cân nhắc những yếu tố trên, Đoàn nghiên cứu khuyến nghị sử dụng biện pháp thi công trên biển. Khi đó sẽ có rất ít hạn chế về cao trình đỉnh đê so với biện pháp thi công trên cạn.

c) Tính toán độ lún trong tương lai

Cao trình đỉnh đê chắn sóng sẽ được xác định, có xét đến độ lún có thể xảy ra trong tương lai do đất nền bị lún cổ kết. Như trình bày tại Mục 8.2.3, độ lún 30cm được áp dụng như độ lún cổ kết còn lại sau khi đê đã xây xong. Cao trình thiết kế của đỉnh đê sẽ được xác định có tính đến độ lún cổ kết dự báo cho 15 năm. Nghiên cứu sơ bộ về độ lún cổ kết được trình bày tại Mục 7.4 căn cứ vào điều kiện địa chất đã sử dụng trong Báo cáo SAPROF. Phân tích chi tiết về độ ổn định của địa chất nền và độ lún căn cứ vào số liệu khảo sát địa chất mới nhất sẽ được trình bày tại Phần III (Thiết kế chi tiết) và cao trình đỉnh đê có tính đến độ lún cổ kết trong tương lai sẽ được đề xuất.

3) Dạng kết cấu

Do đê chắn sóng sẽ có chức năng như một công trình chắn sóng kiên cố, nên về cơ bản Đoàn Nghiên cứu kiến nghị áp dụng dạng kết cấu phủ bê tông cho đê chắn sóng, giống dạng kết cấu đề xuất tại báo cáo SAPROF. Để xét hiệu quả kinh tế của kết cấu đê phủ bê tông, Đoàn nghiên cứu so sánh đê có phủ khối bê tông một lớp và hai lớp và trình bày kết quả trong Mục 8.4.

Theo báo cáo SAPROF, đê mái nghiêng sẽ được thi công sau khi đã dỡ bỏ cát gia tải trong biện pháp PVD tới cao độ mặt đất tự nhiên. Như vậy sẽ lãng phí chi phí và thời gian. Ngoài ra, nếu

công tác tôn tạo bãi được tiến hành đồng thời với thi công đê, kết cấu mái nghiêng là không cần thiết nếu xét về chức năng đê. Để tiết kiệm chi phí và thời gian, cần tính toán cân nhắc để giảm được khối lượng đắp lại cát đã đắp tôn tạo và giảm khối lượng vật liệu xây dựng đê chắn sóng. Dạng kết cấu đề xuất và nghiên cứu so sánh sẽ được trình bày trong Mục 8.4.

4) Bảo vệ chân đê/Thềm chống xói

Nghiên cứu SAPROF đề xuất đặt khối bê tông (4 tấn) để làm thềm chống xói chân đê. Có hai nguyên nhân gây ra xói lở phía trước đê/đê biển. Một là do sóng phản xạ hình thành tại mặt trước của đê biển dạng tường đứng, đê có kết cấu thùng chìm bê tông v.v. Hai là do cát mịn dưới lớp phủ bị hoá lỏng. Xói lở do sóng phản xạ chủ yếu xảy ra đối với đê/đê biển có dạng kết cấu mái dốc, không thềm. Tuy nhiên, xói lở thường xảy ra do nguyên nhân thứ hai. Như vậy, việc đặt các khối phủ cỡ lớn lên trên nền cát mịn sẽ lại làm quá trình lún của các khối phủ này diễn ra nhanh hơn. Sử dụng tầng lọc ngược đủ rộng tính từ chân mái dốc sẽ là biện pháp hiệu quả hơn để bảo vệ chân đê không bị xói lở do cát mịn hoá lỏng. Sổ tay thiết kế công trình bảo vệ bờ biển (vd. SPM (1984), CEM (2004)) khuyến nghị sử dụng các khối đá có kích cỡ khác nhau tạo thành một tầng lọc ngược sắp xếp theo kiểu lớp trong là đá cỡ nhỏ và lớp ngoài là đá cỡ lớn. Mặt khác, độ ổn định của thềm chống xói theo các điều kiện sóng khác nhau sẽ được tính toán theo hướng dẫn trong Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá (2007). Theo kết quả tính toán kiểm tra tính ổn định của thềm chống xói thì trọng lượng 300 kg của khối phủ bảo vệ chân đê (giống với trọng lượng khối đá của lớp lót trung gian) là phù hợp. Chi tiết được trình bày trong Hình 8.4.1 Dạng thiết kế đề xuất cho .

5) Sự cần thiết của vải địa kỹ thuật

Đoàn Nghiên cứu đề xuất sử dụng vải địa kỹ thuật đặt giữa lớp cát đắp tôn tạo và đá lõi đê để ngăn cát thấm thấu qua tầng đá lõi đê.

6) Sự cần thiết của công trình thoát nước sóng tràn đỉnh

Trong thiết kế của SAPROF không tính đến việc thoát nước mang vào bờ sóng tràn đỉnh. Cần có công trình thoát nước để tiêu nước tràn. Hệ thống thoát nước sẽ được thiết kế cho mức độ cho phép sóng tràn đỉnh là $Q < 0,02$ (m³/s/m). Chi tiết được trình bày tại Phần III (Thiết kế chi tiết).

8.3.2 Đê chắn sóng B

1) Biện pháp xử lý nền đất yếu

Khu vực đê chắn sóng B cũng cần được xử lý nền đất yếu để tăng cường độ ổn định của nền đất. Ở đây đề xuất sử dụng biện pháp xử lý nền đất yếu mà Báo cáo SAPROF đã đề xuất, đó là biện pháp PVD. Tuy nhiên;

- Tổng chiều dài đê chắn sóng B là 2.430m và cần giảm được chi phí và thời gian thi công xây dựng đê.
- Đê chắn sóng B sẽ được thi công trước khi tôn tạo bãi sau đê và thời gian lún cố kết của đê là 5 năm.

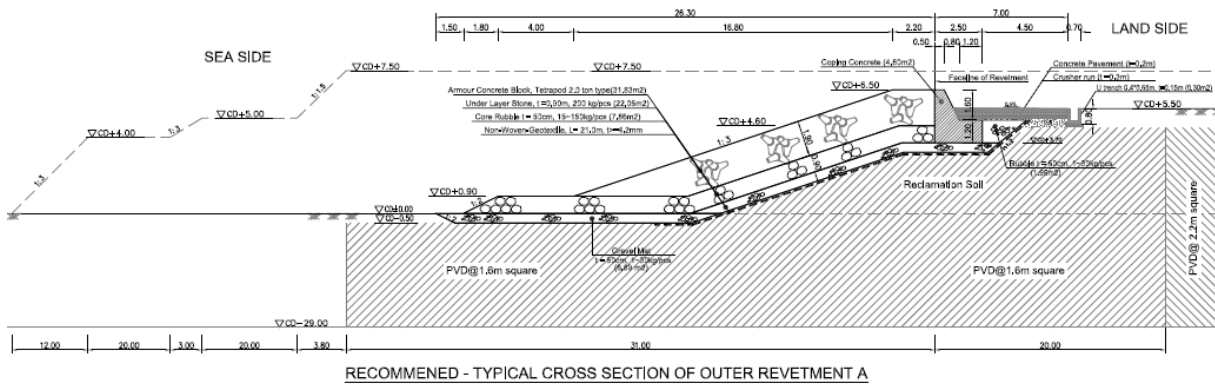
Do các điều kiện nêu trên của đê chắn sóng B là khác so với đê chắn sóng A nên biện pháp thay cát có thể là một phương án lựa chọn về biện pháp xử lý nền đất yếu tại đê chắn sóng B. Nghiên cứu so sánh sẽ được trình bày trong Mục 8.4.

2) Xác định Cao trình đỉnh đê

Mức độ cho phép sóng tràn đỉnh của đê chắn sóng A sẽ cũng được áp dụng cho đê chắn sóng B. Sự khác nhau về điều kiện lún cố kết của đê chắn sóng A và đê chắn sóng B là đê chắn sóng B sẽ được xây xong trước khi bãi sau đê được tôn tạo là 5 năm. Cao trình đỉnh đê chắn sóng A được

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 8 -



(2) Thiết kế đề xuất

Hình 8.4.1 Dạng thiết kế đề xuất cho đê chắn sóng A

Bảng 8.4.1 trình bày kết quả so sánh chi phí của 2 thiết kế. Phương án thiết kế đề xuất có thể giúp giảm được 18% tổng chi phí xây dựng tính theo phương án thiết kế ban đầu do giảm được khối lượng đá đổ và khối lượng đào đất.

Bảng 8.4.1 Kết quả so sánh chi phí giữa Thiết kế ban đầu và Thiết kế kiến nghị

Thiết kế ban đầu (SAPROF)	Thiết kế kiến nghị
100%	82%

Thiết kế được Đoàn Nghiên cứu JICA kiến nghị lựa chọn là dạng kết cấu của đê chắn sóng A được trình bày tại Hình 8.4.1 (2). Những điểm thay đổi Thiết kế ban đầu và Thiết kế kiến nghị được tóm tắt như sau.

- Thay đổi dạng kết cấu từ đê 2 mái sang đê một mái có bảo vệ mái dốc.
- Thay đổi biện pháp bảo vệ chân đê từ biện pháp đặt khối bê tông tại chân đê sang biện pháp sử dụng nền đá như tầng lọc ngược đê chống lún do hiện tượng hoá lỏng của cát mịn.
- Bổ sung công trình thoát nước ở phía bờ của đê.
- Lắp đặt tấm vải địa kỹ thuật ở dưới lớp đá đổ.

Thiết kế chi tiết của từng phần kết cấu được trình bày tại Chương 17.

8.4.2 Đê chắn sóng B

1) So sánh biện pháp PVD và biện pháp thay cát trong Xử lý nền đất yếu

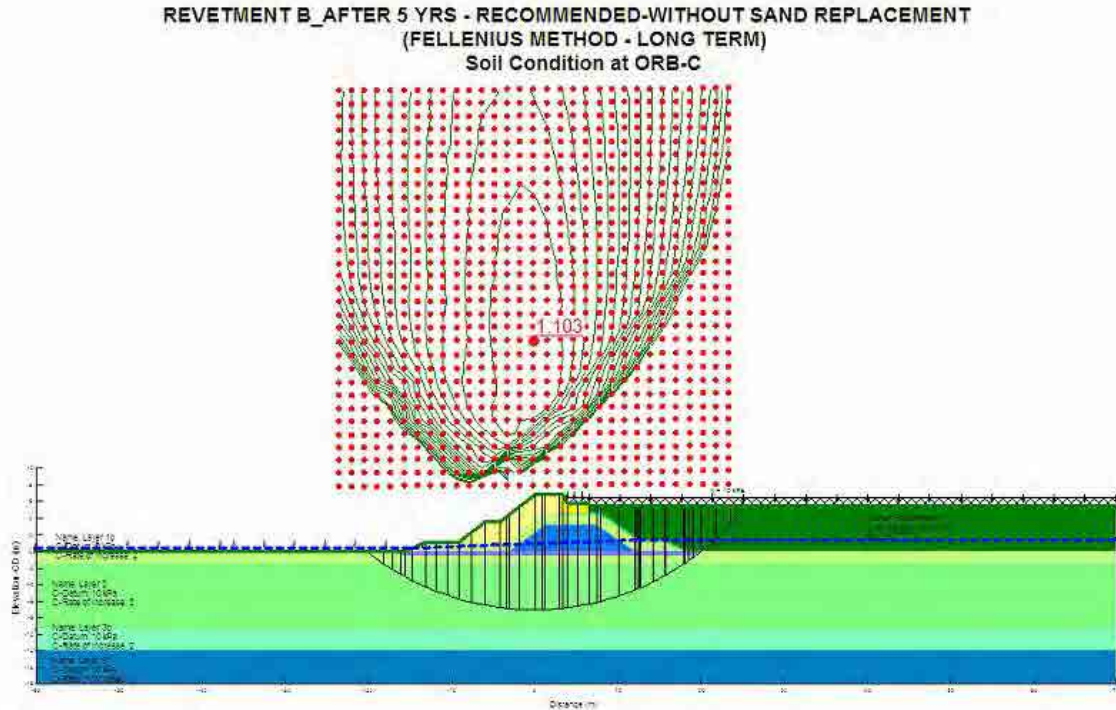
Hai biện pháp xử lý nền đất yếu là Biện pháp PVD như đề xuất tại báo cáo SAPROF và Biện pháp thay cát đã được so sánh. Độ sâu và chiều rộng khu vực thay cát được tính toán sơ bộ về sự ổn định của đất bằng phần mềm “SLOPE/W” để đảm bảo hệ số an toàn ổn định SF>1,3.

So sánh chi phí xử lý nền đất yếu được thực hiện theo phương pháp đã trình bày tại báo cáo SAPROF. Kích thước khu vực thay cát được xác định theo kết quả phân tích độ ổn định của nền đất, như thể hiện tại Hình 8.4.2 và Hình 8.4.3. Hình 8.4.2 cho thấy trường hợp không thực hiện biện pháp xử lý nền đất yếu thì không đảm bảo được Hệ số an toàn ổn định yêu cầu (SF>1,3). Và kích thước khu vực thay cát đã được xác định để đảm bảo được Hệ số SF>1,3 như thể hiện tại Hình 8.4.3.

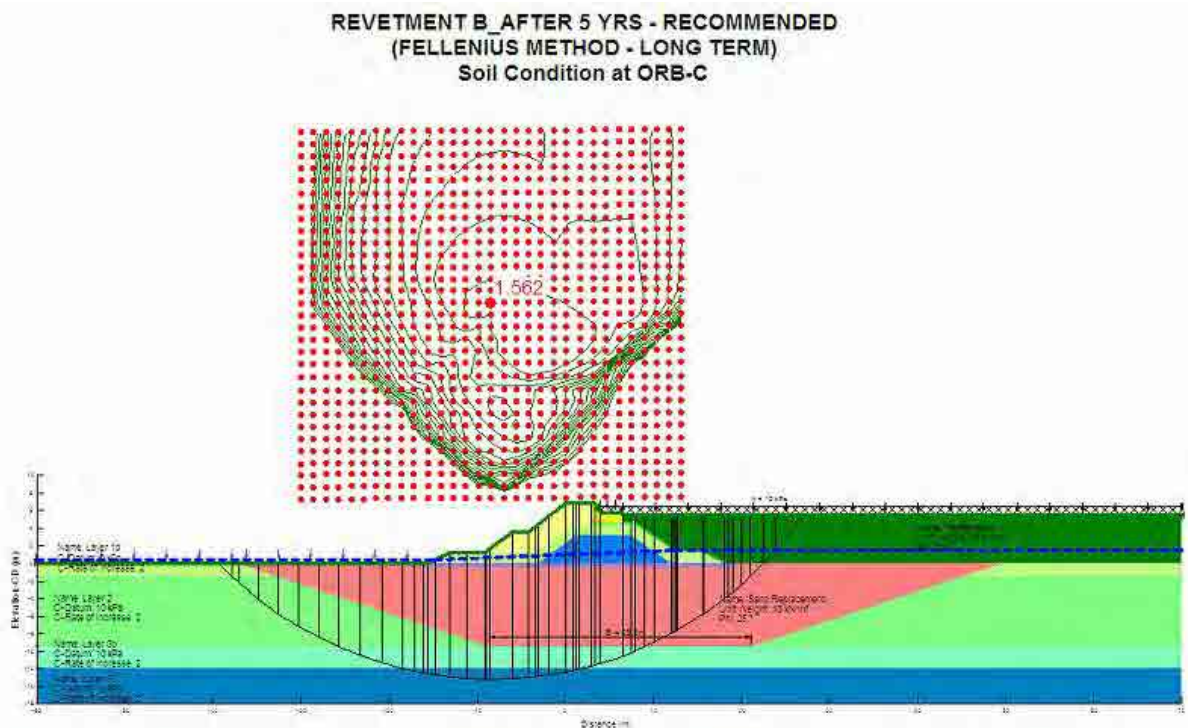
Bảng 8.4.2 cho biết kết quả so sánh chi phí xử lý nền đất yếu. Sử dụng biện pháp thay cát sẽ giảm được 20% chi phí so với biện pháp PVD. Kiến nghị thay đổi biện pháp xử lý nền đất yếu từ biện pháp PVD sang biện pháp thay cát được đề xuất dựa trên kết quả tính toán này.

Bảng 8.4.2 Kết quả so sánh chi phí (chỉ đối với công việc Xử lý nền đất yếu)

Biện pháp PVD	Biện pháp thay cát
100%	80%



Hình 8.4.2 Kết quả tính toán Độ ổn định của nền đất chưa được xử lý



Hình 8.4.3 Kết quả tính toán Độ ổn định của nền đất đã được xử lý bằng biện pháp thay cát

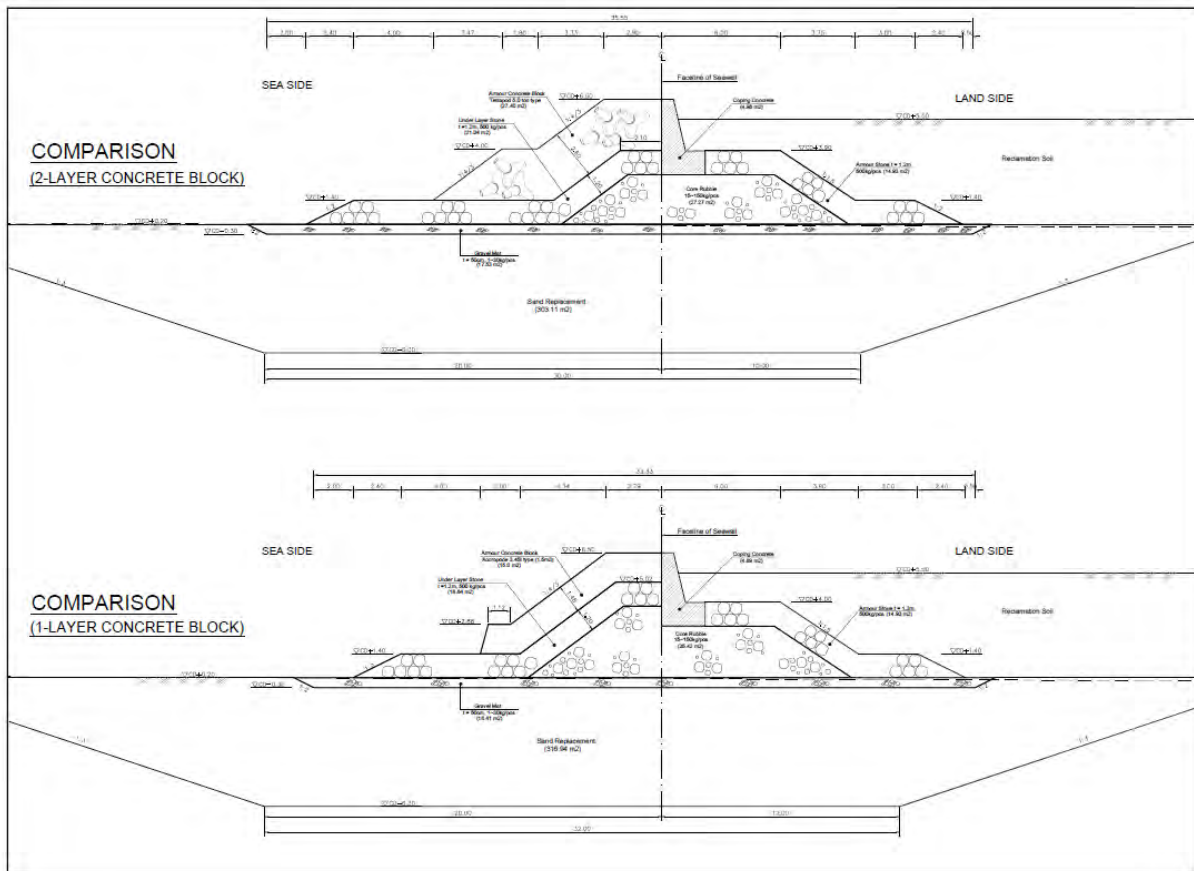
2) So sánh phương án sử dụng khối phủ bê tông mặt đê 1 lớp và 2 lớp

Về cơ bản, kiến nghị sử dụng dạng kết cấu mà Báo cáo SAPROF đã đề xuất áp dụng cho đê chắn sóng B trong báo cáo SAPROF, như đã trình bày tại Mục 8.3. Trong mục này, vật liệu phủ mặt đê đã được so sánh. Nếu sử dụng khối đá học làm vật liệu phủ mặt đê thì các khối này cần có khối lượng trên 8,3 tấn/khối. Do vậy, kiến nghị sử dụng khối bê tông tiêu sóng để phủ mặt đê. Có hai loại khối phủ bê tông đã được so sánh, đó là khối phủ 1 lớp và khối phủ 2 lớp. Khối phủ bê tông Tetrapod và Accropode được giả thiết là hai loại khối phủ 2 lớp và 1 lớp tương ứng, như được trình bày tại Hình 8.4.4. Cỡ và kích thước khối phủ bê tông này được tính toán theo hướng dẫn thiết kế của từng loại khối phủ.

Bảng 8.4.3 thể hiện kết quả so sánh chi phí giữa phương án sử dụng khối phủ bê tông 2 lớp và 1 lớp. Mặc dù phương án khối phủ 1 lớp có thể giảm được khối lượng bê tông và chi phí sản xuất bê tông, nhưng chi phí lắp dựng sẽ tăng do phải áp dụng biện pháp Lắp dựng khối bê tông với sự giám sát chặt chẽ để đảm bảo hiệu quả tự chèn của khối bê tông. Như vậy, chi phí thi công Lắp dựng khối bê tông 1 lớp sẽ cao hơn 6% so với chi phí thi công lắp dựng khối bê tông 2 lớp.

Bảng 8.4.3 Kết quả so sánh chi phí giữa khối phủ bê tông 2 lớp và khối phủ bê tông 1 lớp

Khối phủ bê tông hai lớp (giả thiết là Tetrapod)	Khối phủ bê tông một lớp (giả thiết là Accropode)
100%	106%



(Hình trên: khối phủ bê tông 2 lớp (Tetrapod), Phần dưới: khối phủ bê tông 1 lớp (Accropode))

Hình 8.4.4 Mặt cắt ngang của hai loại khối phủ bê tông để so sánh

3) So sánh Thiết kế ban đầu tại Bước SAPROF và Thiết kế đề xuất tại bước Thiết kế chi tiết

Hình 8.4.5 cho thấy sự so sánh mặt cắt ngang điển hình của đê chắn sóng B theo Thiết kế ban đầu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

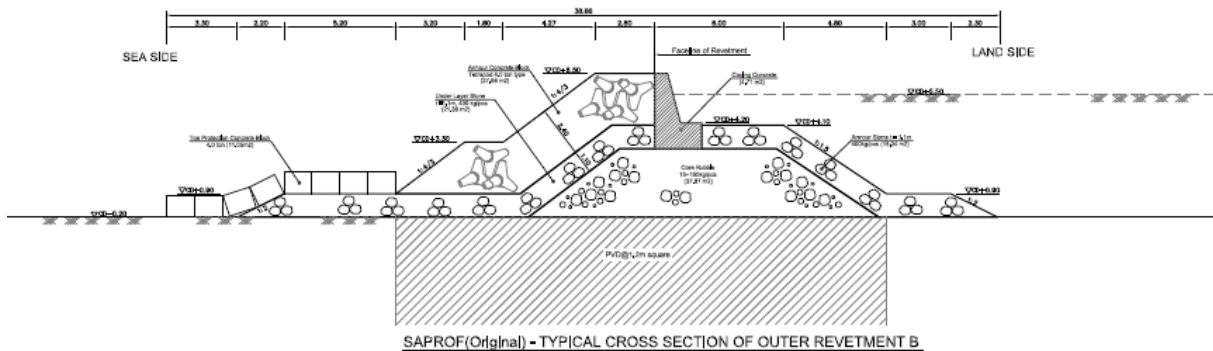
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 8 -

(SAPROF) và Thiết kế đề xuất tại bước Thiết kế chi tiết. Mặt cắt ngang tương lai của đê sau khi bãi sau cảng đã được tôn tạo cũng được trình bày tại đây để tham khảo.

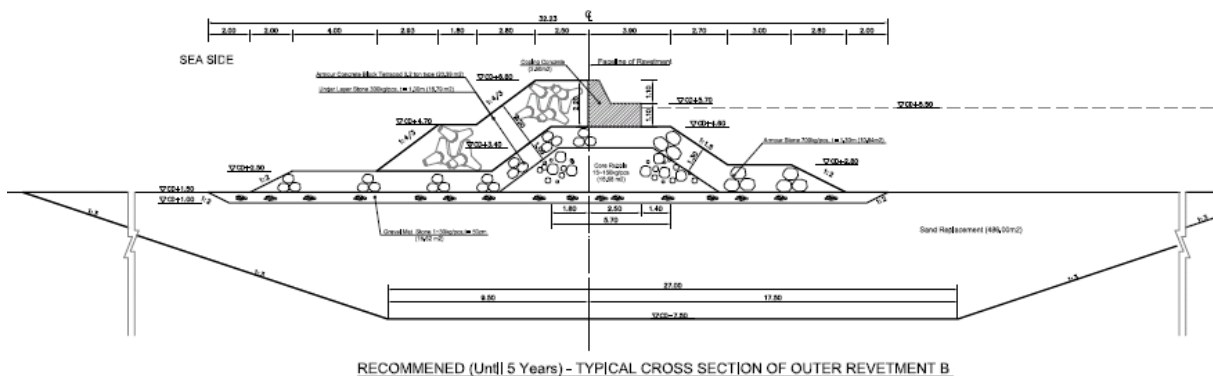
Những điểm thay đổi giữa Thiết kế ban đầu và Thiết kế kiến nghị được tóm tắt sau đây.

