

PHẦN – III

THIẾT KẾ CHI TIẾT

Gói thầu số 8: Nạo vét luồng tàu và đổ đất nạo vét Phần A

Gói thầu số 9: Nạo vét luồng tàu và đổ đất nạo vét Phần B

15. NẠO VẾT LUỒNG TÀU

15.1 Điều kiện và tiêu chí thiết kế

Tiêu chí thiết kế và các tài liệu đề cập trong chương này được liệt kê dưới đây:

- (1) Tiêu chuẩn kỹ thuật và các chú giải cho công trình cảng biển tại Nhật Bản
- (2) Tiêu chuẩn về lập dự toán xây dựng công trình cảng tại Nhật Bản (2010)
- (3) Biểu giá máy xây dựng tại Nhật Bản 2009
- (4) Định mức chi phí của thiết bị nạo vét 2005, R.N. Bray
- (5) Công trình biển, Tiêu chuẩn Anh BS6349-5
- (6) Luồng dẫn, Hướng dẫn thiết kế PIANC
- (7) Tiêu chuẩn và Hướng dẫn lập dự toán của Việt Nam

15.2 Quy hoạch luồng tàu

15.2.1 Mặt bằng chung của luồng

Kích thước hình học của Luồng và vũng quay tàu được trình bày dưới đây và trong Hình 15.2.1 và Hình 15.2.2.

- (1) Cao độ đáy luồng : DL-14 m
- (2) Chiều rộng đáy luồng : 160 m
- (3) Mái dốc : (Trên DL-10 m) 1:15
: (Dưới DL-10 m) 1:10
: (Khu nước trước bến) 1:5
- (4) Đường kính vũng quay tàu : 660 m
- (5) Chiều rộng khu nước trước bến : 50 m
- (6) Tọa độ chính của các vị trí tâm luồng

Bảng 15.2.1 Tọa độ của các vị trí tâm luồng

Vị trí	Mô tả	Hệ tọa độ VN2000, Kinh tuyến trung tâm 105°45', múi chiều 3°, Hải đồ		Hệ tọa độ Đê-các, Kinh tuyến trung tâm, 105°45', múi chiều 3°, Hải đồ	
		E	N	E	N
LT 27Km+000	Điểm đầu luồng phía bờ	620365	2301705	106°54'22.49"	20°48'18.53"
LT 29Km+255	Điểm uốn	621522	2299768	106°55'02.01"	20°47'15.28"
LT 44Km+350	Điểm cuối luồng phía biển	630521	2287650	107°00'09.88"	20°40'39.11"

- (7) Góc phương vị của đường tim luồng

Bảng 15.2.2 Góc phương vị của đường tim luồng

Lý trình (Km+m)	Góc phương vị
27+000 đến 29+255	149° 9'13" - 329° 09'13"
29+255 đến 44+350	143° 24'7" - 323° 24'7"