- Sự thay đổi về biện pháp xử lý đất yếu từ biện pháp PVD sang biện pháp thay nền cát
- Sự thay đổi về biện pháp bảo vệ chân đê từ biện pháp sử dụng khối bê tông làm chân đê sang biện pháp sử dụng nền đá như tầng lọc ngược đê chống lún do hiện tượng hoá lỏng của cát mịn.
- Các hạng mục thi công cần được xem xét sau khi đã thực hiện tôn tạo bãi sau cảng.
 - ✧ Lắp đặt vải địa kỹ thuật ở phía luồng
 - ✧ Lát bê tông mặt ở phía luồng
 - ✧ Sử dụng Rãnh hình U cho hệ thống thoát nước

Thiết kế chi tiết của mỗi kết cấu được trình bày tại Chương 17.



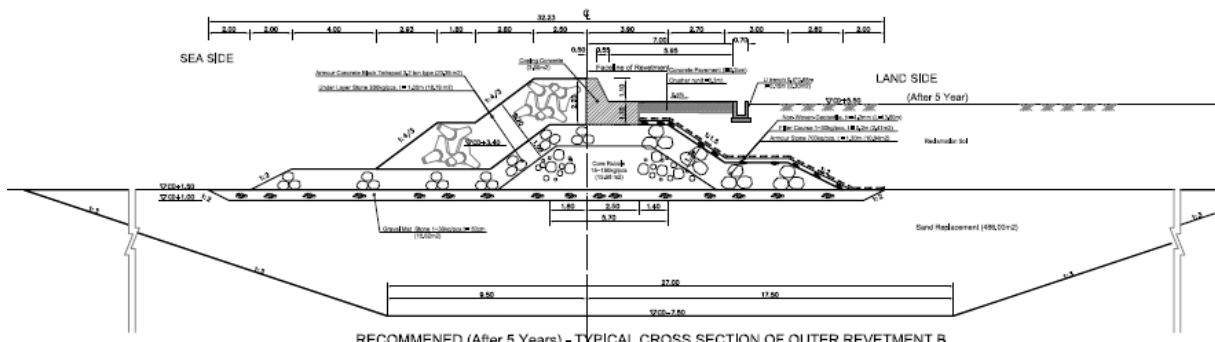
(1) Thiết kế ban đầu (SAPROF)



(2) Thiết kế đề xuất (trước khi bắt đầu Tôn tạo bãi sau cảng)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 8 -



(3) Mặt cắt khu vực bãi sau cảng sau khi đã được tôn tạo (để tham khảo)

Hình 8.4.5 Dạng kết cấu đề xuất cho đê chắn sóng B

9. ĐÊ CHẮN CÁT

9.1 Tiêu chuẩn thiết kế và điều kiện thiết kế

Nguyên tắc cơ bản về áp dụng tiêu chuẩn thiết kế đối với hạng mục đê chắn cát cũng giống như đối với hạng mục đê chắn sóng đã trình bày ở phần trước. Về cơ bản, tiêu chuẩn Nhật Bản về thiết kế công trình cảng, Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải cho công trình cảng tại Nhật Bản (OCDI-2002), sẽ được sử dụng để thiết kế và tiêu chuẩn Việt Nam sẽ được dùng để kiểm tra lại thiết kế đó khi có sự khác biệt lớn giữa tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn Nhật Bản. Các tiêu chuẩn thiết kế sau đây cũng sẽ được tham khảo khi cần có thông tin chi tiết hơn.

- Sổ tay thiết kế các công trình biển (JSCE, 2000)
- Sổ tay hướng dẫn công trình bảo vệ bờ biển (US Army Corps of Engineers, 1984)
- Sổ tay kỹ thuật bờ biển (US Army Corps of Engineers, 2004)
- Thiết kế đê chắn sóng dạng tường đứng (Port and Airport Research Institute, Japan)
- Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá. Sử dụng đá học trong công trình thủy, tái bản lần 2 (C683, CIRIA, London, 2007)
- Hướng dẫn thiết kế của Tetra-pod (Tetra-pod Co., Ltd., 1995)
- RAKUNA-IV (Nikken Kogaku Co., Ltd., 2012)

Do khối lượng sa bồi tại luồng tàu trong giai đoạn khai thác sẽ có ảnh hưởng lớn tới hiệu quả kinh tế của dự án, nên mặt bằng và chiều dài đê chắn cát sẽ được nghiên cứu thận trọng dựa trên kết quả cập nhật của nghiên cứu mô phỏng bằng mô hình số về sa bồi tại luồng, nếu cần.

Những điều kiện tự nhiên liên quan áp dụng cho hạng mục này như điều kiện thủy triều, sóng nước sâu thiết kế cũng giống như những điều kiện đã áp dụng cho đê chắn sóng đã trình bày ở phần trước. Do đê chắn cát không ảnh hưởng trực tiếp đến an toàn hàng hải và hoạt động khai thác của cảng cũng như sự ổn định của các kết cấu được xây dựng, nên khi thiết kế đê có xét đến sóng nước sâu thiết kế có chu kỳ lặp 30 năm. Cũng vì lý do đó, mực nước cao nhất (H.H.W.L) không được xem xét khi thiết kế đê chắn cát.

Biện pháp xử lý nền đất yếu sẽ được xem xét trong trường hợp hệ số đảm bảo an toàn chống trượt thấp hơn giá trị yêu cầu. Mặc dù nghiên cứu sơ bộ cho thấy nền đất sẽ bị lún khoảng 50cm trong cả hai trường hợp không hoặc có thực hiện biện pháp xử lý nền đất yếu, nhưng trong thiết kế chi tiết không xét tới độ lún của nền đất khi xác định cao trình đỉnh đê. Như sẽ trình bày sau đây, cao trình đỉnh đê sẽ được xác định dựa trên kết quả nghiên cứu mô phỏng số về sa bồi, trong đó có một tỷ lệ sai số nhất định mà có thể được bổ sung trong quá trình duy tu công trình.

Tỷ lệ hư hại của khối tiêu sóng là một yếu tố quan trọng khi thiết kế công trình biển và tỷ lệ này thường được lấy giá trị bằng 0 hoặc thấp hơn từ 1 đến 3%. Do đê chắn cát không phải là kết cấu có tác động trực tiếp đến sự an toàn của các kết cấu công trình của cảng hoặc sự an toàn của các hoạt động khai thác quan trọng của cảng, như đã được đề cập ở trên, nên tỷ lệ hư hại của khối tiêu sóng có thể được tính tới 3%. Do đó, cần có kế hoạch kiểm tra và duy tu định kỳ cho công trình đê chắn cát.

9.2 Dạng kết cấu đê

9.2.1 Nghiên cứu tại các giai đoạn trước

Trong nghiên cứu SAPROF, mô phỏng bằng mô hình số đã được thực hiện nhằm tái hiện hiện tượng sa bồi tại luồng Lạch Huyện cảng Hải Phòng, và để ước tính khối lượng sa bồi tại luồng khi có/không có đê chắn cát. Theo kết quả nghiên cứu mô phỏng này, đê chắn cát đã được khẳng định là cần thiết. Kết cấu đê này được coi là có chức năng đê chính dòng nhằm hạn chế và ổn định dòng thủy triều ra/vào luồng, ngăn chặn sự tích tụ bùn cát tại luồng, đồng thời còn có chức năng như kè mỏ hàn nhằm ngăn dòng bùn cát vận chuyển dọc bờ biển.

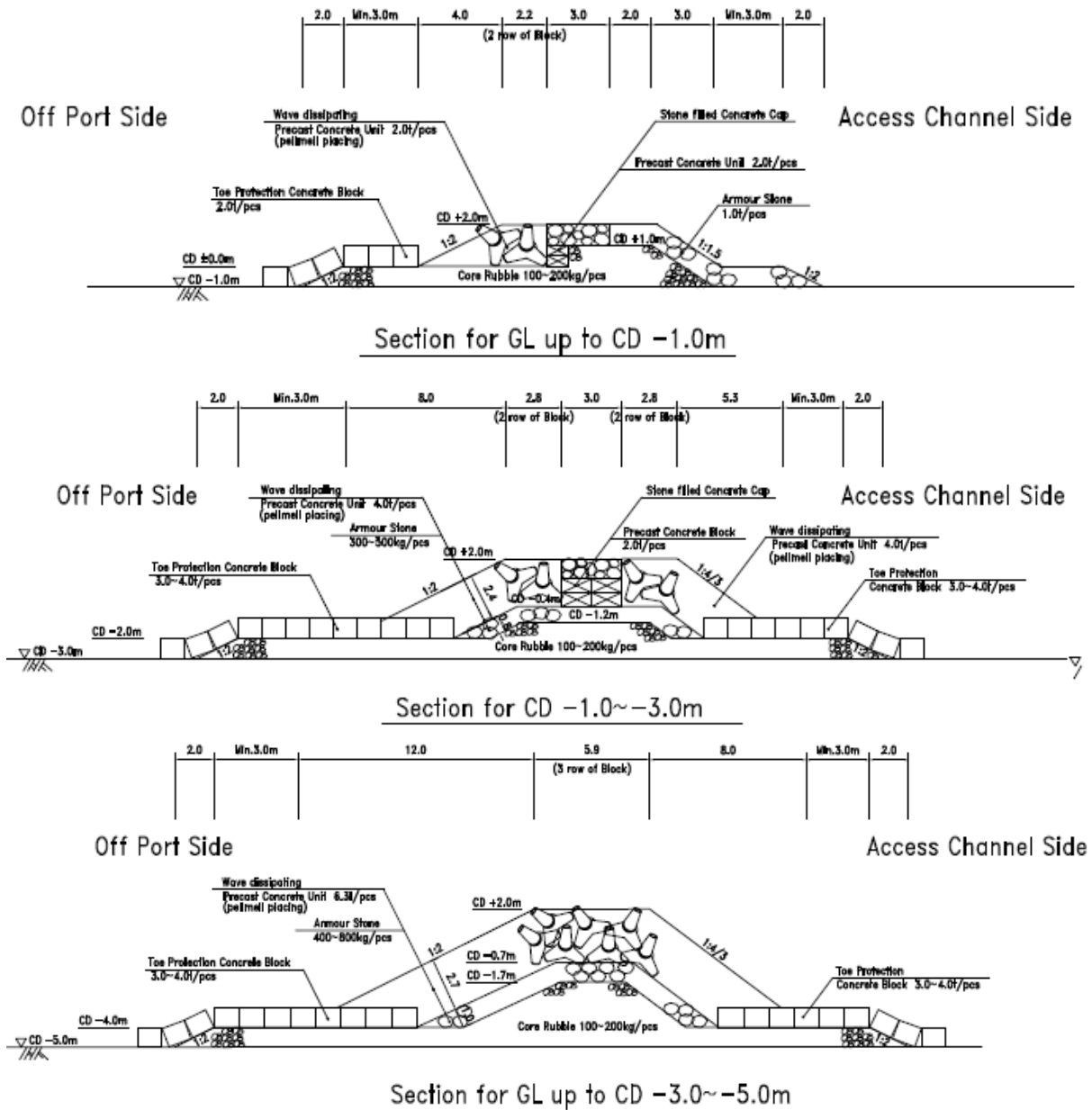
Mặt bằng và cao trình đỉnh đê chắn cát đã được xác định sau khi xem xét hai chức năng của đê là đê chính dòng và kè mỏ hàn. Ngoài ra, hiệu quả kinh tế của việc xây dựng đê chắn cát cũng đã được tính toán.

Theo đó, đê chắn cát được xác định là cần thiết, cao trình đỉnh đê dự kiến là CD+2,0 m, và đê sẽ được kéo dài tới khu nước có độ sâu CD-5,0 m trong giai đoạn khởi động. Thiết kế có xem xét tới kết cấu đê không thấm nước, có độ cao từ 3m đến 5m tính từ mặt đất tự nhiên, đây sẽ có chức năng là phần cốt lõi của đê chắn cát.

Trong nghiên cứu SAPROF, độ lún do cố kết dự kiến là khá nhỏ. Hơn nữa, thay vì áp dụng biện pháp xử lý nền đất yếu, cao trình đỉnh đê sẽ được tính thêm tối thiểu là 0,5 m để dự phòng lún. Dự phòng lún là để đối phó với hiện tượng lún cố kết sẽ diễn ra sau khi công trình hoàn thành.

Do đê chắn cát cũng có chức năng chắn sóng cho luồng tàu, nên chiều cao sóng tràn qua đê cũng được nghiên cứu. Vì cao trình đỉnh đê được thiết kế khá thấp, CD+2,0 m nên hiệu quả chống sóng tràn vào luồng không lớn, đặc biệt là khi gặp mực nước cao thiết kế (HWL).

Nghiên cứu SAPROF đã đề xuất dạng kết cấu của đê là mái nghiêng có phủ khối tiêu sóng. Hình 9.2.1 cho biết mặt cắt ngang điển hình của đê chắn cát do đoàn nghiên cứu SAPROF thiết kế. Độ lún cố kết được tính toán từ 30 đến 40cm. Ngoài ra, biện pháp xử lý nền đất yếu đã không được xem xét nữa sau khi tính đến khả năng chịu lực của lớp đất trên là đất giàu sét.



Hình 9.2.1 Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn cát

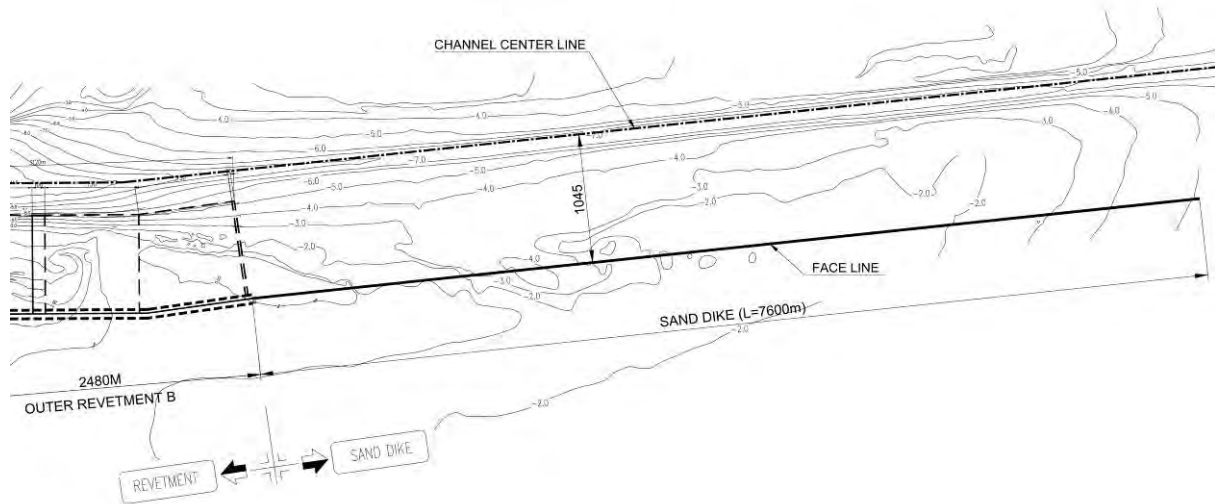
9.2.2 Các phương án so sánh về dạng kết cấu của đê chắn cát

Các mặt bằng và cao trình đỉnh đê chắn cát có chức năng ngăn bùn cát di chuyển vào luồng đã được trình bày trong phần trước và khối lượng sa bồi luồng hàng năm tương ứng với khối lượng nạo vét duy tu hàng năm cũng đã được trình bày.

Theo kết quả mô phỏng sa bồi luồng bằng mô hình số trong mục 5.2, những nội dung sau đây đã được xác định. Có sự chênh lệch về khối lượng sa bồi tương ứng với các chiều dài khác nhau của đê chắn cát, nói cách khác, sự chênh lệch về độ sâu nước tại đầu đê là khá thấp trong điều kiện sóng thường. Mặt khác, có sự chênh lệch đáng kể trong trường hợp điều kiện sóng mạnh nhưng chênh lệch tăng của khối lượng sa bồi dự kiến là 0,3 triệu m³ được xem là khá nhỏ so với khoản chi phí đầu tư tăng lên của đê chắn cát. Tuyến đê chắn cát được coi như là công trình bảo vệ được xác định tuân theo nghiên cứu SAPROF để không làm ảnh hưởng đến việc mở rộng trong tương lai của khu vực bến. Theo các cân nhắc trên, chiều dài đê chắn cát sẽ có chiều dài như trong báo cáo SAPROF và cao trình đỉnh đê được

xác định dựa trên kết quả phân tích về lợi ích chi phí.

Hình 9.2.2 cho thấy mặt bằng đê chắn cát đã được nghiên cứu và trình bày ở phần trước. Khối lượng sa bồi hàng năm tương ứng với mỗi phương án mặt bằng được trình bày trong bảng ở mục 5.2. Khối lượng sa bồi hàng năm trong trường hợp không có công trình bảo vệ luồng tránh khỏi bùn cát cũng được nêu trong bảng này để tham khảo.



Hình 9.2.2 Địa hình mặt đất tự nhiên xung quanh đê chắn cát

Để xác định được dạng kết cấu thích hợp nhất cho đê chắn cát, đoàn Nghiên cứu đã nghiên cứu dạng kết cấu đê mái nghiêng như đã đề xuất trong nghiên cứu SAPROF và dạng kết cấu thùng chìm kiểu trọng lực. Đối với kết cấu đê mái nghiêng, ý tưởng cơ bản về dạng kết cấu, ví dụ như thêm chống xói bảo vệ chân đê, đã được lựa chọn. Để giảm chi phí và rút ngắn thời gian thi công, thiết kế chi tiết lựa chọn dạng kết cấu thùng chìm thay vì dạng kết cấu đê mái nghiêng. Các khối bê tông đúc sẵn sẽ được dùng thay thế cho bê tông tường đỉnh đúc tại chỗ.

Kết cấu đê chắn cát với cao trình đỉnh CDL+2,00m và G.L 3,00m được nghiên cứu để so sánh chi phí xây dựng nhằm khẳng định hiệu quả về chi phí của cao trình đỉnh đề xuất của đê chắn cát.

Việc lựa chọn dạng kết cấu và chiều dài đê chắn cát được thực hiện dựa trên tổng chi phí xây dựng, thời gian thi công và chi phí nạo vét duy tu cho một khoảng thời gian nhất định khi cảng đi vào vận hành. Chi phí nạo vét duy tu hàng năm được tính toán theo khối lượng sa bồi hàng năm nêu trong bảng tại mục 5.2. Mặt bằng và cao trình đỉnh đê chắn cát thích hợp nhất sẽ được lựa chọn thông qua bước đánh giá này.

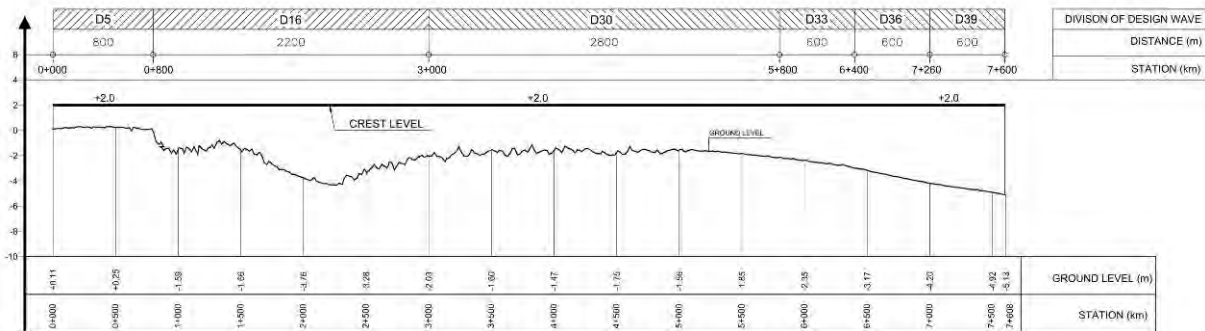
9.3 Thiết kế cơ sở của Đê chắn cát

9.3.1 Điều kiện thiết kế

Trong thiết kế có xét tới điều kiện thủy triều và điều kiện sóng nước sâu đối với hạng mục đê chắn cát tương tự như đối với đê chắn sóng. Chiều cao sóng thiết kế H_{max} và $H_{1/3}$ dọc đê chắn cát đã được xác định dựa trên kết quả phân tích lan truyền sóng và công thức Goda về tính toán lan truyền sóng, và kết quả tính toán trình bày ở Chương 2 và trong Phụ lục. Trong nghiên cứu này có xét đến mực nước cao thiết kế (H.W.L) và mực nước thấp thiết kế (L.W.L) với sóng nước sâu có chu kỳ lặp 30 năm, như đã đề cập ở trên.

Điều kiện địa chất được xác định dựa trên các số liệu khảo sát trong Nghiên cứu này, như đã trình bày trong mục 2.1. Hình 9.3.1 thể hiện trắc dọc đáy biển dọc Đê chắn cát dựa theo số liệu khảo sát đo sâu mới nhất. Các điều kiện địa chất được sử dụng để xác nhận độ ổn định chống trượt và xác định biện

pháp cải tạo nền đất yếu nếu cần thiết.



Hình 9.3.1 Trắc dọc đê chắn cát

9.3.2 Vật liệu đá lỏi

Đá học hỗn hợp có trọng lượng 5-150kg/khối được sử dụng làm đá lỏi đê để chống thấm nước cho kết cấu, đây là yêu cầu cơ bản về kết cấu - một biện pháp đối phó với hiện tượng thấm thấu bùn cát vào luồng và được coi là số liệu đầu vào cơ bản cho mô hình mô phỏng số học sa bồi luồng.

9.3.3 Khối bê tông tiêu sóng và Khối bảo vệ chân khay (chống xói)

Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá - Sử dụng đá học trong các công trình thủy, tái bản lần 2 (C683, CIRIA, London, 2007) được sử dụng để thiết kế cấu khối tiêu sóng để xác định kích thước và độ dốc mái của khối bê tông tiêu sóng có tỷ lệ hư hại cho phép là 3%. Khối Tetra-Pod được chọn làm khối bê tông tiêu sóng. Theo phân tích lan truyền sóng đã trình bày ở phần trước, khi thiết kế đê chắn cát cần xét tới hướng sóng tới từ phía biển và từ phía cảng và thiết kế đã lựa chọn mái dốc 1:2 để bố trí các khối bê tông tiêu sóng.

Do cao trình đỉnh đề xuất cho đê chắn cát là khá thấp nên sóng tràn đỉnh sẽ có ảnh hưởng lớn đến độ ổn định của lớp phủ mái đê. Sóng tới từ phía cảng có chiều cao gần bằng chiều cao của sóng tới từ phía biển. Cần nhắc về các tác động này, khối tiêu sóng cho lớp phủ mái đê phía biển sẽ có cùng kích thước đối với đê phía cảng.

Phương trình (9-1) của Công thức Hudson được sử dụng để xác định trọng lượng của khối bê tông tiêu sóng. Trong phương trình này, hệ số K_D được lấy giá trị 8,3 tương ứng với tỷ lệ hư hại của khối tiêu sóng là 3%, tham khảo Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá (2011) phương trình (9-2). Điều này có nghĩa là khối tiêu sóng có thể bị hư hại với một mức độ nhất định khi sóng tới có chiều cao gần bằng hoặc hơn chiều cao sóng thiết kế và cần thiết phải thực hiện công tác sửa chữa, duy tu. Bảng 9.3.1 đến Bảng 9.3.3 thể hiện kết quả tính toán trọng lượng tối thiểu của khối tiêu sóng và khối chống xói tại mỗi vị trí dọc tuyến Đê chắn cát. Để tính toán kết quả trong bảng trên có xét đến mực nước cao thiết kế (H.W.L) và mực nước thấp thiết kế (L.W.L)..

CÔNG THỨC HUDSON:
$$W = \frac{\rho_s H_s^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \quad (9-1)$$

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (9-2)$$

Trong đó:

W: trọng lượng yêu cầu của khối phủ (t)

ρ_s : dung trọng khối phủ (t/m^3)

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

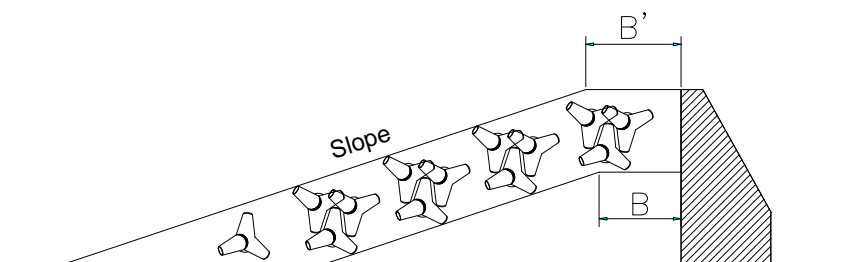
- ρ_w : dung trọng nước biển (t/m^3)
 K_D : hệ số ổn định
 α : góc mái dốc tính từ đường nằm ngang
 H_s : chiều cao sóng thiết kế (m)
 N_s : số ổn định Δ : tỷ số dung trọng, $\rho_s/\rho_w - 1$
 D_n : đường kính danh nghĩa của khối phủ.