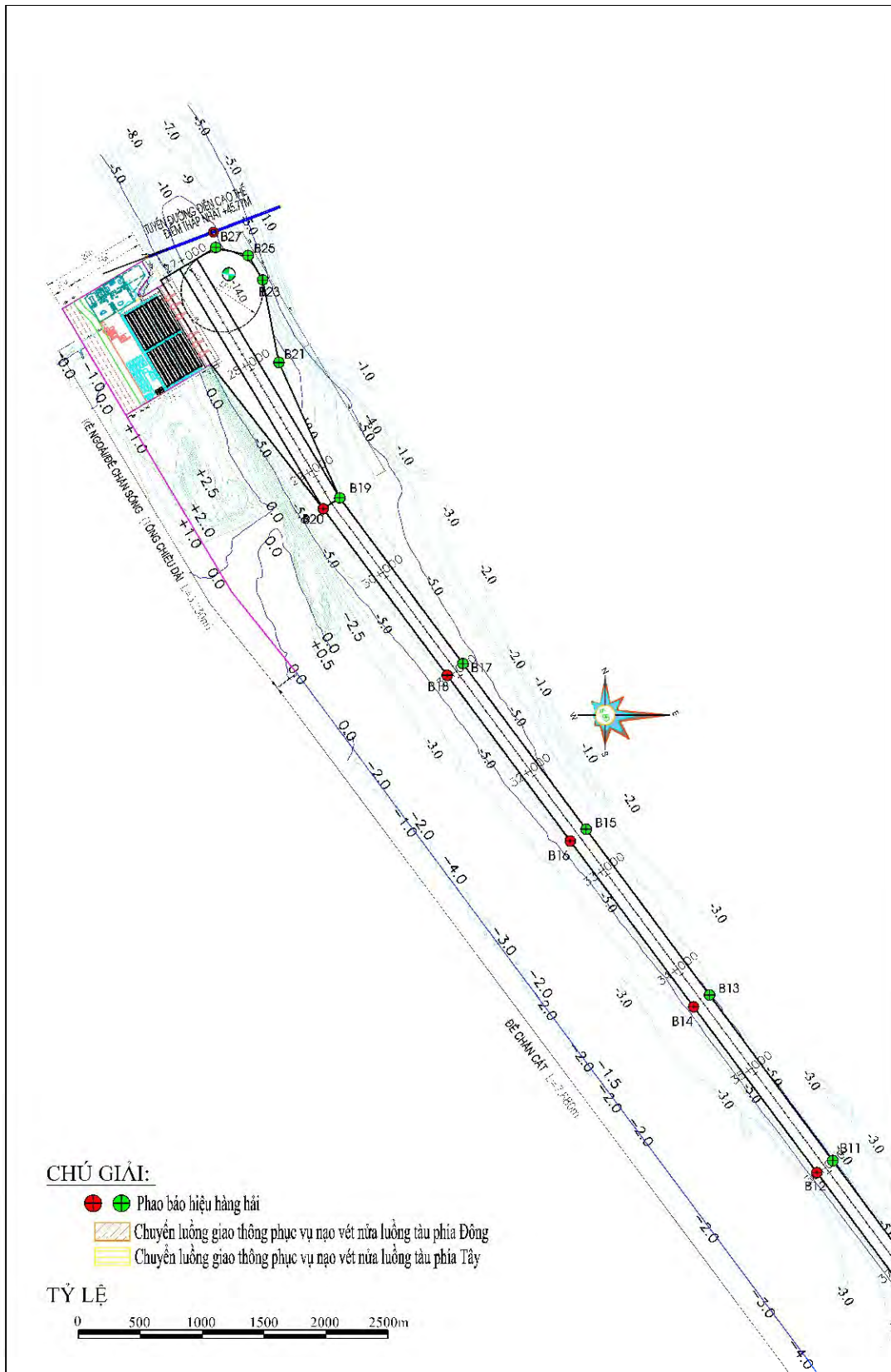
(8) Độ sâu nạo vét dự phòng sa bồi

Bảng 15.2.3 Độ sâu nạo vét dự phòng sa bồi

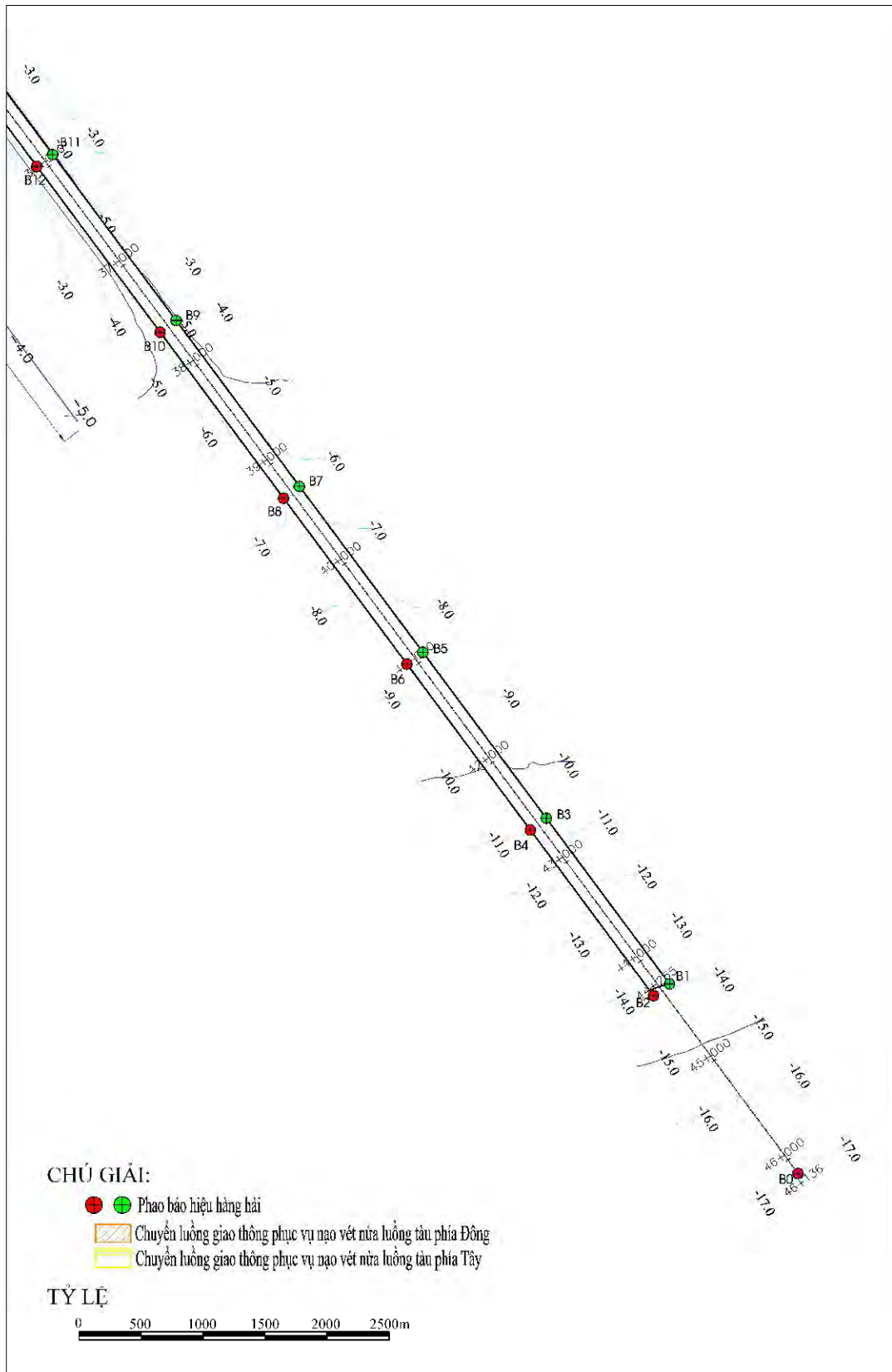
Các đoạn luồng	Độ sâu dự phòng
Từ LT 27 km +000 đến LT 35 km + 000	0,5 m dưới cao độ đáy thiết kế
Từ LT 40 km +000 đến LT 44 km + 350	
Từ LT 35 km +000 đến LT 40 km + 000	0.8 m dưới cao độ đáy thiết kế

Ghi chú:

1. Lý trình (LT) của điểm đầu luồng tính từ Cảng Hải Phòng là LT
2. Mặt cắt ngang luồng đề cập trong Chương này là các mặt cắt hướng phía biển (Bên trái luồng là phía Đông, Bên phải luồng là phía Tây)