Bảng 9.3.1 Kết quả tính toán khối lượng tối thiểu của khối Tetra-Pod

Vị trí	Cao trình mặt đất (m)	Chiều cao sóng có ý nghĩa $H_{1/3}$ (m)	K_D	Độ dốc	Khối Tetrapod (tấn)				
					Trọng lượng (tấn)	Loại (tấn)	Độ dày (m)	Chiều rộng B (m)	Chiều rộng B' (m)
D5	0,0	2,67	8,3	1:2	1,36	2,0	1,90	1,60	2,20
D16	-1,0	3,08	8,3	1:2	2,11	3,2	2,20	1,80	2,50
D30	-2,0	3,58	8,3	1:2	3,30	4,0	2,40	2,00	2,80
D33	-3,0	4,08	8,3	1:2	4,89	6,3	2,70	2,30	3,20
D36	-4,0	4,64	8,3	1:2	7,17	8,0	3,00	2,50	3,40
D39	-5,0	4,96	8,3	1:2	8,78	10,0	3,20	2,70	3,70

Bảng 9.3.2 Kết quả tính toán trọng lượng khối RAKUNA-IV (để tham khảo)

Vị trí	Cao trình mặt đất (m)	Chiều cao sóng $H_{1/3}$ (m)	K_D	Mái dốc	Khối RAKUNA-IV (tấn)				
					Trọng lượng (tấn)	Loại (tấn)	Độ dày (m)	Chiều rộng B (m)	Chiều rộng B' (m)
D5	0,0	2,67	10,8	1:2	1,06	2,0	1,80	1,66	1,77
D16	-1,0	3,08	10,8	1:2	1,62	2,0	1,80	1,66	1,77
D30	-2,0	3,58	10,8	1:2	2,54	4,0	2,20	2,03	2,55
D33	-3,0	4,08	10,8	1:2	3,76	4,0	2,20	2,03	2,55
D36	-4,0	4,64	10,8	1:2	5,53	6,0	2,55	2,38	2,98
D39	-5,0	4,96	10,8	1:2	6,76	8,0	2,80	2,55	3,21



Bảng 9.3.3 Kết quả tính toán trọng lượng tối thiểu của khối bảo vệ chân khay (đá hộc hoặc bê tông, để tham khảo)

Vị trí	Cao trình mặt đất (m)	Chiều cao sóng $H_{1/3}$ (m)	N_s^3	STONE-BLOCK (tấn)		
				Trọng lượng (tấn)	Loại (tấn)	Độ dày (m)
D5	0,0	2,67	25	0,91	4,0	0,84
D16	-1,0	3,08	22	1,59	4,0	0,84
D30	-2,0	3,58	30	1,83	4,0	0,84
D33	-3,0	4,08	33	2,46	4,0	0,84
D36	-4,0	4,64	55	2,17	4,0	0,84
D39	-5,0	4,96	90	1,62	4,0	0,84

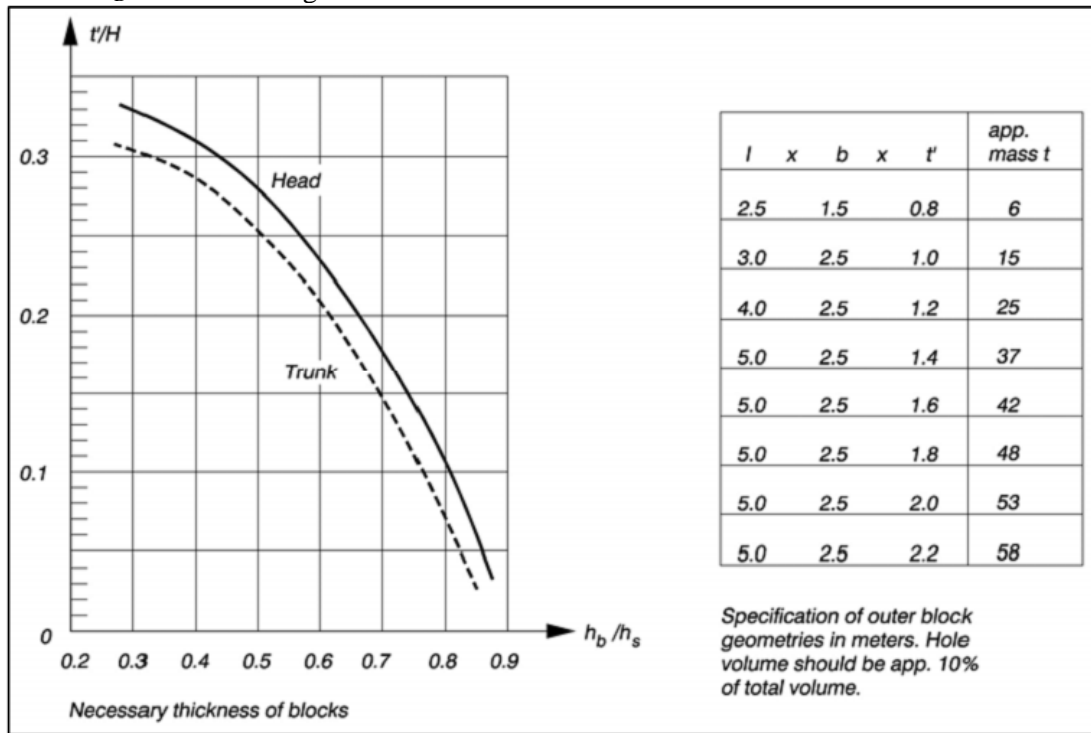
9.3.4 Thùng chìm BTCT rỗng không đáy

Lực sóng tới được tính toán bằng phương trình (9-3) của công thức Goda. Hệ số ma sát áp dụng cho thùng BTCT rỗng không đáy nhồi đá học áp dụng theo Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải cho công trình cảng tại Nhật Bản (OCDI-2002) là 0,8. Kích thước khối bê tông bảo vệ chân khay được xác định theo Hình 9.3.2 trong Sổ tay hướng dẫn công trình bảo vệ bờ biển (US Army Corps of Engineers, 2004). Khối bê tông đúc sẵn được dùng thay thế cho tường đỉnh bê tông đúc tại chỗ. Kích thước ngang của mỗi thùng chìm rỗng tính toán là 3,0mx2,0m và chiều cao tối đa 2,5m, có xét tới sự thuận tiện trong vận chuyển và thi công lắp đặt tại vị trí công trình. Bảng 9.3.4 thể hiện kết quả tính toán kích thước của thùng chìm. Để tính toán kết quả trong bảng trên có xét đến mực nước cao thiết kế (H.W.L) và mực nước thấp thiết kế (L.W.L).

Công thức GODA:
$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)\lambda\alpha_1\rho_0gH_D \quad (9-3)$$

Trong đó:

- P_1 : áp lực sóng tại mực nước tĩnh
- β : góc sóng tới
- λ : hệ số biến đổi của sóng
- ρ_0 : dung trọng của nước
- g : gia tốc trọng trường
- H_D : chiều cao sóng



Hình 9.3.2 Thiết kế khối bảo vệ chân khay theo thông lệ Nhật Bản

Bảng 9.3.4 Kết quả tính toán kích thước thùng chìm

Tình huống	Cao trình mặt đất (m)	Kích thước thùng				Ghi chú
		Chiều rộng (m)	Chiều dài (m)	Chiều cao (m)	Độ dày (m)	
TH B-1	0,0	3,00	2,00	2,00	0,20	Thùng một lớp
	-1,0	3,00	2,00	2,0,0	0,20	Thùng một lớp
	-2,0	3,00	2,00	3,0,0	0,20	Thùng một lớp
	-3,0	3,00	2,00	2,00	0,20	Thùng hai lớp
	-4,0	3,00	2,00	2,50	0,20	Thùng hai lớp
	-5,0	3,00	2,00	2,75	0,20	Thùng hai lớp
TH B-2	0,0	3,00	2,00	1,50	0,20	Thùng một lớp
	-1,0	3,00	2,00	1,50	0,20	Thùng một lớp
	-2,0	3,00	2,00	2,50	0,20	Thùng một lớp
	-3,0	3,00	2,00	2,50	0,20	Thùng một lớp
	-4,0	3,00	2,00	2,50	0,20	Thùng một lớp
	-5,0	3,00	2,00	2,50	0,20	Thùng một lớp

9.3.5 Kết cấu phía trên của Đê

Kết cấu thùng chìm được lựa chọn cho kết cấu phía trên của đê. Lực sóng tới được tính toán theo công thức Goda trong phương trình (9-3). Hệ số ma sát áp dụng cho thùng chìm nhồi đá học áp dụng theo Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải cho công trình cảng tại Nhật Bản (OCDI-2002) là 0,8. Tuy nhiên việc áp dụng Hệ số này đây kết cấu thùng chìm BTCT không chính xác tuyệt đối, nhưng tác động là khá nhỏ và các kết quả tính toán hệ số an toàn sẽ được kiểm tra để đảm bảo an toàn và bù được cho sự thiếu chính xác của hệ số ma sát này. Do khối bê tông tiêu sóng có trọng lượng giống nhau sẽ được đặt ở hai bên mái đê nên trọng lượng của các khối này được xét tới khi tính hệ số an toàn chống trượt do tác động của sóng. Hệ số ma sát 0,8 được áp dụng khi tính toán hệ số an toàn của kết cấu phía trên của đê để chống lại tác động sóng. Bảng 9.3.5 trình bày kết quả tính toán kích thước của thùng chìm.

Bảng 9.3.5 Kết quả tính toán kích thước thùng chìm

Tình huống	Cao trình mặt đất (m)	Kích thước thùng			
		Chiều rộng (m)	Chiều dài (m)	Chiều cao (m)	Độ dày (m)
TH A-1	0,0	2,50	2,00	2,00	0,20
	-1,0	2,50	2,00	2,00	0,20
	-2,0	2,50	2,00	2,20	0,20
	-3,0	3,00	2,00	2,20	0,20
	-4,0	3,00	2,00	2,50	0,20
	-5,0	3,00	2,00	2,50	0,20
TH A-2	0,0	2,50	2,00	2,00	0,20
	-1,0	2,50	2,00	2,00	0,20
	-2,0	2,50	2,00	2,20	0,20
	-3,0	3,00	2,00	2,20	0,20
	-4,0	3,00	2,00	2,50	0,20
	-5,0	3,00	2,00	2,50	0,20

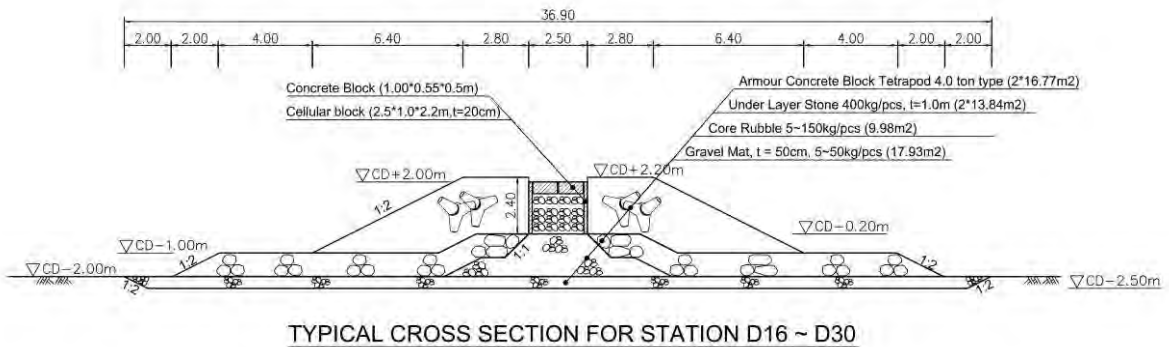
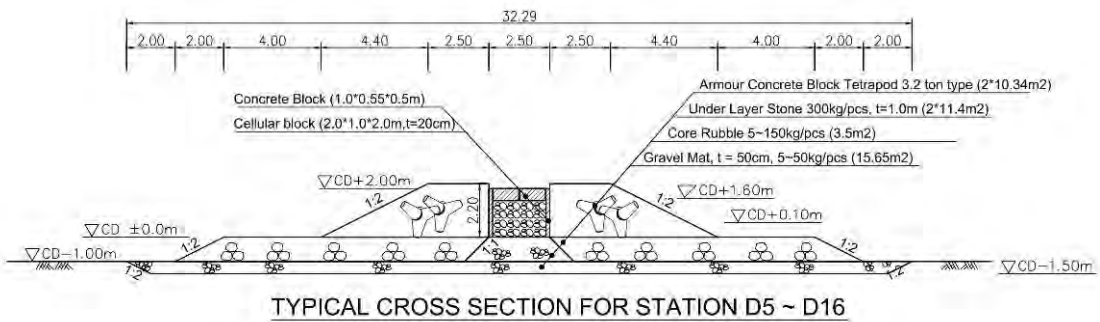
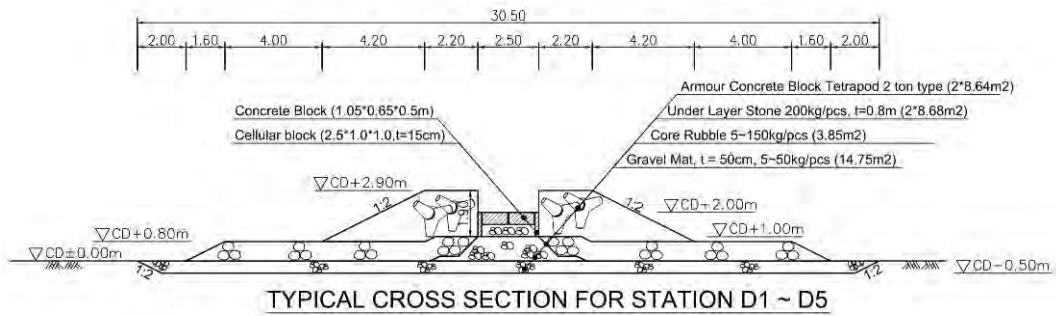
9.3.6 So sánh các phương án thiết kế đê chắn cát đề xuất

Mặt cắt ngang điển hình của hai dạng kết cấu với hai cao trình đỉnh đê khác nhau được thể hiện từ Hình 9.3.3 đến Hình 9.3.6 tại các vị trí có độ sâu khu nước khác nhau. Trong đó, Tình huống -A thể hiện đê chắn cát dạng mái nghiêng có kết cấu phía trên là thùng chìm, và Tình huống -B thể hiện đê chắn cát dạng mái nghiêng có kết cấu phía trên là thùng chìm trọng lực. Cao trình đỉnh đê khác nhau ở mỗi trường hợp: trường hợp A-1 và B-1 thể hiện cao trình đỉnh đê chắn cát là CDL+2,00, trong khi trường hợp A-2 và B-2 thể hiện cao trình đỉnh đê chắn cát ít nhất 3,00m tính từ đáy biển.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

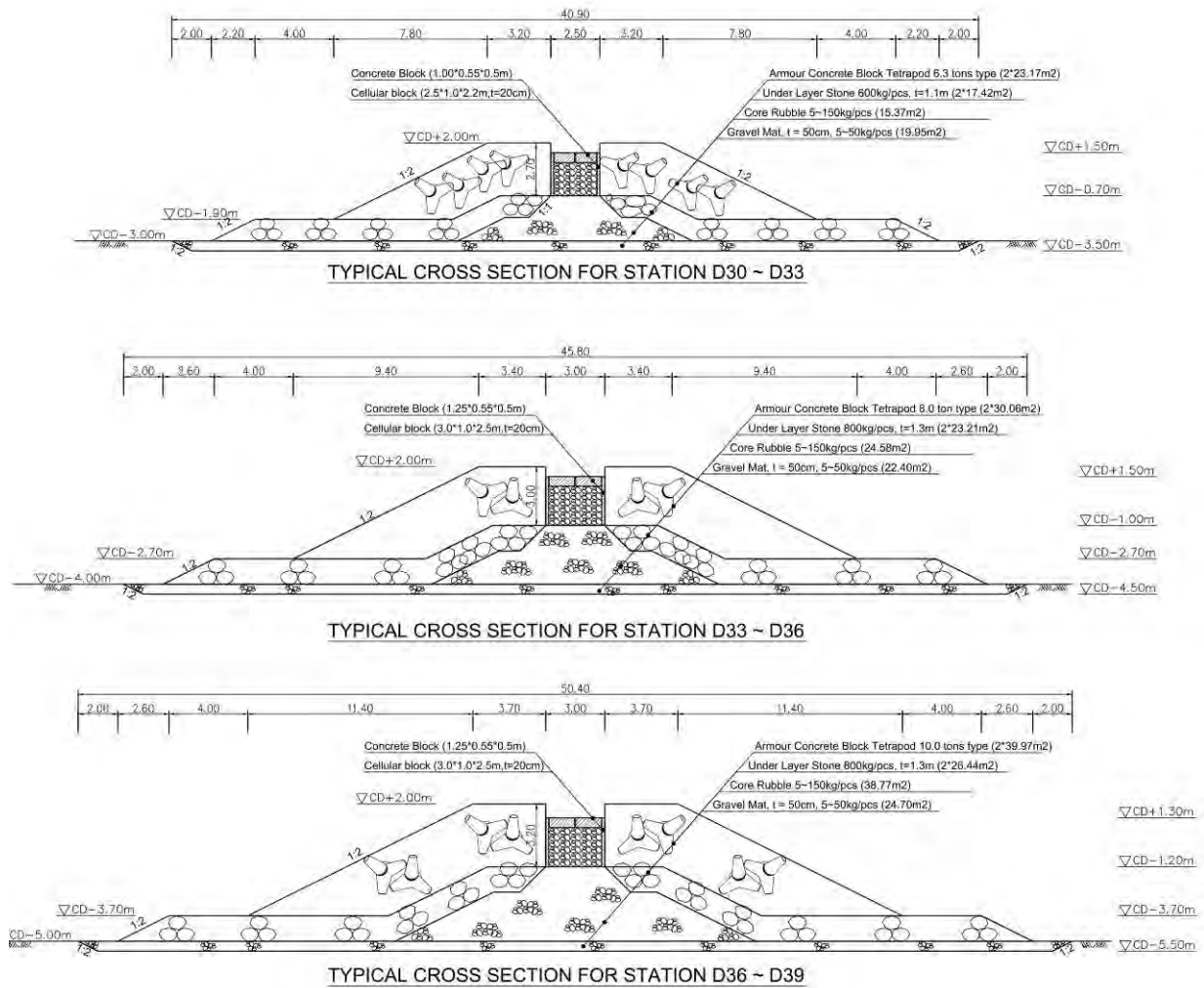
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

TH A-1



NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

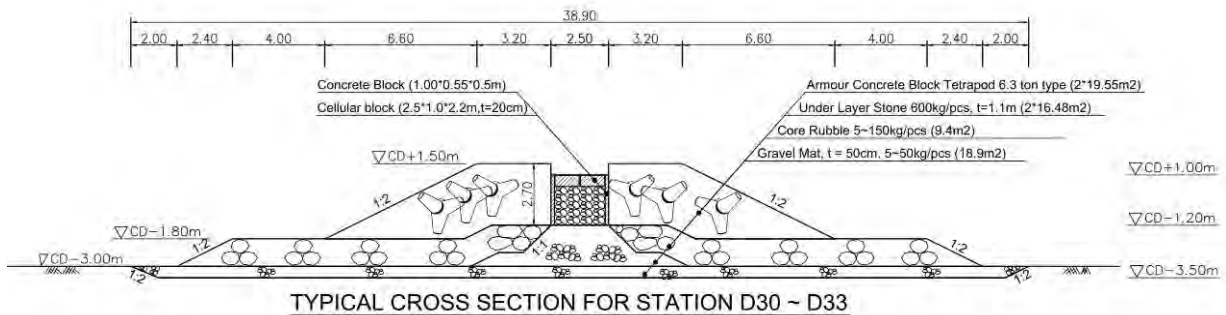
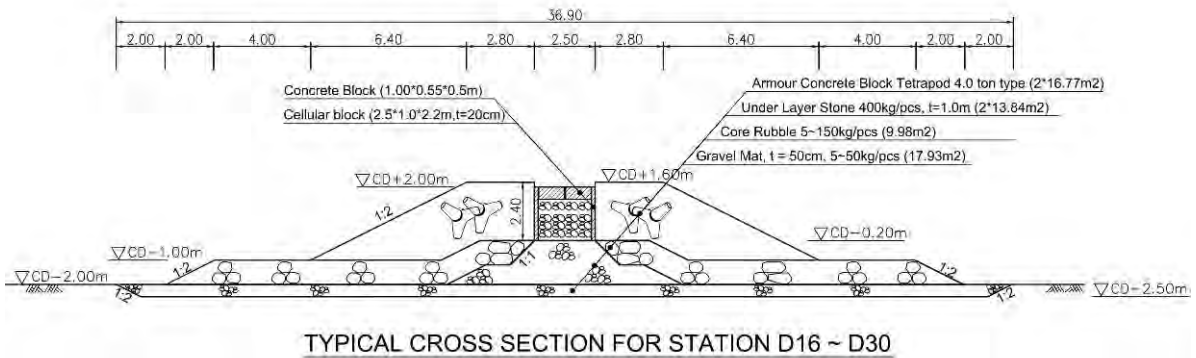
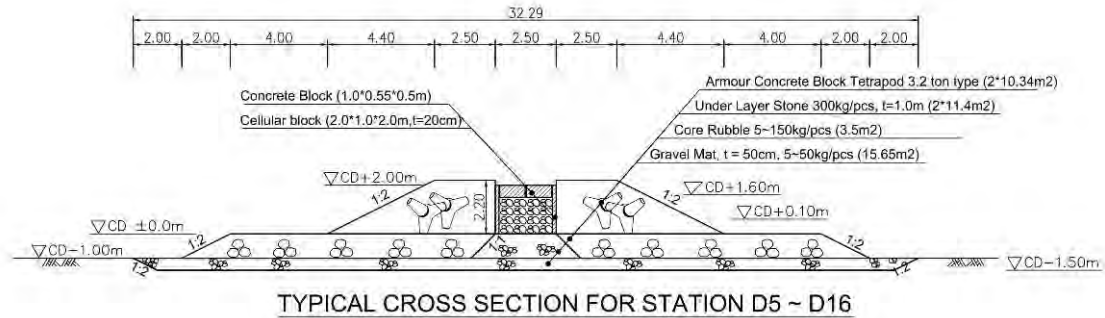
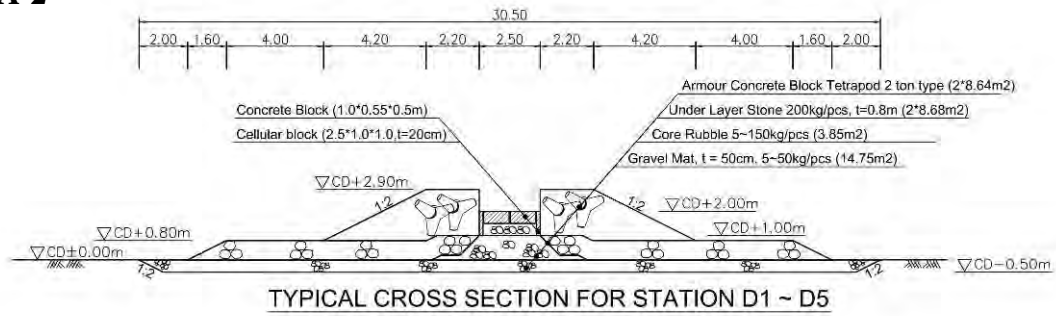


Hình 9.3.3 Mặt cắt ngang điển hình của Đê chắn cát đề xuất – Tình huống A-1

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

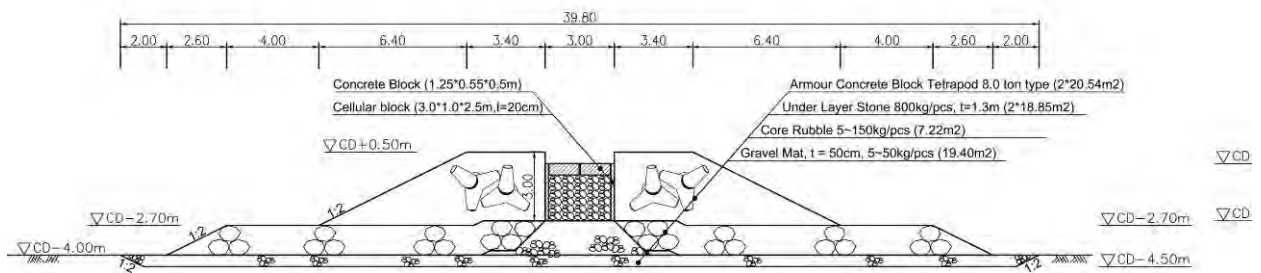
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

TH A-2

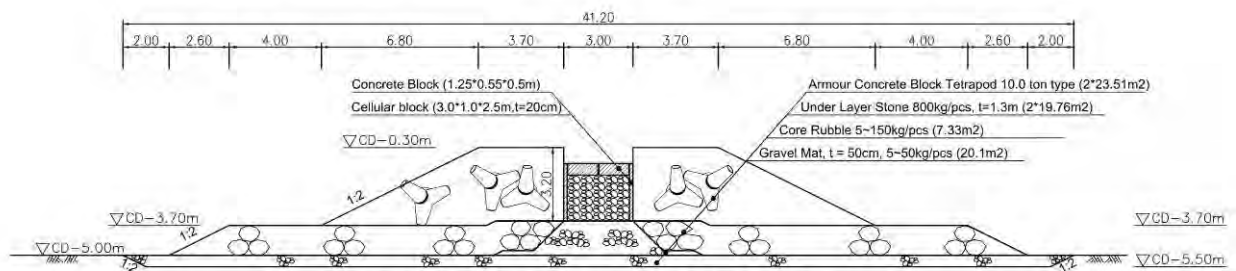


NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -



TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D33 ~ D36



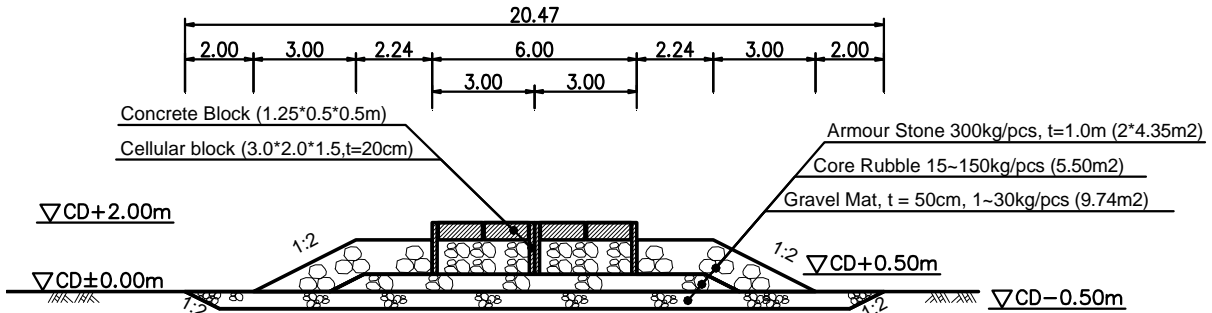
TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D36 ~ D39

Hình 9.3.4 Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn cát đề xuất – Tình huống A-2

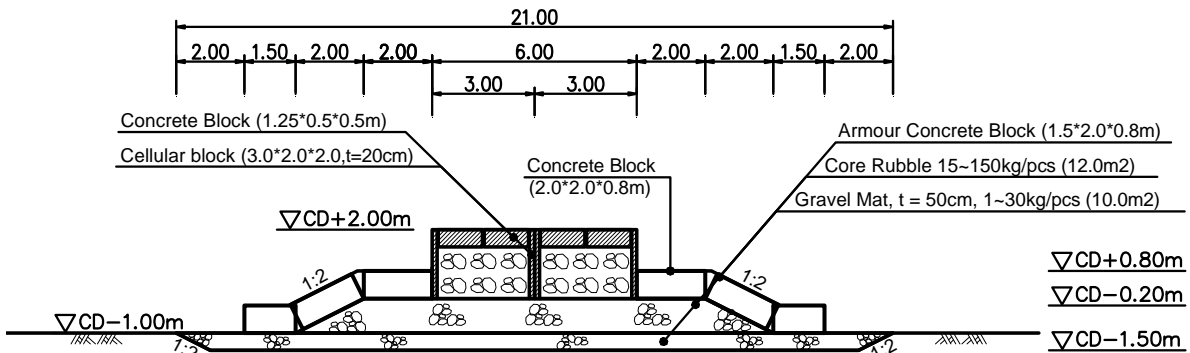
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

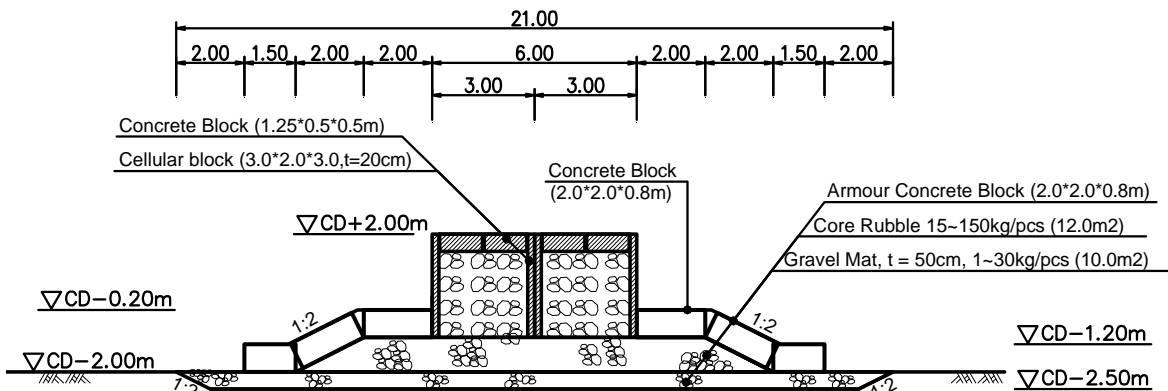
TH B-1



TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D1 ~ D5



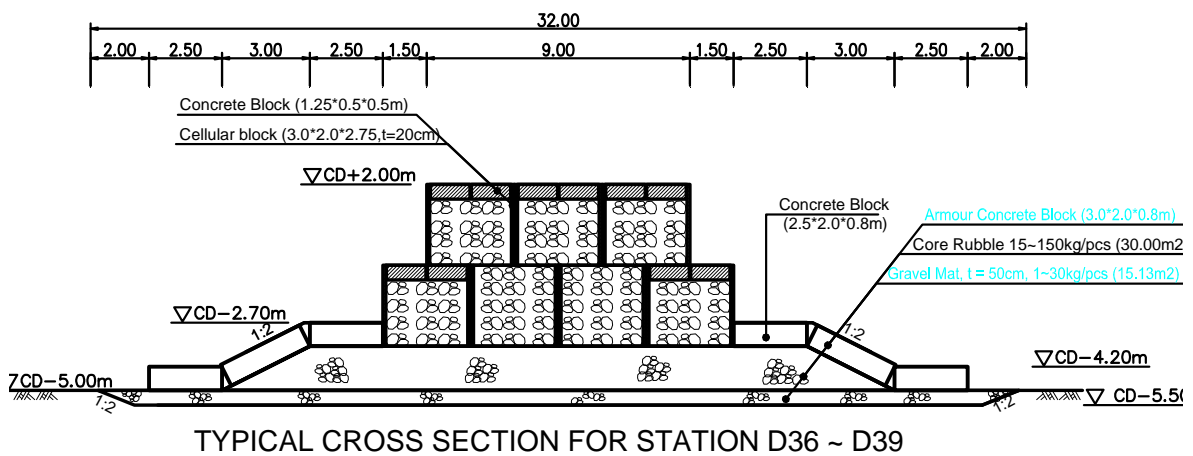
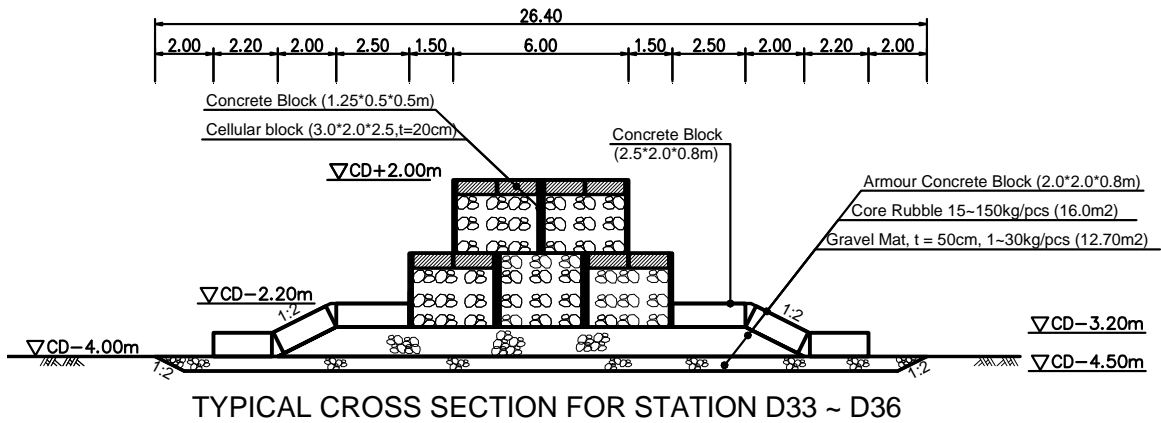
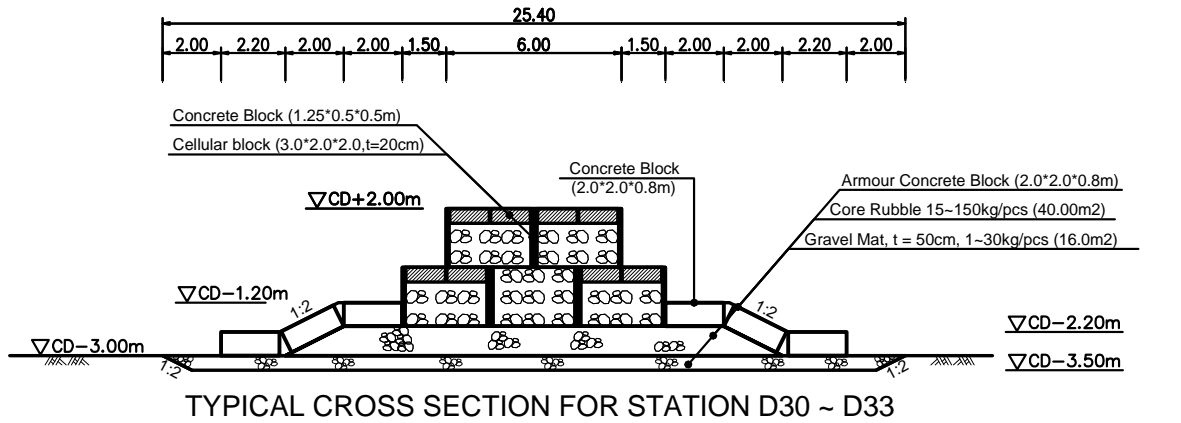
TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D5 ~ D16



TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D16 ~ D30

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

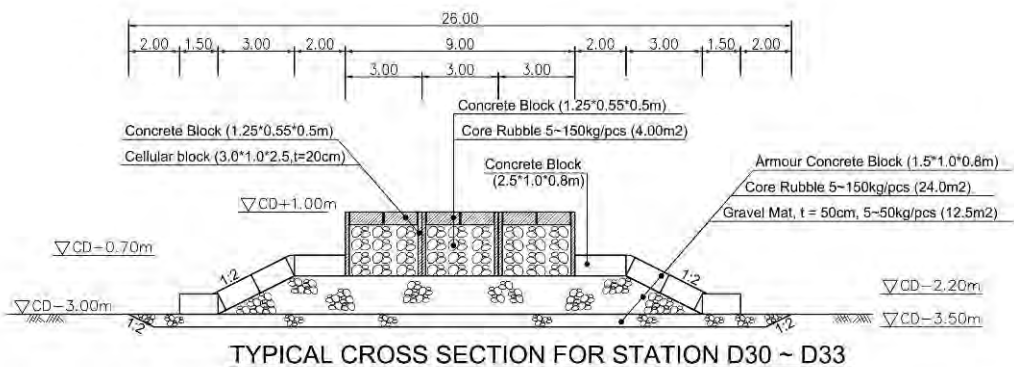
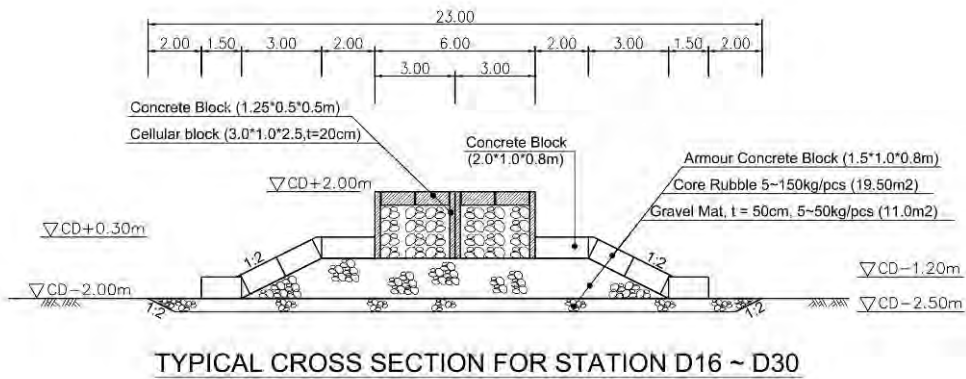
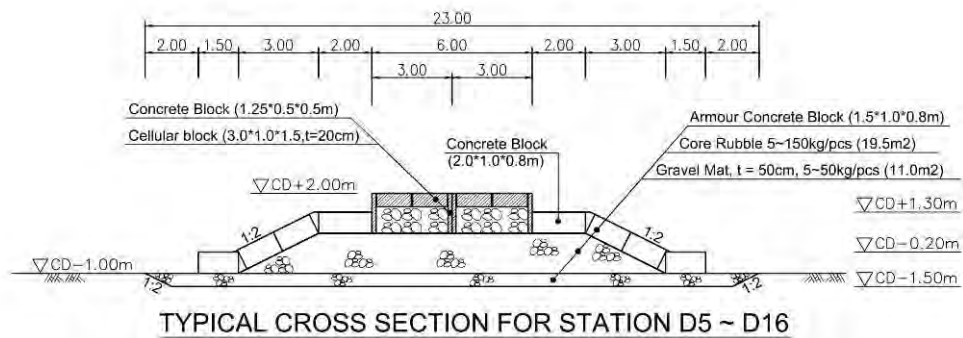
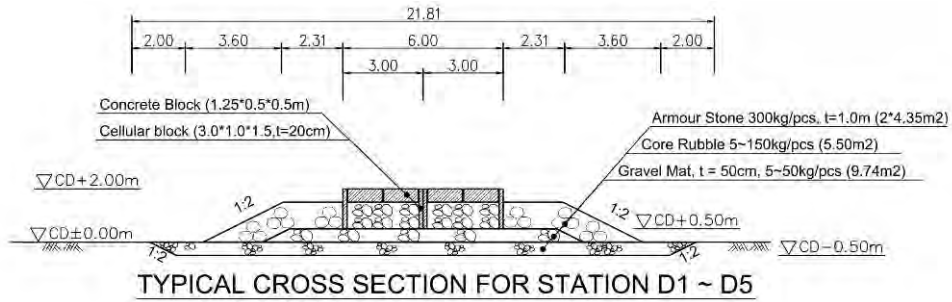


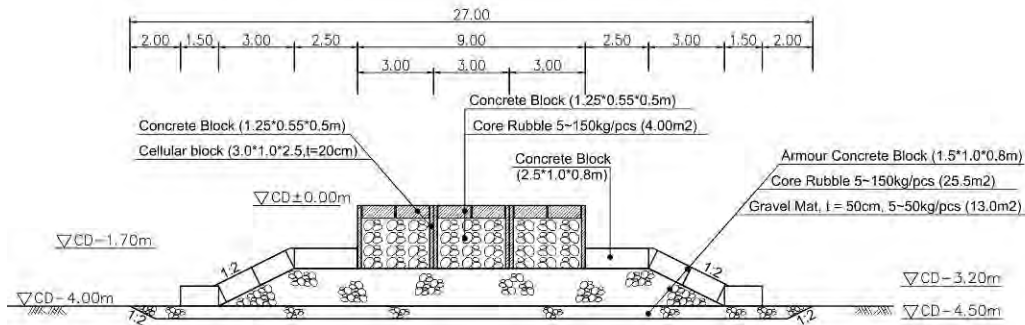
Hình 9.3.5 Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn cát đề xuất – Tình huống B-1

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

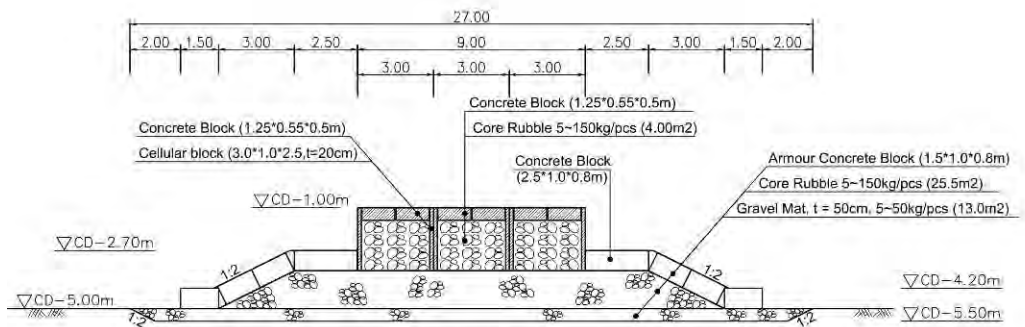
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

TH B-2





TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D33 ~ D36



TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION D36 ~ D39

Hình 9.3.6 Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn cát đề xuất – Tình huống B-2

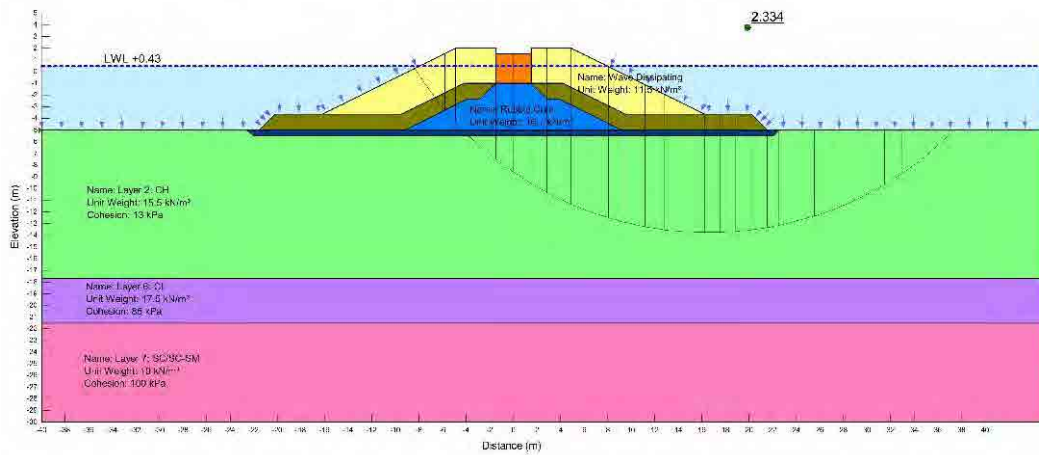
Trong thiết kế đê chắn cát, một trong những yêu cầu quan trọng nhất là đảm bảo tính ổn định chống trượt của đê. Kết quả dưới đây, đoạn đê xung yếu nhất đã được kiểm tra tính ổn định chống trượt của kết cấu như điều kiện địa chất tại lỗ khoan D26 tương ứng với mặt cắt ngang điển hình tại vị trí có cao trình mặt đất tự nhiên GL.5,0m theo Hệ hải đồ. Theo kết quả trong Hình 9.3.7, hệ số an toàn chống trượt tối thiểu lần lượt là 2,110 và 2,771 cho hai phương án kết cấu nêu trên. Các kết quả này cho thấy không cần xử lý nền đất yếu cho kết cấu đê chắn cát được thể hiện trong các hình từ Hình 9.3.3 đến Hình 9.3.6.

Sau khi hoàn thành thi công đê chắn cát, công tác kiểm tra và duy tu định kỳ sẽ được thực hiện với công tác quan trắc sa bồi luồng. Trong trường hợp sự chênh lệch giữa khối lượng sa bồi thực tế và khối lượng sa bồi tính toán vượt quá mức độ cho phép, thì một số biện pháp đối phó như tăng chiều dài đê, nâng cao trình đỉnh đê, sử dụng kết cấu đơn giản bổ sung khác v.v cần được nghiên cứu kỹ lưỡng.

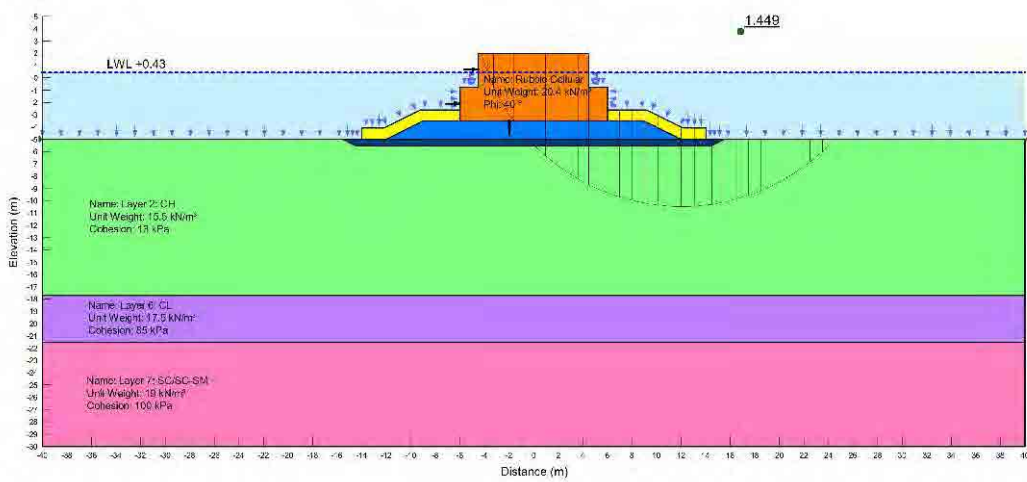
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

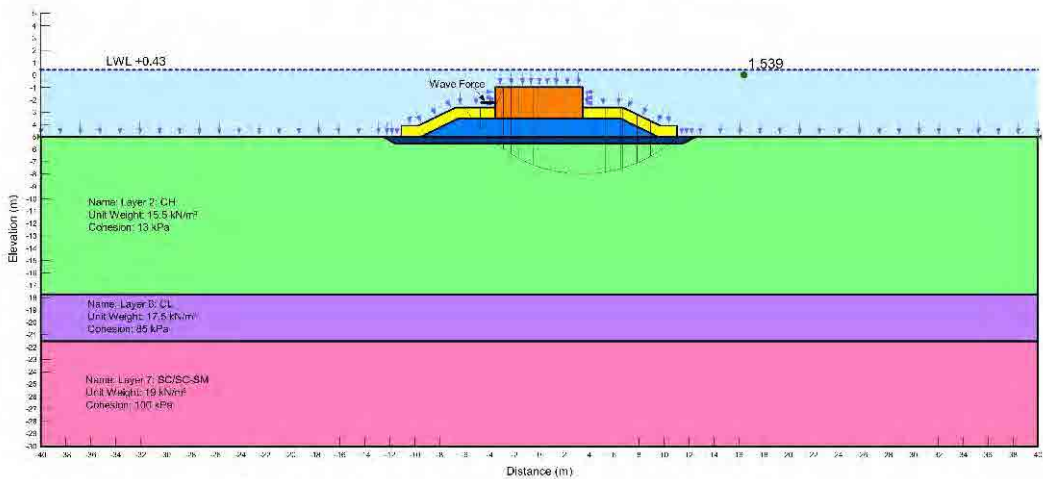
**SLOPE STABILITY OF SAND PROTECTION DIKE
CASE A: RUBBLE MOUND CELLULAR COVERS BY TETRAPOD BLOCKS
TYPICAL CROSS SECTION GL.-5.0 (BOREHOLE - D26)**



**SLOPE STABILITY OF SAND PROTECTION DIKE
CASE B: RUBBLE MOUND CONCRETE CELLULAR
TYPICAL CROSS SECTION (BOREHOLE: D26)**



**SLOPE STABILITY OF SAND PROTECTION DIKE
ALTERNATIVE: RUBBLE MOUND CONCRETE CELLULAR
TYPICAL CROSS SECTION GL.-5.0 (BOREHOLE - D26)**



Hình 9.3.7 Kết quả tính toán về ổn định chống trượt

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

Mặc dù hiệu quả của chiều dài và mặt bằng của Đê chắn cát đã được nghiên cứu trong Chương 5, và phương án đê có vị trí sát luồng đã được nghiên cứu kỹ vì với vị trí này đê sẽ có hiệu quả giảm sa bồi cao, có tham khảo vị trí đề xuất ban đầu trong nghiên cứu SAPROF.