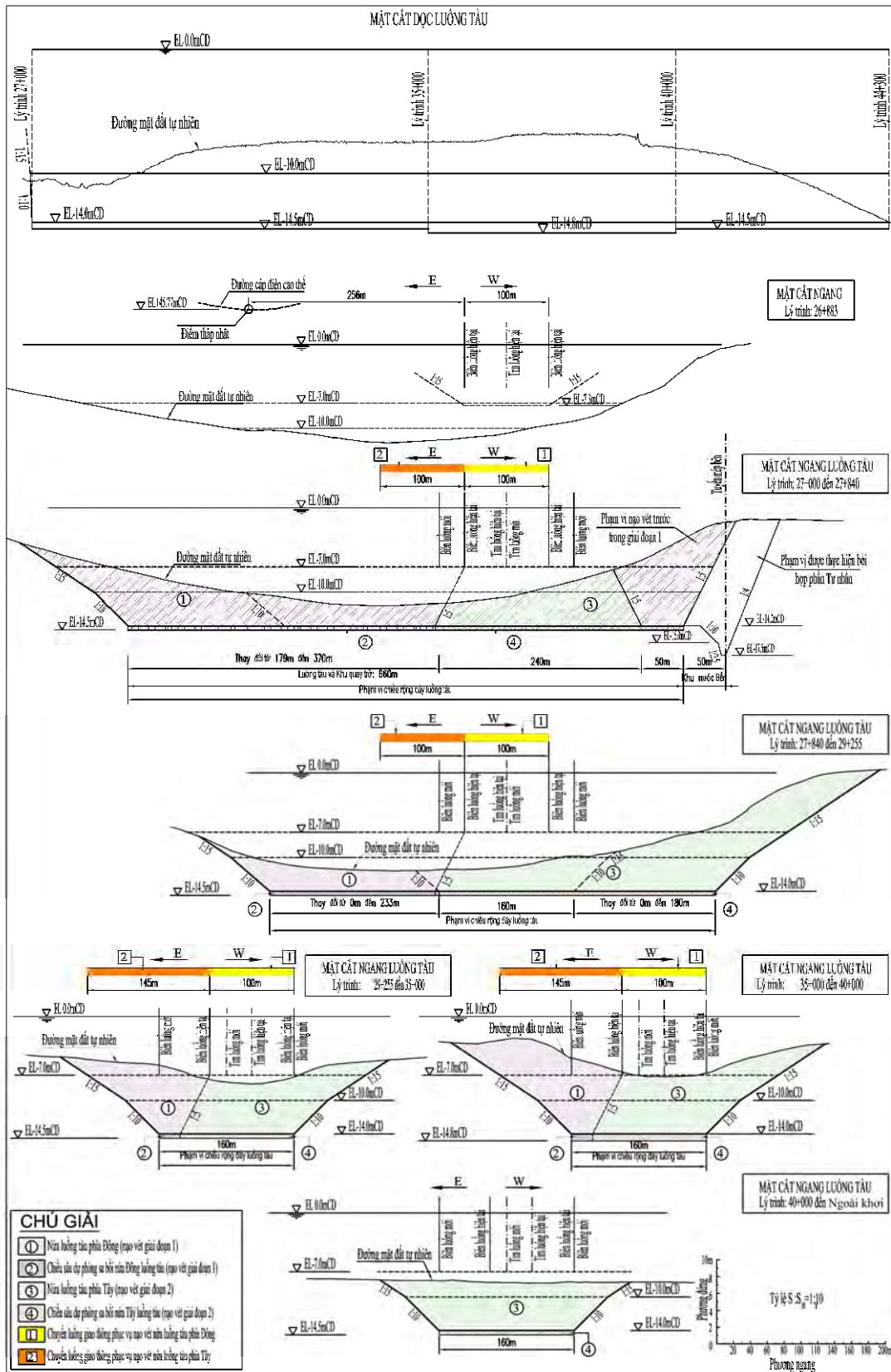


Hình 15.2.1 Mặt bằng chung của luồng (1)



Hình 15.2.2 Mặt bằng chung của luồng (2)