Để khẳng định chiều dài thích hợp của Đê chắn cát, cần tính toán khối lượng sa bồi tương ứng với các chiều dài khác nhau của đê. Khối lượng sa bồi tính toán trong Tình huống 03-5m, trong Tình huống 03-10m và trong Tình huống 03-14m trong Bảng 5.10.2 được sử dụng để tính toán khối lượng sa bồi tính toán trong trường hợp đê nằm vị trí được đề xuất theo nghiên cứu SAPROF, với độ sâu khu nước tại mũi đê là -5m, đây là Tình huống duy nhất đã được mô phỏng sa bồi. Tỷ lệ giữa Tình huống 03-10m và Tình huống 03-14m với Tình huống 03-5m được sử dụng là tỷ lệ áp dụng cho vị trí đê đã đề xuất trong nghiên cứu SAPROF.

Bảng 9.3.6 thể hiện chi phí xây dựng của các tình huống so sánh về kết cấu đê chắn cát. Theo đó, Tình huống B-2 có chi phí xây dựng thấp nhất. Chiều dài và cao trình đỉnh đê chắn cát được xác định có xét đến chi phí nạo vét duy tu hàng năm trong Tình huống B-1 và B-2.

Bảng 9.3.6 Chi phí xây dựng Đê chắn cát

Tình huống	Cao trình mặt đất tại mũi đê (C.D.L -m)	Chi phí xây dựng ban đầu (tỷ VND)	Khối lượng sa bồi hàng năm trong điều kiện sóng thường ((x10.000 m ³))	*1) Khối lượng sa bồi hàng năm trong điều kiện sóng bão ((x10.000 m ³))
TH A-1	-5m	1.690	103,7	158,5
	-10m	3.762	101,2 ^{*2)}	135,7 ^{*2)}
TH A-2	-5m	1.539	129,5	154,1
	-10m	2.503	126,4 ^{*2)}	132,0 ^{*2)}
TH B-1	-5m	1.584	103,7	158,5
	-10m	3.947	101,2 ^{*2)}	135,7 ^{*2)}
TH B-2	-5m	1.306	129,5	154,1
	-10m	2.197	126,4 ^{*2)}	132,0 ^{*2)}
TH 1			160,2	168,0

*1) Khối lượng sa bồi hàng năm theo điều kiện sóng của giai đoạn từ tháng 5/2005 đến tháng 4/2006

*2) Số liệu tính toán sử dụng kết quả cho tuyến gần luồng như đã đề cập

Bảng 9.3.7 cho thấy chi phí xây dựng và chi phí nạo vét duy tu tính toán trong điều kiện sóng thường (*1) và trong điều kiện sóng thường cộng sóng bão, tức là điều kiện sóng thực tế từ tháng 5,2005 đến tháng 4 năm 2006 (*2)), đây là điều kiện sóng lớn nhất kể từ sau khi luồng Lạch Huyện được nạo vét mới cho Khu vực cảng Hải Phòng. Đơn giá nạo vét 10,0 USD/m³ được sử dụng trong để lập dự toán trong Báo cáo cuối kỳ. Chi phí lũy kế của 10 năm, 20 năm, và 30 năm bao gồm chi phí xây dựng ban đầu và chi phí duy tu được thể hiện trong bảng này.

Theo số liệu trong bảng này, tuy chi phí đầu tư của tình huống không có công trình bảo vệ sẽ thấp nhất, nếu chỉ xét cho giai đoạn phát triển ban đầu của cảng Tình huống B-1 với đê chắn cát có cao trình đỉnh so với mặt đất tự nhiên là C.D.L-2,00m là tình huống có hiệu quả cao nhất về chi phí, nếu xét cho một giai đoạn khai thác nhất định của cảng, do đó đầu tư đê chắn cát với chức năng là công trình bảo vệ luồng chống sa bồi theo Tình huống B-1 được khuyến nghị.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 9 -

Bảng 9.3.7 Chi phí xây dựng Đê và khối lượng sa bồi dự kiến

Tình huống	Cao trình	Độ sâu khu nước tại mũi đê	Chi phí xây dựng ban đầu	Chi phí nạo vét duy tu hàng năm ((x10.000 m ³))	Chi phí lũy kế			Điều kiện sóng trung bình hàng năm
					10 năm	20 năm	30 năm	
TH 1	-		0	336	3.360	6.720	10.080	“Sóng thường”
TH B-1	C.D.L.+2,0m	-5m	1.584	218	3.764	5.944	8.124	
TH B-1	C.D.L.+2,0m	-10m	3.947	213	6.077	8.207	10.337	
TH B-2	G.L.+3,0m	-5m	1.306	272	4.026	6.746	9.466	
TH B-2	G.L.+3,0m	-10m	2.197	265	4.847	7.497	10.147	
TH 1	-		0	689	6.890	13.780	20.670	“Sóng thường” + Sóng bão *1)
TH B-1	C.D.L.+2,0m	-5m	1.584	551	7.094	12.604	18.114	
TH B-1	C.D.L.+2,0m	-10m	3.947	498	8.927	13.907	18.887	
TH B-2	G.L.+3,0m	-5m	1.306	596	7.266	13.226	19.019	
TH B-2	G.L.+3,0m	-10m	2.197	541	7.607	13.017	18.427	

*1) Khối lượng sa bồi hàng năm theo điều kiện sóng của giai đoạn từ tháng 05/2005 đến tháng 04/2006 (đơn vị: tỷ VNĐ)

10. TÔN TẠO BÃI TẠI KHU HÀNH CHÍNH

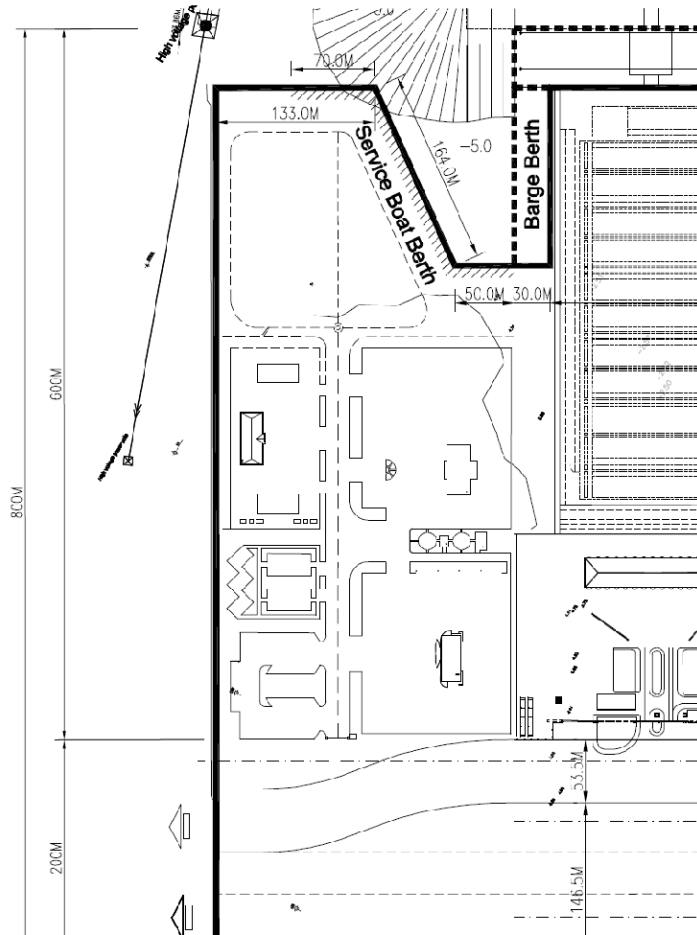
10.1 Tôn tạo bãi

Khu hành chính được sử dụng cho các hoạt động quản lý khai thác cảng. Do có cột điện cao thế (xem Hình 10.1.1) ở sát khu hành chính dự kiến, sau khi đã làm việc với Điện lực Hải Phòng, mặt bằng khu hành chính đã được điều chỉnh lại để tránh gây ảnh hưởng đến cột điện nay trong quá trình thi công.



Hình 10.1.1 Cột điện cao thế

Mặt bằng điều chỉnh khu hành chính và kế hoạch sử dụng đất tại khu hành chính được trình bày trong Hình 10.1.2.

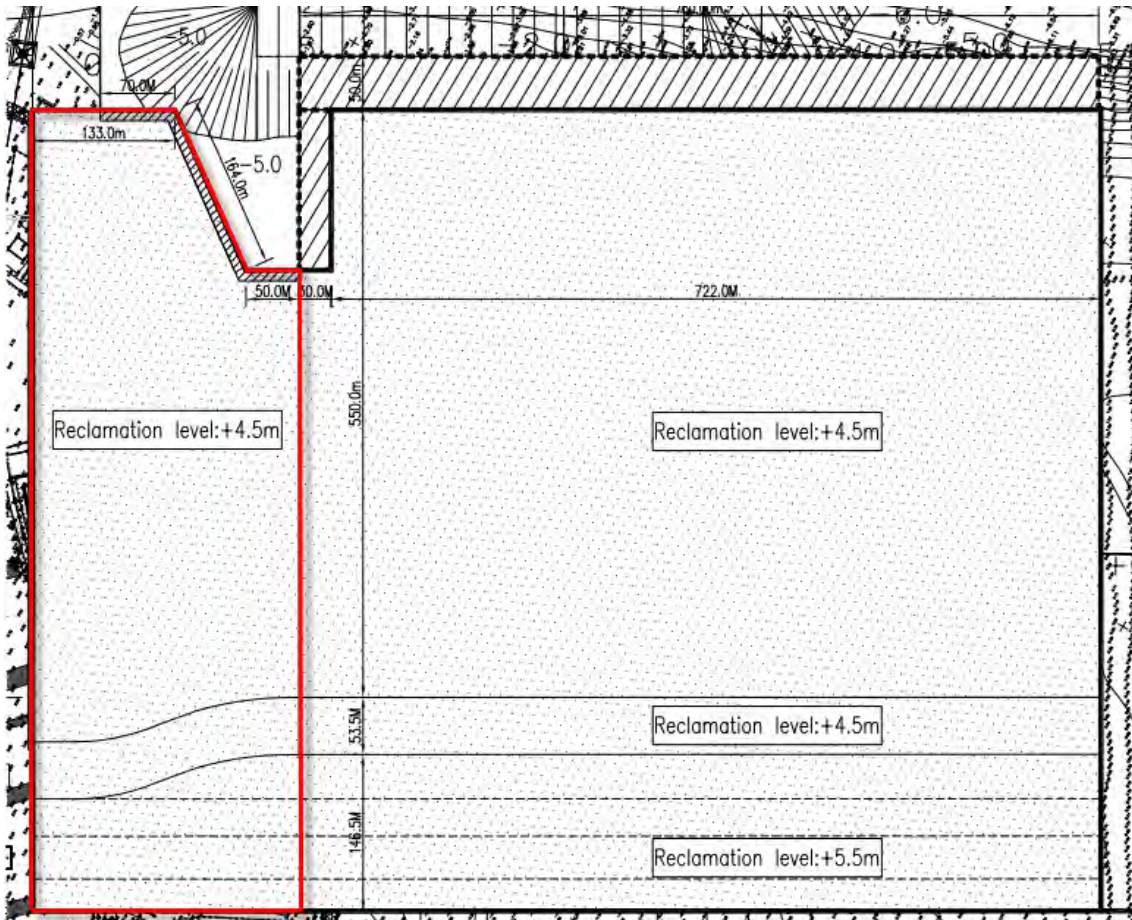


Hình 10.1.2 Kế hoạch sử dụng đất tại Khu hành chính

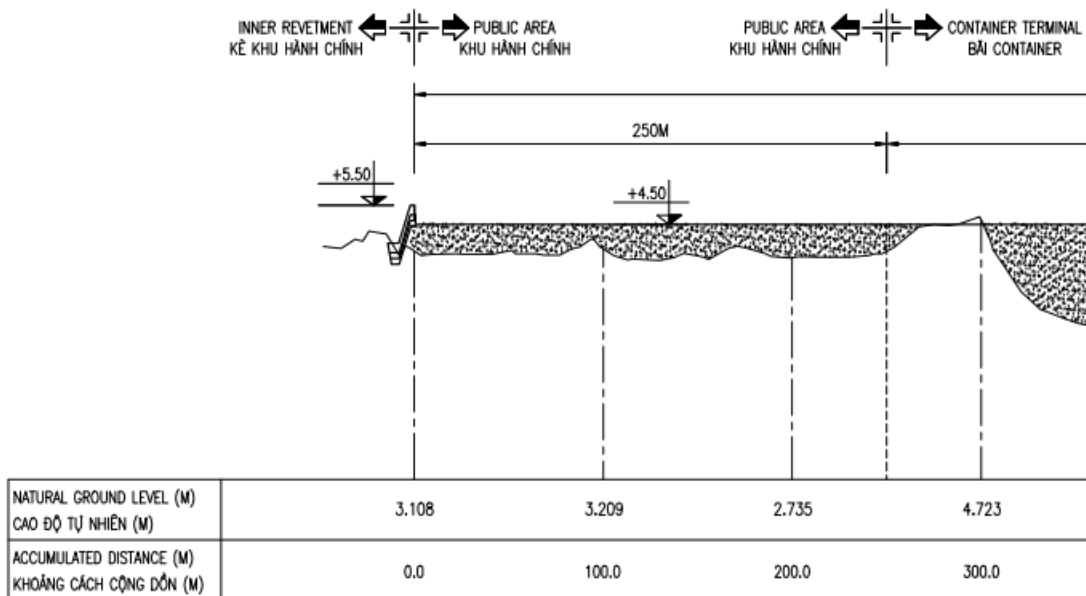
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 10 -

Cao trình hoàn thiện của bãi tôn tạo tại Khu hành chính thuộc Hợp phần A của Dự án là 4,5m CDL. Vật liệu dùng để tôn tạo đề xuất là cát nạo vét từ sông. Mặt bằng tôn tạo bãi được minh họa trong Hình 10.1.3 và mặt cắt điển hình khu vực tôn tạo bãi được minh họa trong Hình 10.1.4



Hình 10.1.3 Mặt bằng khu vực tôn tạo bãi



Hình 10.1.4 Mặt cắt điển hình khu vực tôn tạo bãi tại khu hành chính

10.2 Thiết kế cơ sở của bến công vụ

Xét điều kiện địa chất tại khu vực dự án là sét yếu, dạng kết cấu tường cừ có bản giảm tải được khuyến nghị áp dụng cho Bến công vụ. Tường cừ là kết cấu rất ổn định, phù hợp cho nền đất đắp tôn tạo ngay phía sau.

10.2.1 Điều kiện thiết kế

Các điều kiện chung đã được trình bày trong Mục 7.1.

1) Điều kiện tự nhiên

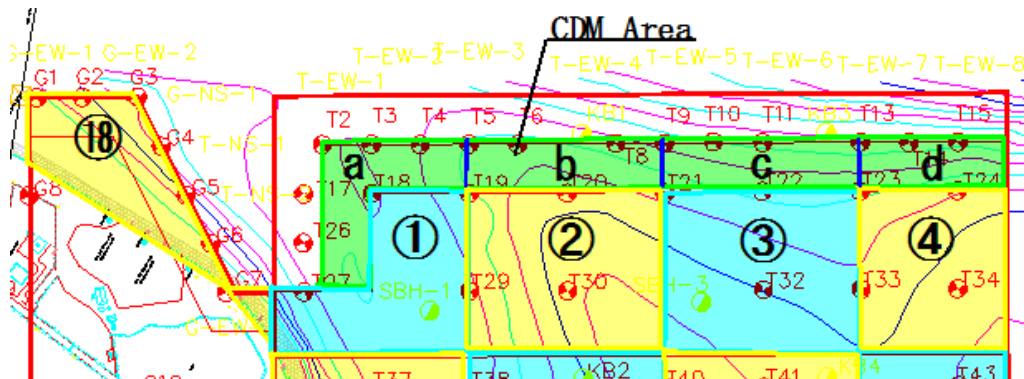
a) Điều kiện thủy triều

Mức nước cao (H.W.L) : +3,55m CDL

Mức nước thấp (L.W.L.) : +0,43m CDL

b) Điều kiện địa chất công trình

Theo kết quả khảo sát địa chất trình bày trong Chương 2.1, mặt bằng vị trí lỗ khoan tại bến công vụ tại ô “18” được thể hiện trong Hình 10.2.1. Sơ họa địa tầng dùng để tính toán được thể hiện trong Hình 10.2.2 và các chỉ tiêu cơ lý đất như trong Bảng 10.2.1.

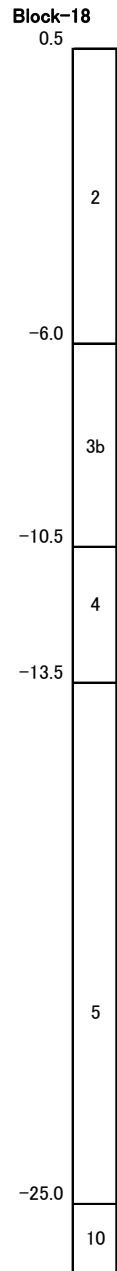


Hình 10.2.1 Mặt bằng vị trí lỗ khoan bến công vụ

Bảng 10.2.1 Tính chất cơ lý của các lớp đất tại bến công vụ

Layer No.	Typical Soil Type	SPT-N	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Cu (kN/m ²)	ϕ (°)	Cc	Cr	Ca (%)	Pc (kN/m ²)	e0	Cv (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	Cv (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	Cu/P for NC
1a	SP	4	18.0	8.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
1b	CL	5	18.0	8.0	15	0.0	0.30	0.07	0.4	80	1.05	1.20	1.20	0.30
2	CH	1	17.0	7.0	15	0.0	0.60	0.12	0.7	80	1.45	1.00	0.60	0.30
3a	SP	4	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
3b	CL	5	19.0	9.0	25	0.0	0.25	0.05	0.4	$\Sigma\gamma'z+50$	0.80	1.20	1.20	0.30
3c	SP	6	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
4	CH, CL	10	19.0	9.0	50	0.0	0.35	0.04	0.6	$\Sigma\gamma'z+100$	0.85	1.20	0.80	0.30
5	CH	6	17.5	7.5	40	0.0	0.60	0.08	0.8	$\Sigma\gamma'z+75$	1.20	2.20	0.80	0.30
Fill, Emb.	S	-	18.0	10.0	0	30.0	-	-	-	-	-	-	-	-

*NC: Normal consolidated State OC: Over consolidated State



Hình 10.2.2 Sơ họa địa tầng khu bến công vụ

c) Mục nước dư

Mức nước dư sau tường chắn đất thường được tính theo công thức tính mức nước dư tương ứng với kết cấu tường cừ:

$$RWL = LWL + (HWL - LWL) \times 2/3$$

Theo các điều kiện thiết kế đề cập trong Mục 7.1, mức nước dư tính toán theo công thức trên là +2,51m CDL.

2) Điều kiện kết cấu

a) Cao trình đỉnh tường chắn đất

Cao trình đỉnh tường chắn đất là +5,50m CDL.

b) Độ sâu thiết kế của khu nước trước bến công vụ

Độ sâu thiết kế của khu nước trước bến công vụ là - 5,0m CDL.

3) Cở tàu thiết kế

Cở tàu lai thiết kế áp dụng khi thiết kế bến công vụ được trình bày tại bảng sau.

Bảng 10.2.2 Kích thước của tàu lai

		2.000C.V.	3.000C.V.	4.000C.V.
Dài	Loa	28,1	31,8	36,2
	Lpp	24,2	28,0	31,5
Rộng	B	8,2	9,0	9,8
Sâu	D	3,5	3,6	4,4
Mớn	d	2,7	2,7	3,2
Trọng tải của tàu	DT	320	435	544

4) Điều kiện chịu tải

Các điều kiện chịu tải sử dụng trong thiết kế là:

- Tải trọng khai thác : 10kN/m²
- Tải trọng động đất : không xem xét (Theo Tiêu chuẩn TCDXDVN 375-2006)
- Điều kiện cập tàu :Tàu lai công suất 4.000 c.v
Vận tốc cập tàu 0,3m/s
Góc cập tàu 10°
- Tải trọng lên bích neo :lực kéo 150kN
- Cát tôn tạo : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$; $\phi = 30^\circ$
- Chuyển vị ngang : dưới 30mm

10.2.2 Kết quả tính toán

1) Hệ thống đệm chống va

Vận tốc cập bến của tàu lai thiết kế được giả thiết là 0,3 m/giây theo phương vuông góc với tuyến mép bến. Góc cập tàu ứng tuyến mép bến tại điểm tiếp xúc là ¼ chiều dài tàu là 10° . Đệm chống va tàu bằng cao su hình chữ V được bố trí theo khoảng cách 12 m để chống va cho tàu cỡ nhỏ.

Sau đây là tóm tắt các thông số thiết kế và lựa chọn cho hệ thống đệm va. Tính toán chi tiết thiết kế hệ thống đệm chống va được trình bày trong Phụ lục 10-1.

Bảng 10.2.3 Lựa chọn kích cỡ đệm va

Cở tàu	Vận tốc cập bến (m/giây)	Khoảng cách đệm (m)	Năng lượng khi tàu cập bến (kN-m)	Đệm chống va hình chữ V H (mm) x Dài (m)	Hấp thụ năng lượng (kN-m)	Phản lực của đệm chống va (kN)
Tiêu chuẩn Nhật Bản						
Tàu lai công suất 4.000c.v	0,3	12,0	24	H400 x 3,0m	44,3 (L=0,9m)	977(L=3,0m)
				H300 x 3,5m	24,2 (L=0,9m)	745,5(L=3,5m)

Đệm chống và tàu hình chữ V với kích thước H300mm x L3,5m được lắp đặt cách nhau 6m để chống và cho các tàu dịch vụ dự kiến được sử dụng.

Hấp thụ năng lượng = 26,9kN-m/m x 0,9m (Chiều dài tiếp xúc với tàu) x 0,9=24,2 kN-m

Phản lực va = 213kN/m x 3,5m (Toàn bộ chiều dài đệm tiếp xúc với tàu) =745,5 kN

Khi tàu tiếp xúc với bến thì phản lực va cân bằng với áp lực đất chủ động của nền đất đắp sau tường tác động lên tường.

2) Bích neo tàu

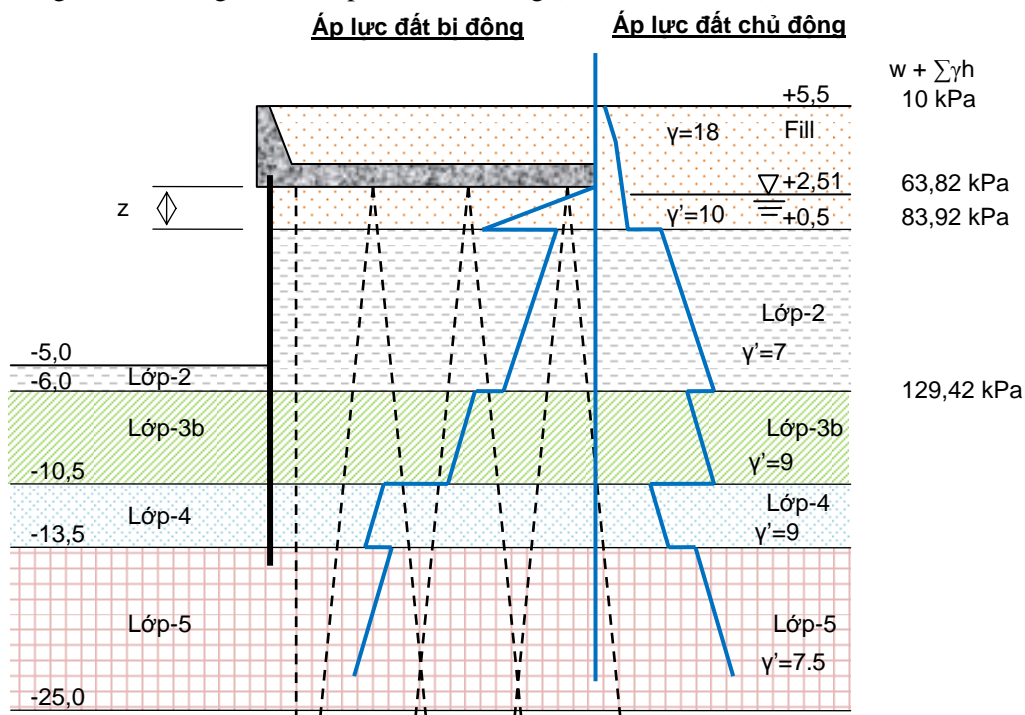
Bích neo với sức chịu kéo 150 kN được lắp đặt cách nhau 12m dọc mép bến để neo tàu.

3) Bản giảm tải

Tóm tắt tính toán bản giảm tải được trình bày dưới đây. Kết quả tính toán chi tiết được trình bày trong Phụ lục 10-2 cho phân đoạn điển hình và trong Phụ lục 10-3 cho phân đoạn góc.

a) Tính toán cao trình đáy của bản giảm tải

Cao trình đáy bản giảm tải được tính toán để áp lực đất chủ động của Lớp “2” tại mép cuối của bản giảm tải không lớn hơn áp lực đất bị động (xem Hình 10.2.3).



Hình 10.2.3 Biểu đồ áp lực đất

Mặt trên cùng của lớp 2 (+0,5mCDL)

- Áp lực đất chủ động: $p_A = w + \Sigma\gamma h - 2C = 83,92 \text{ kPa} - 2 \times 15 \text{ kPa} = 53,92 \text{ kPa}$

- Áp lực đất bị động: $p_P = \gamma z + 2C = \gamma z + 30 \text{ kPa}$

Do đó, $p_P - p_A = \gamma z + 30 \text{ kPa} - 53,92 \text{ kPa} > 0 \Rightarrow \gamma z > 23,92 \text{ kPa}$

Vì $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$, $z > 2,392 \text{ m} \Rightarrow$ cao trình đáy của bản giảm tải phải trên +2,892m CDL

Do đó, cao trình đáy của bản giảm tải là **+3,0m CDL**.

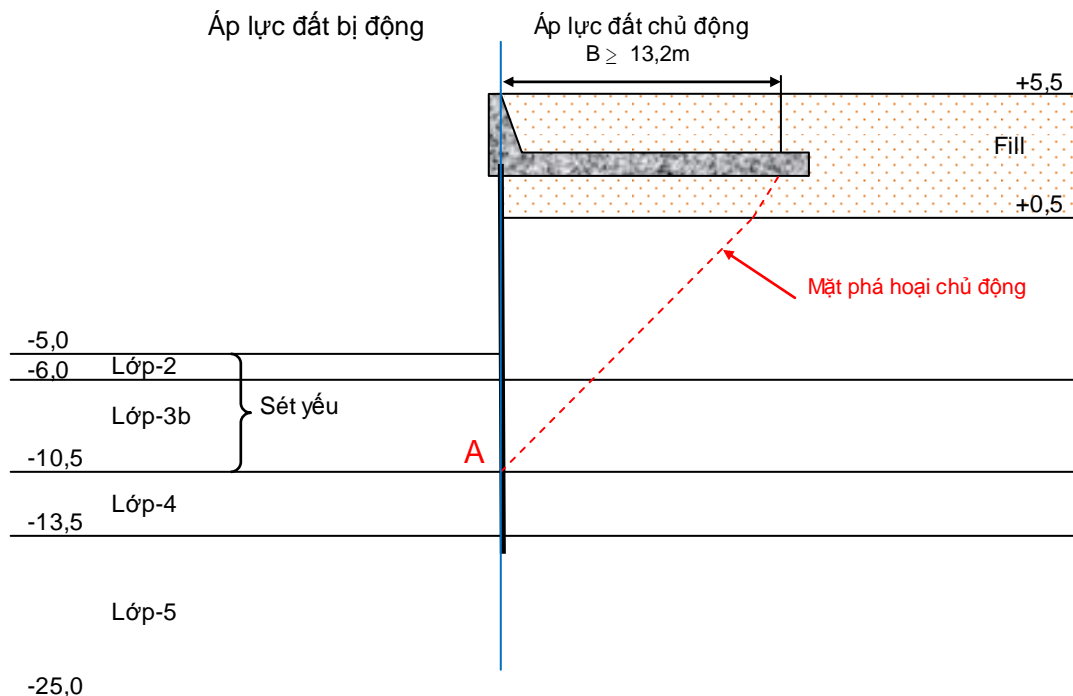
b) Tính toán bề rộng bản giảm tải

Bề rộng bản giảm tải được tính toán thỏa mãn tất cả các điều kiện sau đây.

- Kiểm tra đường giao với mặt phá hoại chủ động
- Kiểm tra điều kiện trượt cung tròn
- Kiểm tra điều kiện ổn định tương tự kết cấu tường trọng lực

i) Kiểm tra đường giao với mặt phá hoại chủ động

Theo kết quả khảo sát địa chất, Lớp 2 và Lớp 3 là lớp đất yếu ($C_u < 30\text{kPa}$). Bề rộng bản giảm tải được tính toán sao cho bản giảm tải giao với mặt phá hoại chủ động được vẽ từ điểm A trong Hình dưới đây. Bề rộng tối thiểu của bản giảm tải tính toán là 13,2m từ đường tim của cọc cừ.



ii) Kiểm tra tính ổn định trượt cung tròn

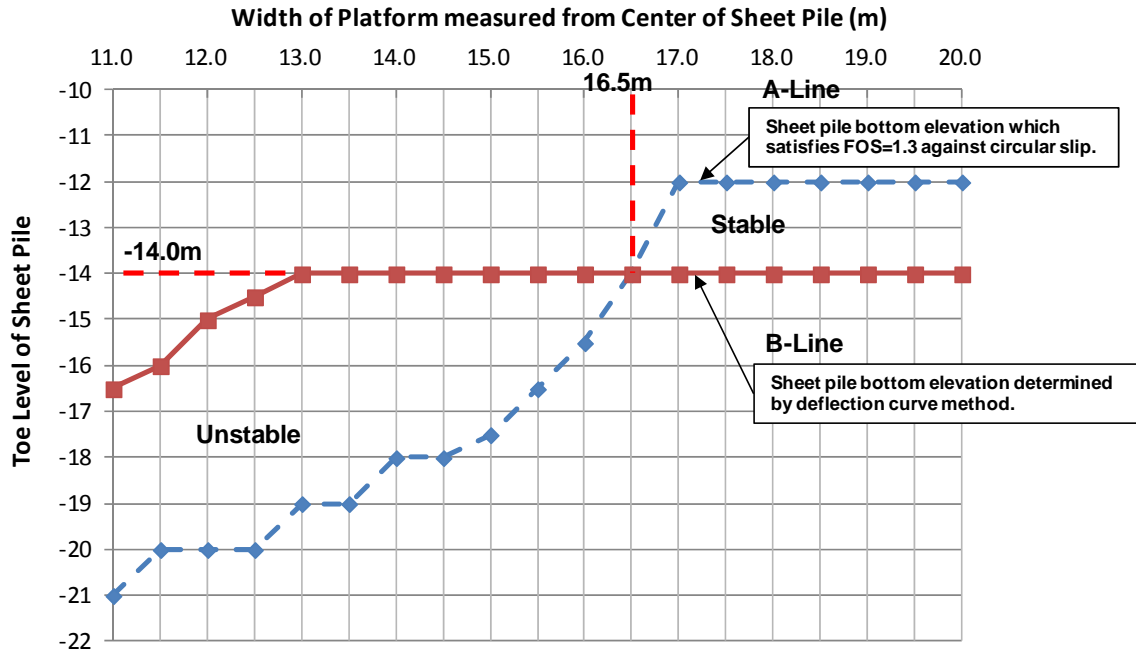
Hệ số an toàn yêu cầu chống trượt cung tròn như sau:

Điều kiện bình thường: $F.S. \geq 1,3$

Hình dưới minh họa mối quan hệ giữa kết quả phân tích trượt cung tròn và độ chôn sâu của cọc cừ. Bản giảm tải có tác dụng làm giảm áp lực đất chủ động cũng như mô men lật lên cọc cừ trong phân tích trượt cung tròn. Nhìn chung, bản giảm tải càng rộng, thì mũi cọc cừ càng nông.

Đường-A biểu thị cao độ mũi cừ yêu cầu thỏa mãn hệ số an toàn chống trượt cung tròn là $FS=1,3$ như điều kiện bình thường, và đường-B biểu thị độ chôn sâu cừ bằng phương pháp đường cong biến dạng.

Độ chôn sâu của cừ được đề xuất là không sâu hơn độ sâu yêu cầu bằng cách cân bằng áp lực đất lên cọc cừ để tránh trượt vòng tròn. Do đó, bề rộng tối thiểu của bản giảm tải là 16,5m và là đường giao giữa Đường-A và Đường B.



iii) Kiểm tra tính ổn định tương tự kết cấu tường trọng lực

Tính toán độ ổn định khỏi hiện tượng trượt và lật của cấu trúc tường trọng lực được thực hiện đối với bản giảm tải rộng B=16,5m (tính từ tim cọc cừ) được tính toán từ phần trước.

Hệ số an toàn áp dụng như sau:

- Hệ số chống trượt $F.S \geq 1,2$ (Điều kiện bình thường/Điều kiện neo)
- Hệ số chống lật $F.S \geq 1,2$ (Điều kiện bình thường/Điều kiện neo)

Kết quả tính toán được tóm tắt dưới đây.

Trường hợp nghiên cứu		Trượt		Lật	
		Hệ số an toàn tính toán	Hệ số an toàn yêu cầu	F.S	Hệ số an toàn tính toán
Điều kiện bình thường	TH-1	1,896	>1,2	1,533	>1,2
	TH-2	1,215		1,546	
Điều kiện neo	TH-1	1,890	>1,2	1,519	>1,2
	TH-2	1,211		1,531	

4) Độ chôn sâu của cọc cừ

Tóm tắt tính toán cọc cừ được trình bày dưới đây. Kết quả tính toán chi tiết được trình bày trong Phụ lục 10-2 cho phân đoạn điển hình và trong Phụ lục 10-3 cho phân đoạn góc.

Độ chôn sâu và mômen uốn của cọc cừ được tính toán bằng phương pháp Đường cong biến dạng và Phương pháp liên kết tự do với nền đất. Hệ số an toàn độ chôn sâu của cọc cừ tính toán là 1,2 trong cả 2 phương pháp.

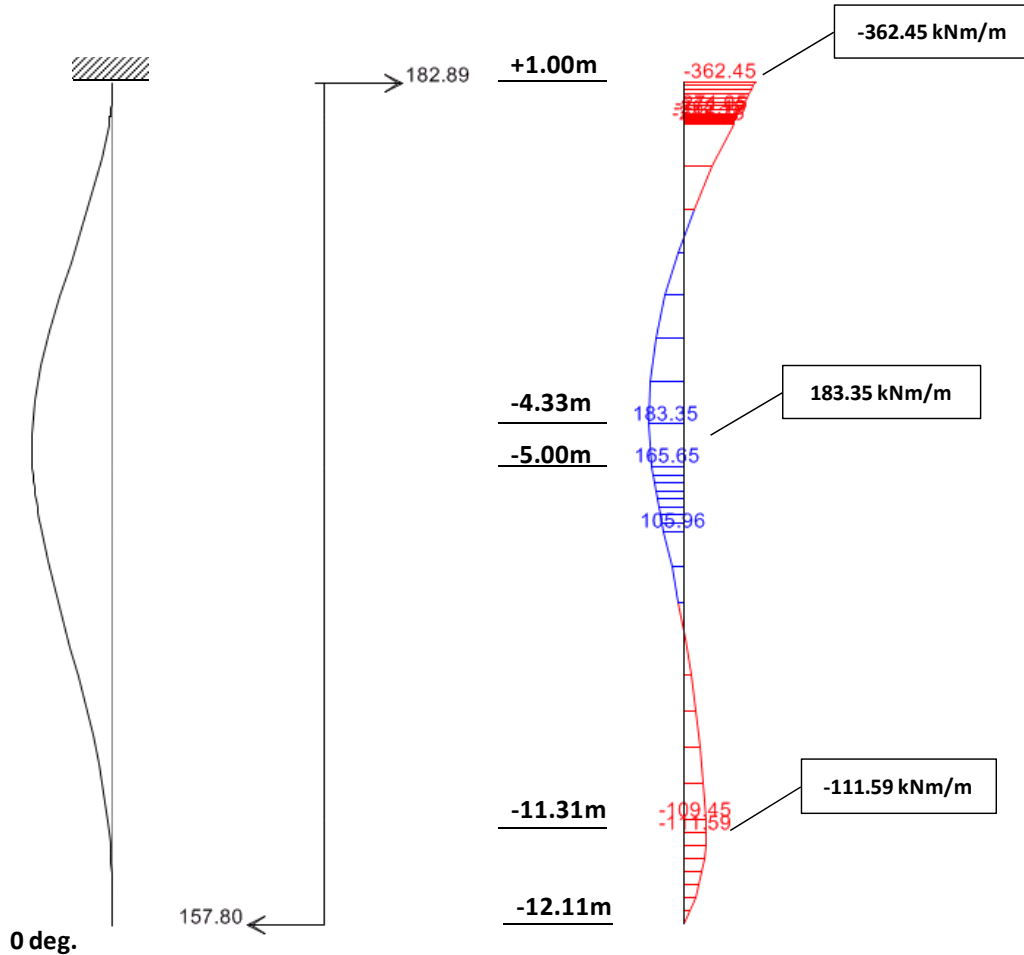
a) Phương pháp đường cong biến dạng

Giải các phương trình đàn hồi trong các điều kiện chịu tác động của ngoại lực mà góc chuyển vị và góc biến dạng bằng 0 tại đỉnh và chân của cọc cừ.

Với mục đích này, cọc cừ giả thiết là “liên kết ngàm” tại đỉnh và “liên kết gối” tại mũi cừ và góc biến dạng tại mũi cừ được tính với các độ sâu chôn cừ khác nhau. Với độ sâu chôn cừ tương ứng với góc biến dạng bằng 0 được coi là độ sâu tối thiểu. Độ chôn sâu cần thiết của cừ sẽ bằng 1,2 lần độ chôn sâu tối thiểu.

Phân tích được thực hiện bằng phần mềm SAP2000. Kết quả phân tích được trình bày dưới đây.

- Độ sâu mũi cừ từ kết quả trên : -12,11 m CDL
- Cao trình đáy : -5,000 m CDL
- Độ chôn sâu cừ : $L = 1,2 \times (-5,00 + 12,11) = 8,532$ m
- Cao trình mũi cừ : $D = -5,00 - 8,532 = -13,532$ m CDL



Deflection Curve

Reaction Force

Bending Moment

b) Phương pháp liên kết tự do với nền đất

Độ chôn sâu cừ được tính toán theo phương trình sau.

$$M_p = F.S \times M_a$$

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 10 -

Trong đó;

Mp: Mô men do áp lực đất bị động trên mũi cừ (kN-m/m)

Ma: Mô men do áp lực đất chủ động và áp lực nước dư trên mũi cừ (kN-m/m)

F.S: Hệ số an toàn (=1,2)

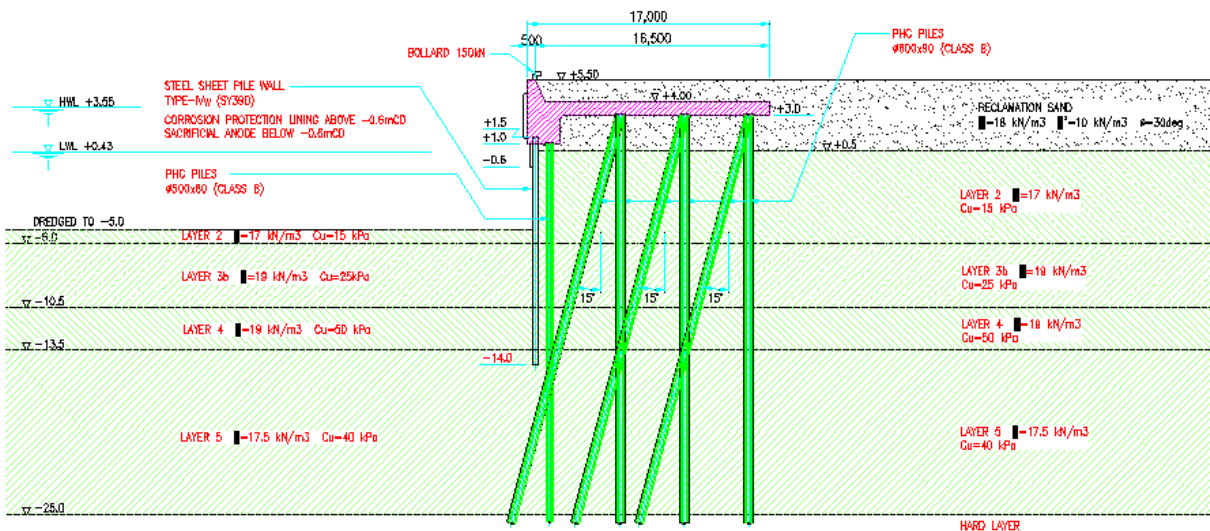
Cao trình mũi cừ là -11,549m CDL được tính toán từ phương trình này.

Từ các phương pháp trên, cao trình mũi cừ lựa chọn là -14m CDL.

5) Kích thước bên công vụ

Kích thước bên công vụ được trình bày trong bảng dưới đây và mặt cắt điển hình được minh họa trong Hình dưới.

Bản giảm tải	Rộng	16,5m (17,0m từ tuyến mép bến)
	Cao trình đáy	+3,0 mCDL
	Độ dày bản giảm tải	1m
Tường cừ	Loại	Cọc ống ván thép IV _w
	Vật liệu	SY295
	Cao độ mũi	-14,0 mCD
Cọc chống	Loại	Loại cọc PHC B
	Kích thước	φ600 × 100 and φ500 × 90
	Khoảng cách cọc	
	Bước cọc theo phương dọc	4.0m
	Vuông góc với bến	5,0m + 4,5m + 4,5m
	Số cọc trên một hàng	Cọc xiên : 3 Cọc đứng : 4



Hình 10.2.4 Mặt cắt ngang điển hình bên công vụ

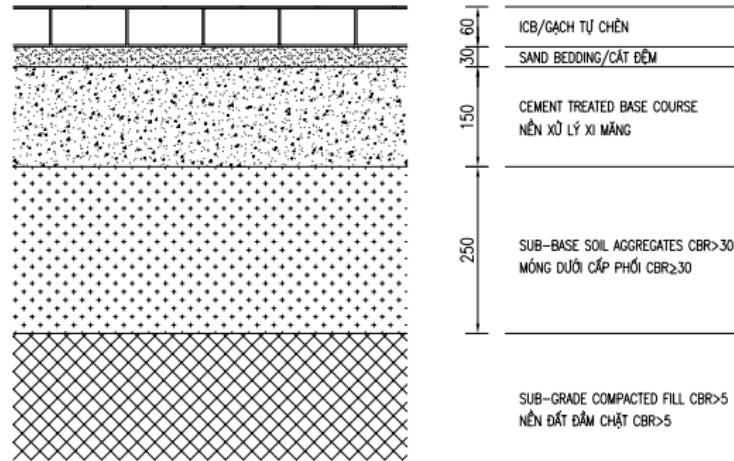
6) Mặt thêm bến

Thêm bến tàu công vụ rộng 10m dọc tuyến mép bến được lát bằng gạch bê tông tự chèn (ICB). Tổng chiều dày kết cấu mặt thêm bến là 49cm bao gồm các lớp từ trên xuống dưới như sau:

- Gạch bê tông tự chèn (ICB) : 6cm;
- Cát đệm : 3cm

- Nền xử lý xi măng : 15cm;
- Móng dưới cấp phối CBR >30 : 25cm;
- Nền đất đầm chặt CBR>5

Mặt cắt ngang điển hình của mặt thềm bến tàu công vụ được thể hiện dưới đây:



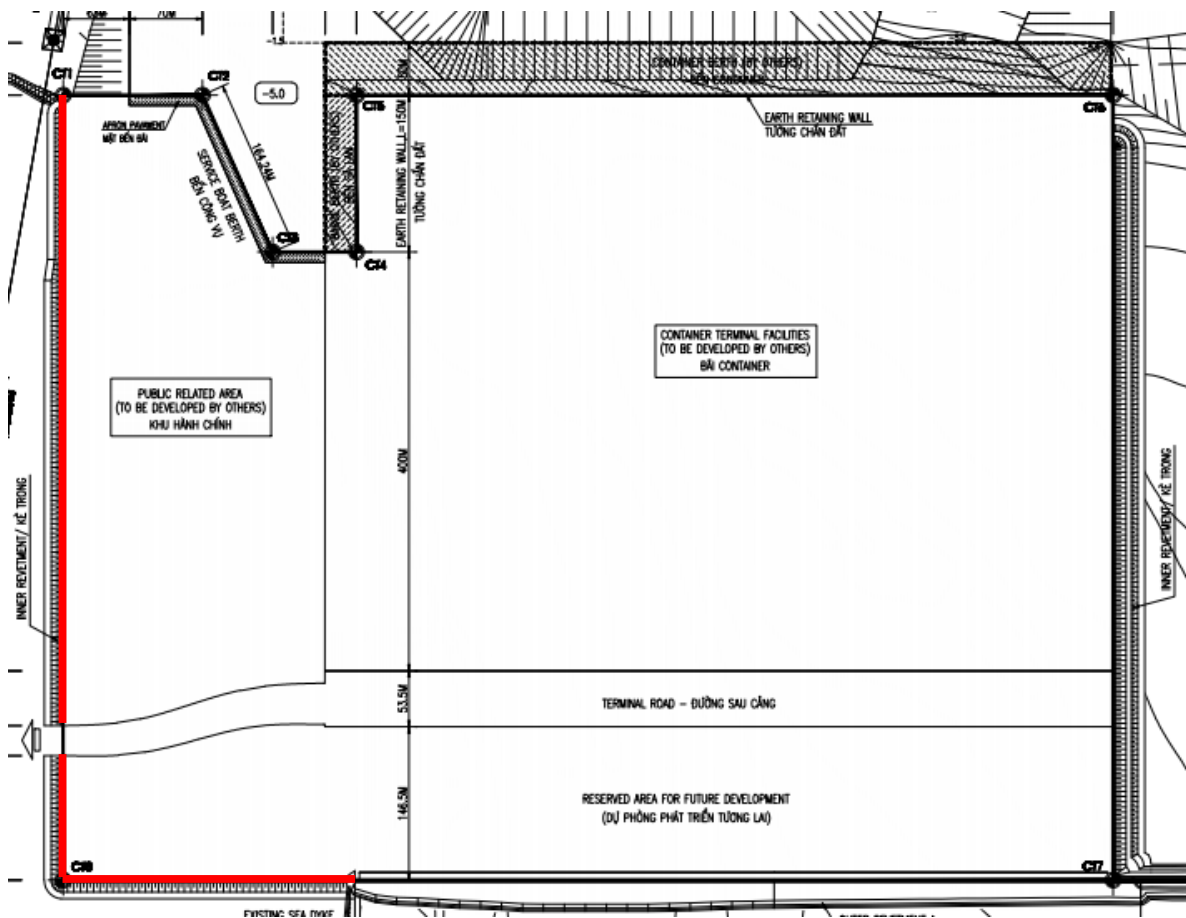
Hình 10.2.5 Mặt cắt điển hình mặt thềm bến tàu công vụ

10.3 Thiết kế cơ sở của Kè

10.3.1 Khái quát

Kè thượng lưu tại khu hành chính chạy dọc phía Bắc khu hành chính cảng và là ranh giới giữa cảng và khu vực đất liền hiện nay trên đảo Cát Hải. Do kè này sẽ được xây dựng trên đất liền nên sử dụng khối đá phủ có kích cỡ thông dụng cho các kết cấu tương tự và cần phải thỏa mãn độ ổn định chống trượt cung tròn của toàn bộ công trình kè.

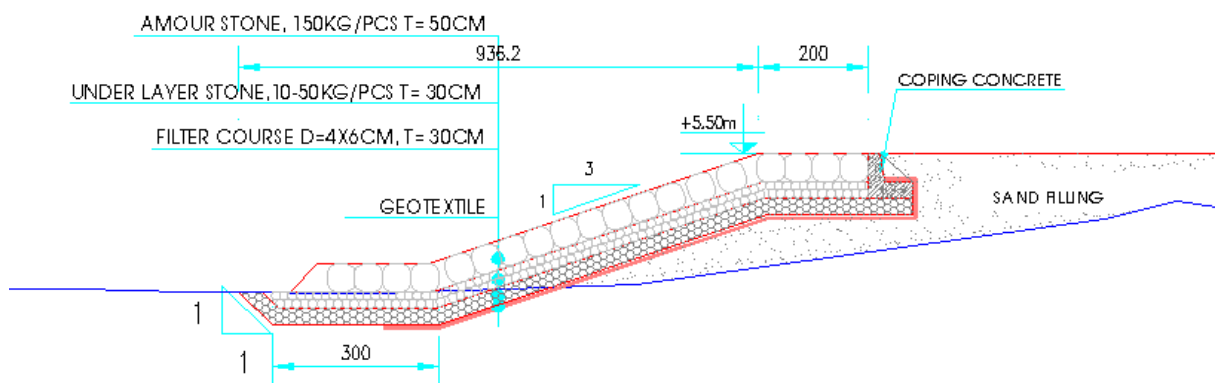
Tổng chiều dài kè thượng lưu là 966,5m được minh họa trong Hình 10.3.1.



Hình 10.3.1 Vị trí của Kè thượng lưu tại khu hành chính

10.3.2 Mặt cắt điển hình

Mặt cắt điển hình của kè thượng lưu được minh họa trong Hình 10.3.2.



Hình 10.3.2 Mặt cắt điển hình kè thượng lưu tại khu hành chính

10.3.3 Điều kiện thiết kế

Các điều kiện thiết kế áp dụng cho kè được tổng hợp như sau:

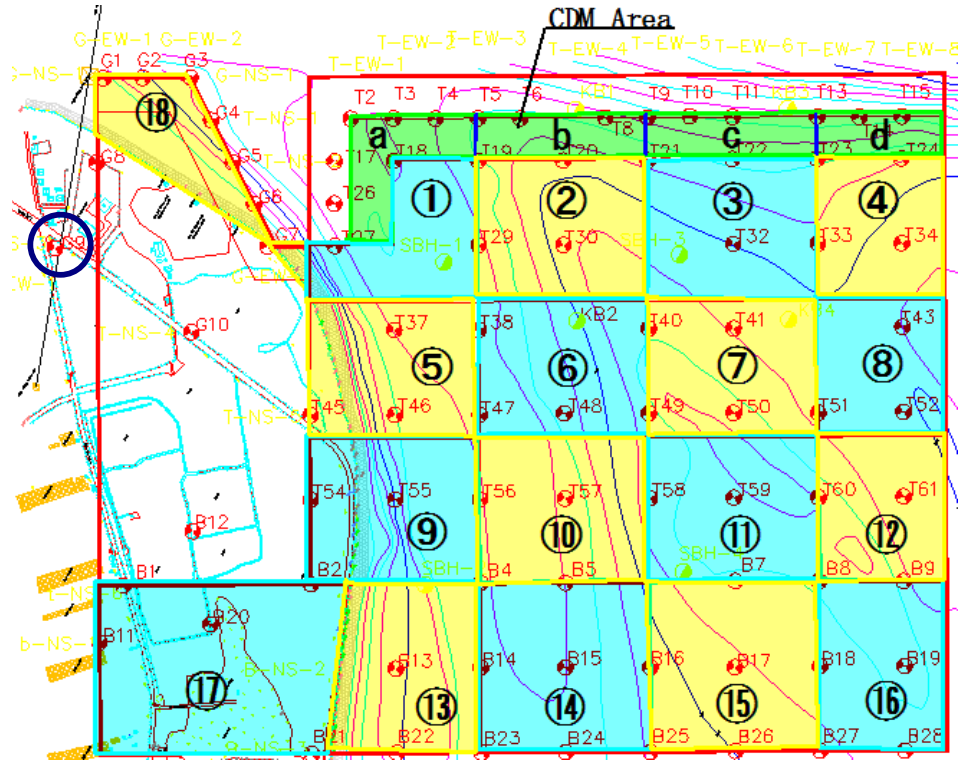
- Vị trí : Phía Bắc và phía Tây khu hành chính (trên đất liền)
- Cao trình mặt đất tự nhiên : từ +2,7m đến +4,1m (Hệ hải đồ)
- Biện pháp xử lý nền đất yếu : không xử lý nền đất yếu

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

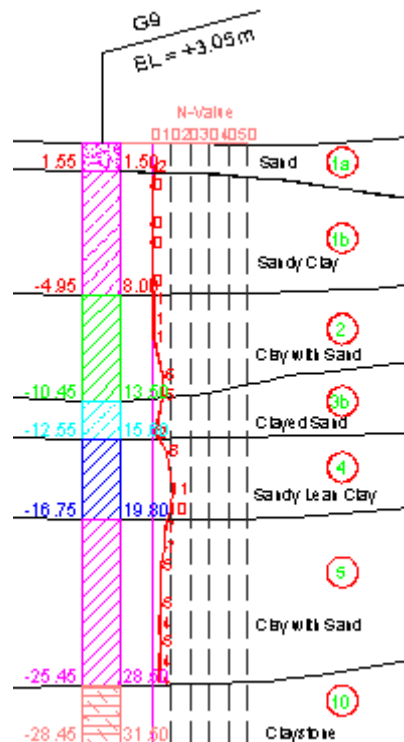
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 10 -

- Tải trọng khai thác : 10kN/m²
- Cát tón tạo : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$; $\phi = 30^\circ$
- Điều kiện địa chất : xem kết quả lỗ khoan thăm dò số G9

Vị trí lỗ khoan G9 minh họa trong Hình 10.3.3, và địa tầng lỗ khoan G9 được nêu trong Hình 10.3.4. Các tính chất cơ lý của các lớp đất được nêu trong Bảng 10.3.1.



Hình 10.3.3 Vị trí các lỗ khoan để tính toán Kè



Hình 10.3.4 Mẫu lớp đất của lỗ khoan G9

Bảng 10.3.1 Tính chất cơ lý của các lớp đất để thiết kế kè

Layer No.	Typical Soil Type	SPT-N	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Cu (kN/m ²)	ϕ (°)	Cc	Cr	Ca (%)	Pc (kN/m ²)	e0	Cv (OC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	Cv (NC) x 10 ⁻³ (cm ² /s)	Cu/P for NC
1a	SP	4	18.0	8.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
1b	CL	5	18.0	8.0	15	0.0	0.30	0.07	0.4	80	1.05	1.20	1.20	0.30
2	CH	1	17.0	7.0	15	0.0	0.60	0.12	0.7	80	1.45	1.00	0.60	0.30
3a	SP	4	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
3b	CL	5	19.0	9.0	25	0.0	0.25	0.05	0.4	$\Sigma\gamma'z+50$	0.80	1.20	1.20	0.30
3c	SP	6	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
4	CH, CL	10	19.0	9.0	50	0.0	0.35	0.04	0.6	$\Sigma\gamma'z+100$	0.85	1.20	0.80	0.30
5	CH	6	17.5	7.5	40	0.0	0.60	0.08	0.8	$\Sigma\gamma'z+75$	1.20	2.20	0.80	0.30
Fill,Emb.	S	-	18.0	10.0	0	30.0	-	-	-	-	-	-	-	-

*NC: Normal consolidated State OC: Over consolidated State

10.3.4 Tính toán độ ổn định mái dốc

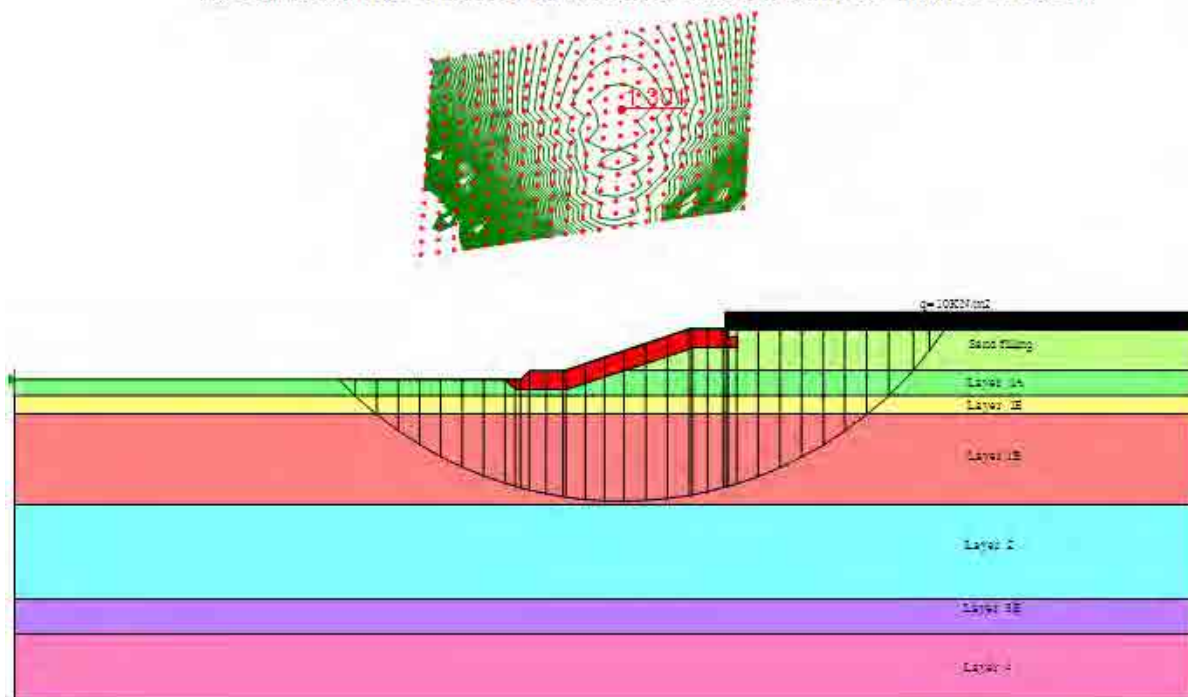
Tính ổn định mái dốc kè được tính toán như sau:

- Hệ số an toàn ổn định mái dốc kè được căn cứ vào OCDI-2002 :

$$Fsa \geq 1,3$$

- Phân tích độ ổn định mái dốc (Biện pháp tính mặt trượt cung tròn): sử dụng phần mềm: SLOPE/W) bằng Phương pháp Bishop. Kết quả thể hiện trong hình dưới đây:

SLOPE STABILITY OF INNER REVETMENT AT PUBLIC AREA – BISHOP METHOD



Hệ số ổn định tính toán được là 1,301 thỏa mãn hệ số an toàn chống trượt cung tròn.

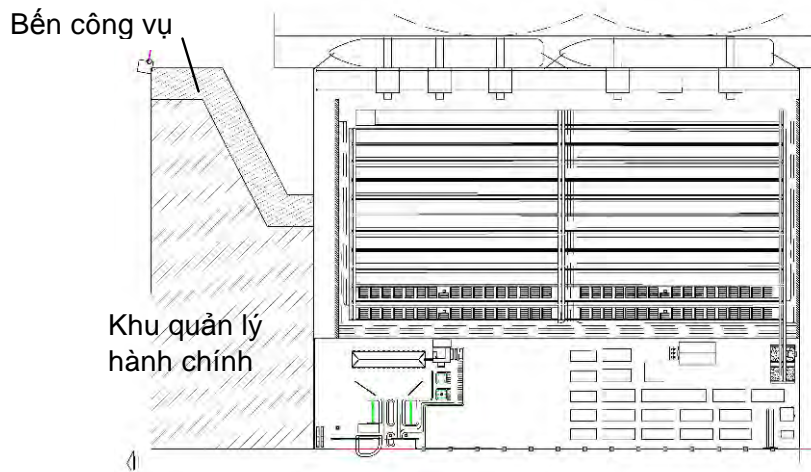
11. CÁC CÔNG TRÌNH HẠ TẦNG KỸ THUẬT

11.1 Khái quát

Hình 11.1.1 minh họa khu quản lý hành chính và khu bến công-ten-nơ của Bến 1 và 2 do Liên doanh giữa VINALINES và 3 công ty Nhật Bản sẽ xây dựng.

Theo Biên bản Thảo luận với JICA tháng 6 năm 2010, “các bên đã thống nhất rằng ngoại trừ hạng mục bến công vụ, thì các hạng mục tôn tạo và xử lý nền đất yếu, các công trình kiến trúc và hạ tầng kỹ thuật tại khu quản lý hành chính sẽ không thuộc phạm vi Dự án sử dụng vốn vay ODA, vì các cơ quan sau này sử dụng các công trình đó trong khu hành chính sẽ là người chịu trách nhiệm xây dựng”.

Như vậy, có thể hiểu rằng việc thiết kế hệ thống cấp điện và cấp nước cho bến công vụ có thể cần thiết và có thể đưa vào phạm vi Nghiên cứu Thiết kế chi tiết của JICA.



Hình 11.1.1 Khu quản lý hành chính và khu bến công-ten-nơ

11.2 Cấp điện

11.2.1 Tiêu chuẩn thiết kế

Việc thiết kế, sản xuất, thử nghiệm và lắp đặt các thiết bị điện được tiến hành theo các bộ tiêu chuẩn, quy chuẩn và quy định sau:

- Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN)
- Ủy ban Kỹ thuật điện quốc tế (IEC)
- Tiêu chuẩn Công nghiệp Nhật Bản (JIS)
- Tiêu chuẩn của Ủy ban Kỹ thuật điện Nhật Bản (JEC)
- Tiêu chuẩn của Hiệp hội các Nhà sản xuất điện của Nhật Bản (JEM)

Ngoài ra, các quy chuẩn và quy định sau cũng cần được áp dụng trong thiết kế chi tiết cấp điện:

- Luật Điện lực (Số 28/2004/QH11)
- Quyết định của Bộ Giao thông Vận tải (Số 1386/QĐ-BGTVT): Xem Bảng 11.2.1

Bảng 11.2.1 Các quy chuẩn và quy định áp dụng trong thiết kế cấp điện

II.4	Thiết kế Cấp điện – Chống sét	Quy chuẩn số
1	Chiếu sáng nhân tạo bên ngoài các công trình công cộng và kỹ thuật hạ tầng đô thị - Tiêu chuẩn thiết kế	TCXDVN 333:2005
2	Chiếu sáng nhân tạo trong công trình dân dụng	TCXD 16:1986
3	Chiếu sáng tự nhiên trong công trình dân dụng	TCXD 29:1991
4	Đặt thiết bị trong nhà ở và công trình công cộng – Tiêu chuẩn thiết kế	TCXD 27:1991
5	Chống sét cho các công trình xây dựng dân dụng. Tiêu chuẩn thiết kế - thi công	TCXD 46:1984
6	Trạm biến áp trọn bộ công suất đến 1000KVA, điện áp đến 20KV	TCVN 3715:1982
7	Quy phạm trang bị điện - Phần III- Trang bị phân phối và trạm biến áp	11 TCN 20:2006
8	Quy phạm trang bị điện - Phần IV - Bảo vệ và tự động	11 TCN 21:2006

11.2.2 Điều kiện thiết kế

1) Điều kiện môi trường

Dự án nằm trong vùng khí hậu nhiệt đới nóng ẩm. Ngoài ra, môi trường xung quanh của địa điểm xây dựng dự án có độ nhiễm mặn cao.

Tất cả các thiết bị điện, cáp điện, phụ tùng và phụ kiện trong hệ thống cấp điện phải có chất lượng thích ứng với môi trường xung quanh như:

- (1) Độ cao so với mực nước biển (xấp xỉ): 2,0 m
- (2) Nhiệt độ không khí
 - Tối đa: 45 °C
 - Tối thiểu: 5 °C
- (3) Độ ẩm tương đối
 - Tối đa: 100%
- (4) Khí hậu
 - : Nhiệt đới
- (5) Sức gió
 - : Mạnh nhất 30m/s
- (6) Địa chấn
 - : Áp dụng hệ số địa chấn thiết kế là 0,03 do không có trận động đất nào được ghi nhận từ trước đến nay tại khu vực dự án.
- (7) Độ nhiễm mặn
 - : Trừ phi có quy định khác tại theo hợp đồng, độ nhiễm mặn thiết kế của sứ cách điện và sứ xuyên là 5,0mg/cm².

2) Tiêu chuẩn thiết kế

a) Khả năng cung cấp điện của công ty điện lực:

Theo thông tin từ Điện lực Cát Hải vào tháng 4 năm 2011 thì Khả năng cung cấp điện của Điện lực Cát Hải là nguồn điện 10MVA, 1 mạch. Tuy nhiên, như vậy thì chưa đáp ứng được nhu cầu sử dụng điện của dự án. Sau đó, tháng 10 năm 2011, đoàn Nghiên cứu tìm hiểu được rằng đó là nguồn điện 20MVA, 1 mạch.

Do đó, các thông số kỹ thuật về nguồn cấp điện yêu cầu cho dự án như sau:

- Nguồn điện có thể sử dụng : 20 MVA
- Điện áp định danh (của biến thế nguồn) : 110 kV/35-10 kV
- Số pha và dây : 3 pha/ 3 dây
- Dòng điện định danh : 50 Hz
- Công suất ngắt mạch : 31,5 kA

- Số mạch : 1 mạch

b) Nhu cầu sử dụng điện

Nhu cầu sử dụng điện do đơn vị khai thác bến công-ten-nơ cho biết là xấp xỉ 30MVA.

Ngoài ra, hiện chưa có thông tin về nhu cầu sử dụng điện của khu quản lý hành chính.

Do đó, công suất điện định mức giả thiết được tính toán từ diện tích khu bến công-ten-nơ và các thiết bị tải điện và nhu cầu sử dụng điện, và được trình bày trong Bảng 11.2.2

Bảng 11.2.2 Công suất điện định mức và Nhu cầu sử dụng điện

Số	Khu vực	Công suất định mức [kVA]	Nhu cầu sử dụng điện [kVA]
1	Khu quản lý hành chính	760	370
2	Khu bến công-ten-nơ	22.100	19.580
	Tổng	22.860	19.950

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu TKCT JICA

11.3 Cấp nước

11.3.1 Tiêu chuẩn thiết kế

Hệ thống cấp nước cần được quy hoạch và thiết kế theo các quy định của Việt Nam sau đây:

- 1) TCXD 33-1985 (Bộ Xây dựng) Cấp nước – Mạng lưới bên ngoài công trình
- 2) TCVN 6986-2001 (Bộ Tài nguyên và Môi trường) Tiêu chuẩn nước thải công nghiệp thải vào vực nước biển ven bờ dùng cho mục đích bảo vệ thủy sinh

11.3.2 Điều kiện thiết kế

Đoàn Nghiên cứu TKCT JICA (Đoàn Nghiên cứu) đã yêu cầu cả đơn vị khai thác bến công-ten-nơ và Ban QLDA Hàng hải II cung cấp thông tin về mặt bằng và nhu cầu sử dụng nước nhưng đến nay vẫn chưa nhận được thông tin phản hồi. Hệ thống cấp nước tại khu quản lý hành chính cũng chưa được thiết kế. Nhu cầu sử dụng nước của bến công vụ là một phần của hệ thống cấp nước tổng thể cho toàn khu quản lý hành chính cảng, bao gồm cả đài nước và trạm bơm.

Hiện nay phía Việt Nam chưa có thiết kế chi tiết về hệ thống cấp nước tại khu quản lý hành chính. Hệ thống cấp nước cho bến công vụ là một phần của hệ thống cấp nước tổng thể cho khu quản lý hành chính, trong đó có bao gồm đài nước và trạm bơm.

Trong nghiên cứu này, điều kiện thiết kế cấp nước được xác định dựa trên các thông tin phản hồi về khả năng cấp nước và các báo cáo trước đây của dự án. Sau khi Chính phủ Việt Nam thực hiện và hoàn thành thiết kế khu quản lý hành chính, nhà tư vấn về đấu thầu và giám sát thi công sẽ cần rà soát thiết kế cấp nước căn cứ vào hệ thống cấp nước tổng thể cho toàn khu quản lý hành chính trong đó có bến công vụ.

11.4 Các công trình hạ tầng kỹ thuật khác

Các công trình hạ tầng kỹ thuật trong khu quản lý hành chính, ngoại trừ các công trình đề cập ở phần trên, đó là các công trình xử lý nước thải, phòng cháy chữa cháy, điện thoại, internet và v.v., sẽ do Chính phủ Việt Nam thực hiện.

Theo quy định, tất cả các công trình hạ tầng kỹ thuật bên trong hàng rào khu bến công-ten-nơ sẽ do đơn vị khai thác bến thực hiện, và Chính phủ Việt Nam chịu trách nhiệm cung cấp nguồn tới hàng rào công trình.

11.5 Các công trình hạ tầng kỹ thuật hiện có

11.5.1 Trạm biến áp ở đảo Cát Hải

Trạm biến áp mới tại đảo Cát Hải (như ảnh chụp số 2) sẽ được đưa vào sử dụng để cấp điện cho khu quản lý hành chính và khu bến công-ten-nơ. Tuy nhiên, công suất định mức của trạm biến áp này là 25MVA. Nhu cầu sử dụng điện hiện nay là 3MVA, và trạm biến áp còn khả năng cấp điện với công suất 20MVA trong tương lai.

Ngoài ra, điện áp của máy biến áp chính 35/10kV nên không phù hợp với nhu cầu về nguồn điện 22kV của các đơn vị khai thác cảng.

Việc thay thế hoặc điều chỉnh máy biến áp cần được thảo luận chi tiết với công ty điện lực và đơn vị khai thác cảng.

Trạm biến áp tại đảo Cát Hải được tóm tắt như sau:

Bảng 11.5.1 Trạm biến áp 110kV tại đảo Cát Hải

STT	Mục	Mô tả
1.	Tên Công ty Điện lực	Công ty TNHH MTV Điện lực Hải Phòng - Điện lực Cát Hải
2.	Tên trạm biến áp	Trạm 110kV Cát Hải
3.	Loại trạm biến áp	Trạm biến áp ngoài trời kiểu truyền thống
4.	Phương thức truyền tải điện	Đường dây đơn 110kV đi trên cao (từ trạm biến thế 110kV tại Hải Phòng)
5.	Công suất định mức	25MVA (công suất định mức của máy biến thế: 110/35/10kV, một máy)
6.	Khả năng cấp điện	20MVA

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA



Ảnh 1 Trạm biến áp cũ ở đảo Cát Hải



Ảnh 2 Trạm biến áp mới ở đảo Cát Hải

11.5.2 Thiết bị công trình hạ tầng kỹ thuật ở bến công-ten-nơ Chùa Vẽ

Dưới đây là 2 bức ảnh chụp công trình hạ tầng kỹ thuật ở bến công-ten-nơ Chùa Vẽ để tham khảo trong lập quy hoạch về công trình hạ tầng kỹ thuật tại bến công vụ, mặc dù trụ nước cứu hỏa không thuộc phạm vi Nghiên cứu Thiết kế Chi tiết của JICA.



Ảnh 3 Hộp đầu nổi (Cấp nước)



Ảnh 4 Trụ nước cứu hỏa

11.6 Nhu cầu sử dụng hạ tầng kỹ thuật tại khu bến công-ten-nơ

11.6.1 Cấp điện

Các đơn vị khai thác cảng cho biết nhu cầu sử dụng điện tại khu bến công-ten-nơ dự kiến tối đa là 30MVA nên nguồn cấp điện cho cảng phải có công suất thấp nhất là 30MVA.

Nguồn cấp điện hiện vẫn đang được xem xét, trong đó có tính đến các thiết bị xếp dỡ hàng hóa sẽ hoạt động tại khu bến công-ten-nơ. Đặc biệt là cần tham khảo ý kiến của công ty điện lực và đơn vị khai thác cảng trong tương lai.

11.6.2 Cấp nước

Đơn vị khai thác cảng cũng cho biết nhu cầu sử dụng nước như trình bày trong bảng sau. Bảng này cũng đưa ra 2 kết quả tính toán nhu cầu sử dụng nước. Các số liệu sau có thể sử dụng để so sánh nhu cầu sử dụng nước tại khu bến công-ten-nơ.

Bảng 11.6.1 Nhu cầu sử dụng nước (Đơn vị: m³/ngày)

	Khu bến công-ten-nơ (Bến số 1&2)	Khu bến công-ten-nơ Cái Mép	Cảng Cửa ngõ Quốc tế Hải Phòng
Khu bến công-ten-nơ	310,0	108,3	160,0
Tàu	180,0	180,0	300,0
Khu quản lý hành chính	-	30,9	180,0
			(100,0 cho tàu lai)
Tổng	490,0	319,2	640,0

Ghi chú 1: Các số liệu của “Khu bến công-ten-nơ (Bến số 1&2)” được lấy từ thông tin từ đơn vị khai thác bến công-ten-nơ Nhật Bản trong lai.

Ghi chú 2: Các số liệu của “Khu bến công-ten-nơ Cái Mép” được lấy từ Báo cáo Nghiên cứu TKCT Cảng Cái Mép – Thị Vải.

Ghi chú 3: Các số liệu của “Cảng Cửa ngõ Quốc tế Hải Phòng” được lấy từ Báo cáo điều chỉnh Dự án Đầu tư.

11.7 Nhu cầu sử dụng hạ tầng kỹ thuật của khu quản lý hành chính

Biên bản Thảo luận giữa Chính phủ Việt Nam và JICA tháng 6, 2010 đã đề cập rằng:

“Hai bên nhất trí rằng các hạng mục được JICA hỗ trợ đối với khu quản lý hành chính sẽ chỉ là các hạng mục cấp thiết nhất. Và hai bên cũng nhất trí rằng, ngoại trừ công trình bến công vụ thì các hạng mục như xử lý nền đất yếu, công trình kiến trúc và các công trình hạ tầng kỹ thuật trong khu quản lý hành chính sẽ không thuộc phạm vi sử dụng nguồn vốn vay ODA, vì các cơ quan/tổ chức sau này sử dụng công trình đó sẽ chịu trách nhiệm xây dựng. Đối với bến công vụ, toàn bộ các công tác cần thiết của bến công vụ sẽ thuộc phạm vi sử dụng vốn vay ODA”.

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 11 -

Do đó, Dự án sử dụng nguồn vốn vay ODA JICA và phạm vi của Nghiên cứu TKCT JICA bao gồm hạng mục tôn tạo bãi, xây kè và bến công vụ cho Khu quản lý hành chính, và do đó, các công tác xử lý nền đất yếu (ngoài trừ xử lý nền đất yếu cho bến công vụ, nếu cần thiết), thì công trình kiến trúc và các công trình hạ tầng kỹ thuật trong khu quản lý hành chính sẽ không bao gồm trong phạm vi của Nghiên cứu TKCT JICA (mà sẽ do phía Việt Nam lập quy hoạch, thiết kế và thi công xây dựng)

Trong thời gian thực hiện Nghiên cứu, Đoàn Nghiên cứu đã có thư yêu cầu Ban QLDA Hàng hải II cung cấp thông tin về kế hoạch phát triển của khu quản lý hành chính, và sau đây là các thông tin phản hồi nhận được từ Ban QLDA HH 2:

- (1) Hiện nay không có khu vực/công trình nhạy cảm trong khu vực xây dựng khu quản lý hành chính.
- (2) Cao trình nền tôn tạo (cao trình tôn tạo hoàn thiện) của khu quản lý hành chính trong phạm vi Dự án là **+4.5m**, theo Quyết định của Bộ GTVT số 476/QĐ-BGTVT ngày 15 tháng 3, 2011.
- (3) Về Bến công vụ: tuân thủ Quyết định của Bộ GTVT số 476/QĐ-BGTVT.
- (4) Ranh giới hệ thống hạ tầng kỹ thuật thuộc Hợp phần A của Dự án: được thể hiện tại các bản vẽ 00NX-KT.01, 00NX-CD.01 & 02, 00NX-NS.01, 00NX-NCH.01 và 00NX-TN.01 (mục E: Công trình kiến trúc và mạng kỹ thuật) thuộc thiết kế cơ sở Dự án (điều chỉnh).

Về công trình hạ tầng kỹ thuật cấp điện và nước cho Khu quản lý hành chính, Đoàn Nghiên cứu xét thấy:

Hệ thống Cấp nước

- (1) Hạ tầng đường ống cấp nước cho bến công vụ phải nằm trong hệ thống cấp nước tổng thể cho toàn bộ khu quản lý hành chính.
- (2) Đường ống đầu nối từ đường ống chính nằm tại đường sau cảng và ống đầu nối đường ống đó tới đường ống cấp nước ngầm sẽ không thuộc phạm vi sử dụng nguồn vốn vay ODA JICA do trong phạm vi dự án nền của khu quản lý hành chính sẽ được tôn tạo tới cao trình CD+4,5m.
- (3) Đường ống cấp nước ngầm và hòng nước cho các tàu sử dụng tại thêm bến công vụ sẽ được thiết kế bởi đoàn Nghiên cứu JICA và thuộc phạm vi sử dụng nguồn vốn vay ODA JICA.

Hệ thống cấp điện

- (1) Hạ tầng cấp điện cho bến công vụ phải nằm trong hệ thống cấp điện tổng thể cho toàn bộ khu quản lý hành chính.
- (2) Hồ đấu cáp ngầm từ cáp điện chính nằm tại đường sau cảng và cáp điện nối từ hồ đấu cáp ngầm trên tới bến công vụ sẽ không bao gồm trong phạm vi sử dụng nguồn vốn vay ODA JICA, do trong phạm vi dự án, nền của khu quản lý hành chính sẽ được tôn tạo tới cao trình CD+4,5m.
- (3) Hệ thống điện chiếu sáng ngoài trời (cột điện và dây cáp) phía sau khu bến công vụ không thuộc phạm vi sử dụng nguồn vốn vay ODA JICA, do trong phạm vi dự án, nền của khu quản lý hành chính sẽ được tôn tạo tới cao trình CD+4,5m.

11.7.1 Cấp điện

Nghiên cứu này có xem xét hệ thống cấp điện tại khu quản lý hành chính có liên quan đến nhu cầu sử dụng điện chiếu sáng cho bến công vụ. Sau đây là kết quả nghiên cứu:

- Trạm biến áp và nguồn điện yêu cầu cho khu quản lý hành chính
- Các công trình chiếu sáng cho bến công vụ

NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 11 -

- Chiếu sáng cho đường giao thông
- Đường dây cấp điện cho công trình cấp nước

Số liệu thiết kế được sử dụng để tham khảo trong quá trình xem xét lại mặt bằng của SAPROF. Hệ thống cấp điện của khu quản lý hành chính và đầu nối tới cấp điện chính được coi là do phía Việt Nam thiết kế và thực hiện. Điện chiếu sáng trên thêm bên công vụ cũng sẽ do Chủ đầu tư thiết kế chi tiết và thực hiện.

1) Nhu cầu sử dụng điện và Trạm biến áp

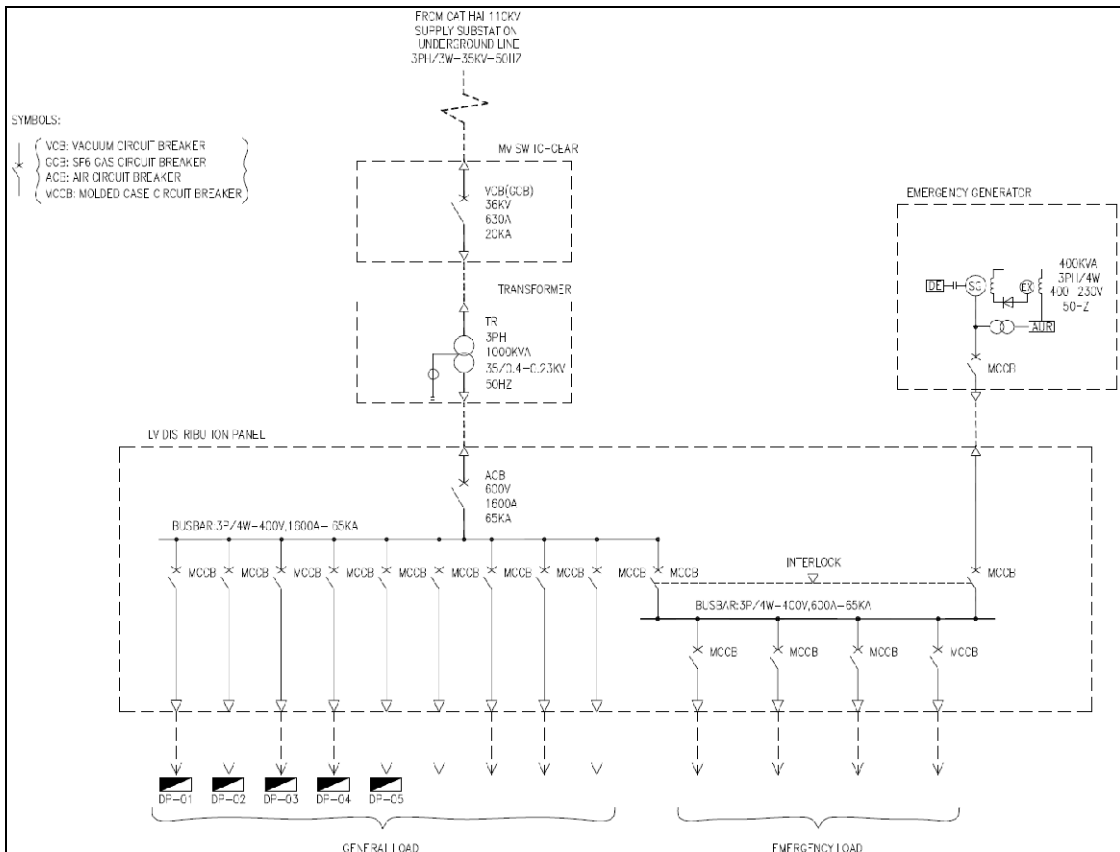
Đoàn Nghiên cứu tính toán công suất định mức và nhu cầu sử dụng điện tại khu quản lý hành chính, bên công vụ và đường sau cảng và kết quả được trình bày sau đây:

Bảng 11.7.1 Công suất định mức và nhu cầu sử dụng điện

Hạng mục	Công suất [kVA]	Nhu cầu sử dụng điện [kVA]
Chiếu sáng trong nhà	703,1	348,8
Chiếu sáng ngoài trời	41,0	12,3
Đèn đường công cộng	19,4	3,0
Hạng mục khác *	76,5	35,9
Tổng	840,0	400,0

* Có bao gồm phần phụ tải sẽ tăng lên sau khi cảng đi vào hoạt động (khoảng 10% tổng công suất)

Công suất định mức yêu cầu được đoàn Nghiên cứu tính toán là = 800kVA, nhu cầu sử dụng điện là = 400kVA. Nguồn điện từ trạm biến áp Cát Hải được trình bày tại Hình 11.7.1 (Sơ đồ nguồn điện 1 dây cho khu quản lý hành chính) để xuất một hệ thống nằm ngoài phạm vi sử dụng nguồn vốn vay ODA JICA.



Hình 11.7.1 Sơ đồ nguồn điện 1 dây cho khu quản lý hành chính

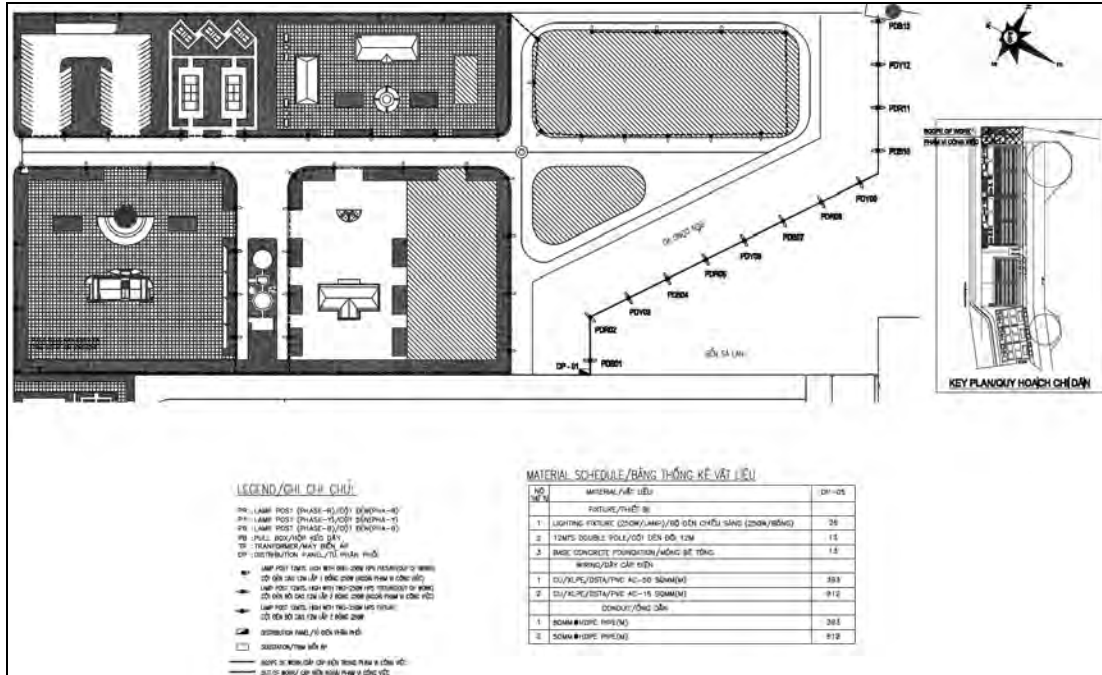
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 11 -

Theo kết quả tính toán trên, kiến nghị lắp đặt trạm biến áp riêng cho khu quản lý hành chính với công suất máy biến thế là 1000kVA.

2) Công trình chiếu sáng cho bến công vụ

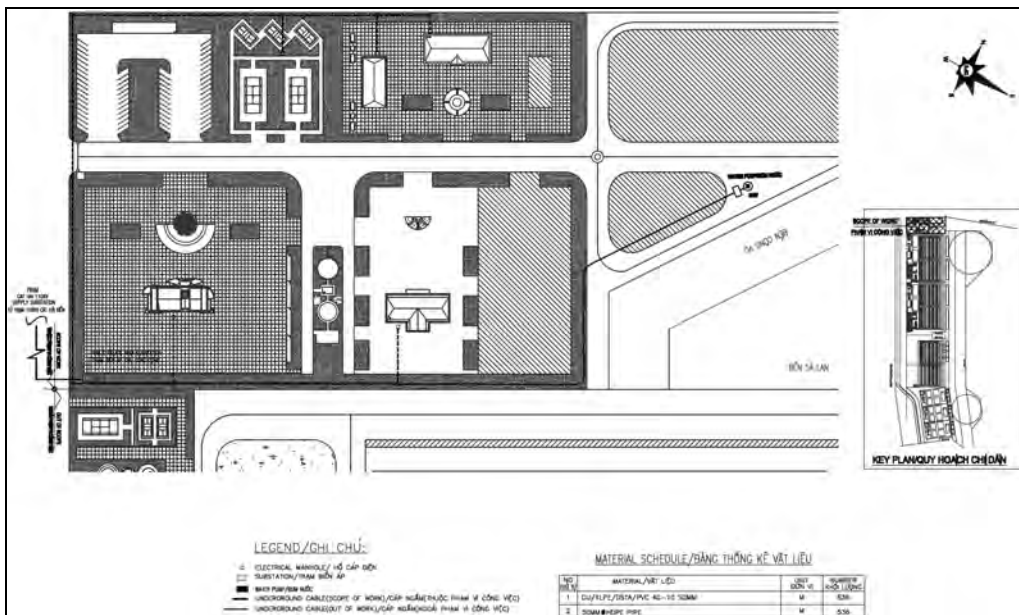
Bến công vụ sẽ được chiếu sáng bằng điện để thuận lợi cho việc lên tàu vào ban đêm. Bố trí thiết bị và đường dây được minh họa tại Hình 11.7.2.



Hình 11.7.2 Thiết bị và đường dây điện chiếu sáng cho bến công vụ

3) Đường dây cấp điện cho công trình cấp nước

Mô-tơ điện được bố trí ngay gần máy bơm nước của bến công vụ, điện được cấp từ đường dây hạ thế từ trạm biến thế của khu quản lý hành chính. Bố trí cấp điện được minh họa tại Hình 11.7.3.



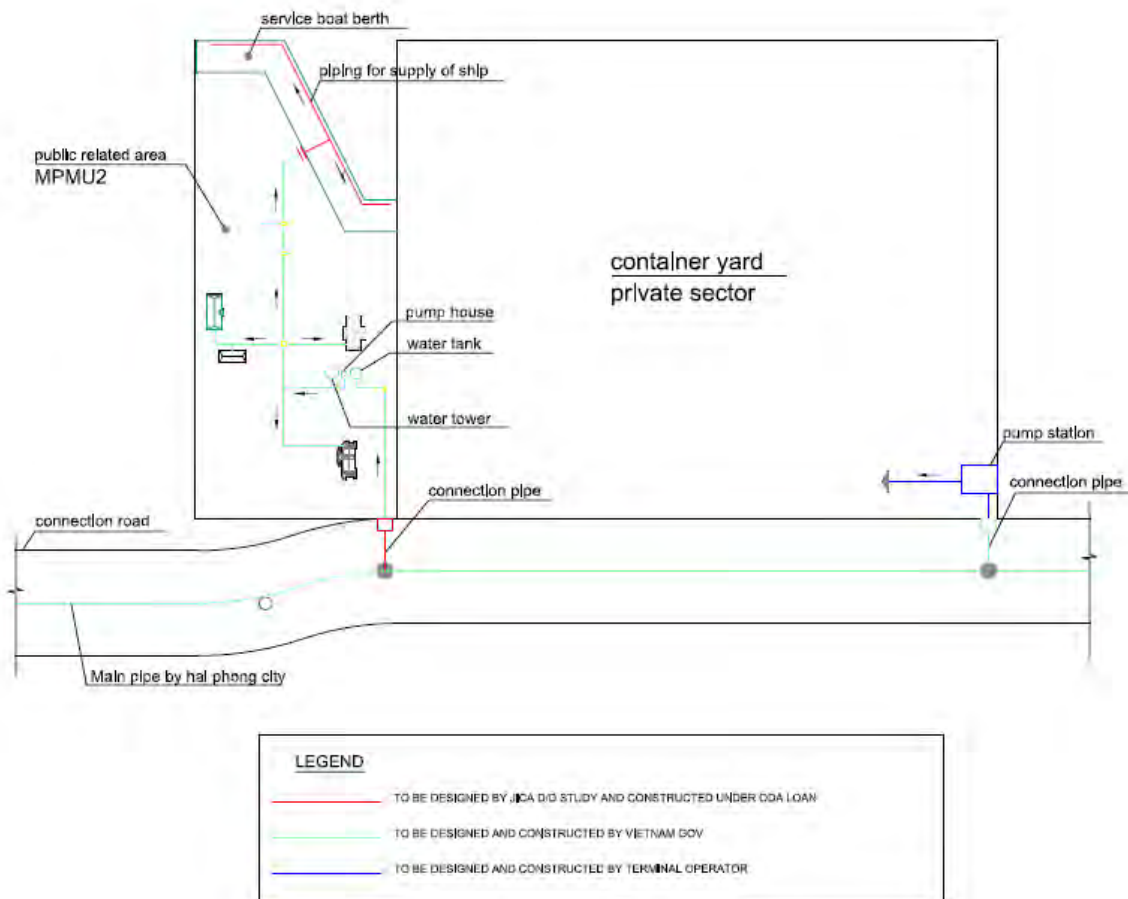
Hình 11.7.3 Đường dây cấp điện cho các công trình cấp nước

11.7.2 Cấp nước

Nhu cầu sử dụng nước của bến công vụ là một phần của hệ thống cấp nước cho toàn khu quản lý hành chính, trong đó có trạm bơm và đài nước – là những thiết bị nhất thiết phải có, kể cả khi chỉ cấp nước cho riêng bến công vụ.

Do đó, đường ống cấp nước cần có quy hoạch và thiết kế phù hợp với hệ thống cấp nước tổng thể cho toàn khu quản lý hành chính – do các cơ quan sử dụng hạ tầng kỹ thuật chịu trách nhiệm lập quy hoạch, thiết kế và xây dựng. Đường ống nhánh đi ngầm nối từ đường ống chính nằm ở đường sau cảng cho tới điểm đầu nối tại chân hàng rào khu quản lý hành chính sẽ do đoàn Nghiên cứu thiết kế và được thực hiện bằng nguồn vốn vay ODA.

Hình 11.7.4 thể hiện ý tưởng sơ đồ cấp nước tại cảng Cửa ngõ Quốc tế Hải Phòng. Những phần màu đỏ là những phần sẽ do đoàn Nghiên cứu thiết kế và được thực hiện bằng nguồn vốn vay ODA.



Hình 11.7.4 Ý tưởng sơ đồ cấp nước

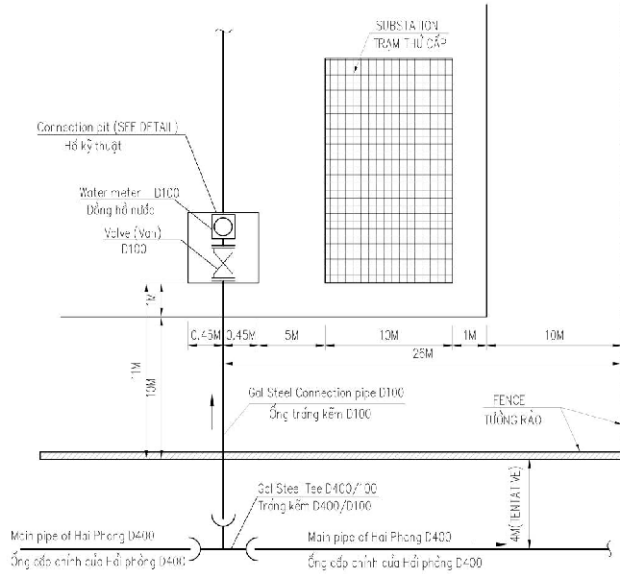
1) Mặt bằng đường ống nhánh đi tới hố đầu nối trong khu quản lý hành chính

Việc đấu nối giữa đường ống chính và đường ống nhánh dự kiến sẽ do phía Việt Nam thiết kế chi tiết và thực hiện.

a) Khái quát

Hình 11.7.5 minh họa mặt bằng của đường ống nhánh đi tới hố đầu nối tại khu quản lý hành chính. Chiều dài đường ống nhánh tính từ đường ống chính tới hố đầu nối tại khu quản lý hành

chính là khoảng 15m, nếu đường ống chính được bố trí cách hàng rào 4m.



Hình 11.7.5 Mặt bằng ống nhánh đi tới hố đấu nối tại khu quản lý hành chính

Hai đường ống D400 sẽ được đặt dọc tuyến đường ô tô từ thành phố Hải Phòng đi tới cảng.

b) Kích cỡ của đường ống nhánh dẫn tới hố đấu nối tại khu quản lý hành chính

Đoàn Nghiên cứu đã gửi công văn yêu cầu Ban QLDA HH 2 cung cấp thông tin về nhu cầu cấp điện và nước, tuy nhiên hiện vẫn chưa có công văn trả lời.

Trong báo cáo này, kích cỡ của đường ống nhánh nối giữa đường ống chính và hố đấu nối được đề xuất dựa trên nghiên cứu liên quan và dự án tương tự tại Việt Nam. Nhu cầu cấp nước tại khu quản lý hành chính được tổng hợp tại Bảng 11.7.2. Nhu cầu cấp nước cho các tàu công vụ được ước tính là 5 trụ cấp nước, mỗi trụ 20m³ ngày.

Bảng 11.7.2 Nhu cầu cấp nước tại Khu quản lý hành chính (Đơn vị: (m³/ngày))

	Tính toán của Đoàn nghiên cứu JICA (chờ công văn trả lời của BQLDA HH 2)	Cảng công-ten-nơ Cái Mép	Cảng cửa ngõ quốc tế Hải Phòng
Khu quản lý hành chính		30,9	80,0
Tàu công vụ	80,0	-	100,0
Tổng số	80,0	30,9	180,0

Ghi chú1: “Cảng công-ten-nơ Cái Mép” tham khảo từ Báo cáo TKCT cho cảng Cái Mép-Thị Vải.

Ghi chú2: “Cảng cửa ngõ quốc tế Hải Phòng” tham khảo từ Báo cáo điều chỉnh dự án.

Từ tính toán trên, cỡ ống sử dụng cần phù hợp với nhu cầu cấp nước từ 160,0 ~ 180,0 m³/ngày. Do vậy, ống D100 được lựa chọn làm ống nhánh nối đường ống chính với khu quản lý hành chính.

c) Vật liệu của ống nhánh từ đường ống chính tới hố đấu nối tại khu quản lý hành chính

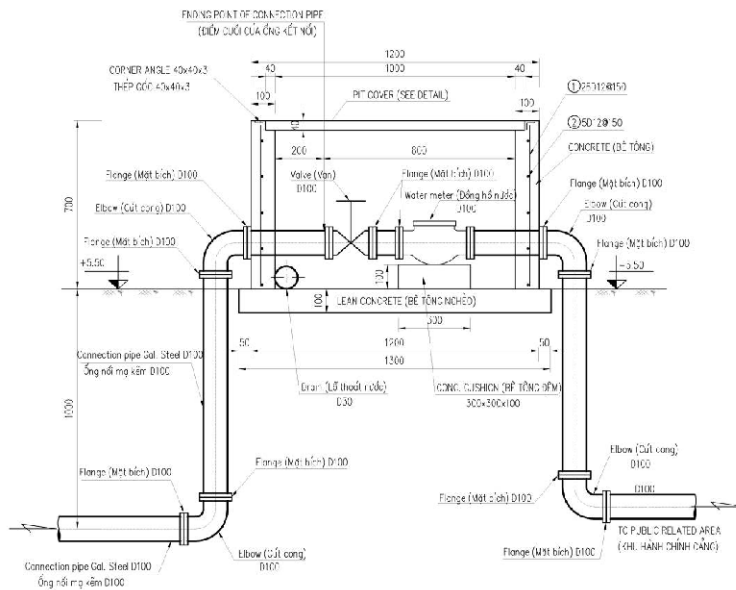
Ống thép mạ kẽm sẽ được sử dụng làm ống nhánh dẫn tới khu quản lý hành chính, trong đó có cả bến công vụ, vì đây là loại ống được sử dụng phổ biến ở Việt Nam và có đủ các kích cỡ.

d) Hồ đầu nối tại khu quản lý hành chính

Hồ đầu nối giữa đường ống chính và hệ thống cấp nước ở khu quản lý hành chính, có bao gồm bên công vụ được quy hoạch và thiết kế với chức năng kiểm tra khối lượng nước cung cấp cho khu quản lý hành chính và có thể tạm khoá đường ống để thuận tiện cho công tác bảo trì bảo dưỡng.

2) Thiết kế hồ đầu nối tại khu quản lý hành chính

Hồ đầu nối giữa đường ống chính và đường ống nhánh cấp nước cho khu hành chính được thiết kế theo kết cấu và bằng phụ tùng thông dụng ở Việt Nam. Hình 11.7.6 là sơ đồ hồ đầu nối giữa đường ống chính và đường ống cấp nước tại khu quản lý hành chính.



Hình 11.7.6 Sơ đồ ống đầu nối giữa đường ống chính và đường ống cấp nước tại Khu quản lý hành chính

3) Mặt bằng mạng cấp nước cho Bến công vụ

Mạng cấp nước khu quản lý hành chính được quy hoạch tại Báo cáo dự án điều chỉnh do TEDI Port lập. Tuy nhiên, vị trí chính xác của điểm đầu nối tới bến công vụ lại chưa được quyết định. Ngoài ra, tuyến mép bến công vụ lại được thiết kế lui lại để tránh phạm vào công trình cột điện cao thế bằng thép. Do đó, đoàn Nghiên cứu JICA đề xuất vị trí đầu nối cấp nước cho bến công vụ như trình bày trong Hình 11.7.7.