15.2.2 Mặt cắt ngang và mặt cắt dọc điển hình



Hình 15.2.3 Mặt cắt ngang và mặt cắt dọc điển hình của luồng và vũng quay tàu

15.3 Nạo vét luồng tàu

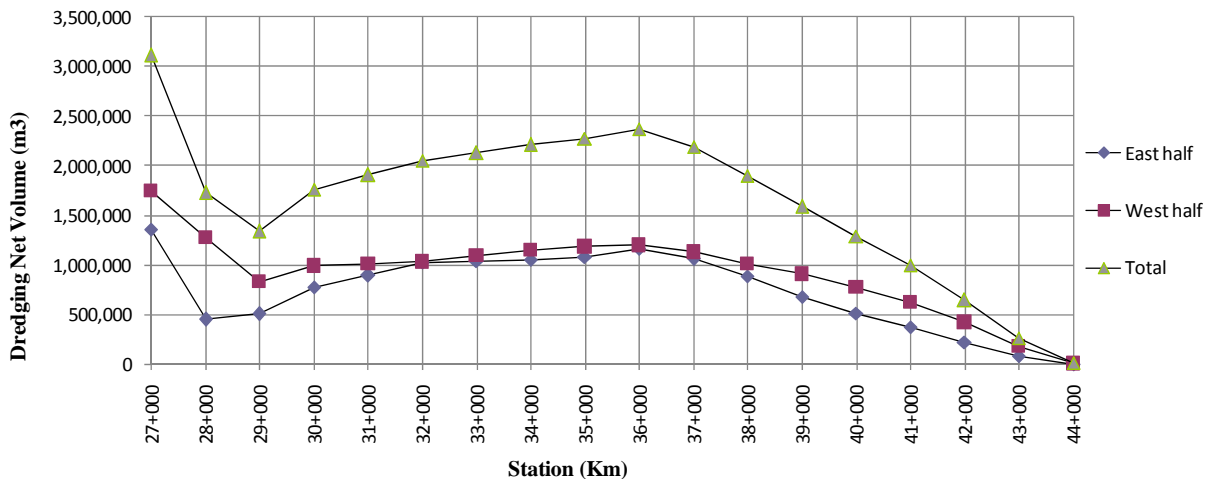
15.3.1 Khối lượng nạo vét

1) Khối lượng nạo vét chính

Khối lượng nạo vét hình học được tính toán theo mặt bằng chung của luồng được mô tả ở trên và các kết quả khảo sát đo sâu do đoàn nghiên cứu TKCT JICA thực hiện vào tháng 2011 cho đoạn luồng giữa LT 27km đến 34km và vào tháng 7 cho đoạn luồng từ LT 34 km trở ra biển. Công tác nạo vét sẽ được thực hiện theo hai giai đoạn: giai đoạn 1 - nạo vét nửa dọc bên Đông và giai đoạn 2 - nạo vét nửa dọc bên Tây. Theo đó, tổng khối lượng nạo vét đã được tính toán cho từng nửa dọc bên Đông và nửa dọc bên Tây của từng đoạn luồng.

Bảng 15.3.1 Khối lượng nạo vét hình học

Lý trình		hối lượng nạo vét hình học (m ³)		Tổng số
từ	đến	Nửa đông	Nửa tây	
27+000	28+000	1.362.964	1.748.753	3.111.717
28+000	29+000	451.236	1.275.857	1.727.093
29+000	30+000	504.038	836.495	1.340.533
30+000	31+000	773.179	989.714	1.762.893
31+000	32+000	895.257	1.011.654	1.906.911
32+000	33+000	1.024.244	1.032.717	2.056.961
33+000	34+000	1.037.385	1.093.380	2.130.765
Tổng Đoạn từ LT 27 đến 34 km		6.048.303	7.988.569	14.036.872
34+000	35+000	1.058.670	1.153.453	2.212.123
35+000	36+000	1.086.313	1.188.118	2.274.431
36+000	37+000	1.168.169	1.201.952	2.370.121
37+000	38+000	1.059.736	1.128.434	2.188.171
38+000	39+000	886.722	1.014.982	1.901.704
39+000	40+000	681.960	908.006	1.589.966
Tổng Đoạn từ LT 34 đến 40km		5.941.571	6.594.945	12.536.516
40+000	41+000	515.281	778.111	1.293.391
41+000	42+000	372.171	627.780	999.951
42+000	43+000	222.509	421.734	644.244
43+000	44+000	80.221	179.180	259.400
44+000	44+300	3.551	8.342	11.893
Tổng Đoạn từ 40km ra biển		1.193.732	2.015.146	3.208.878
Tổng số		13.183.606	16.598.660	29.782.265



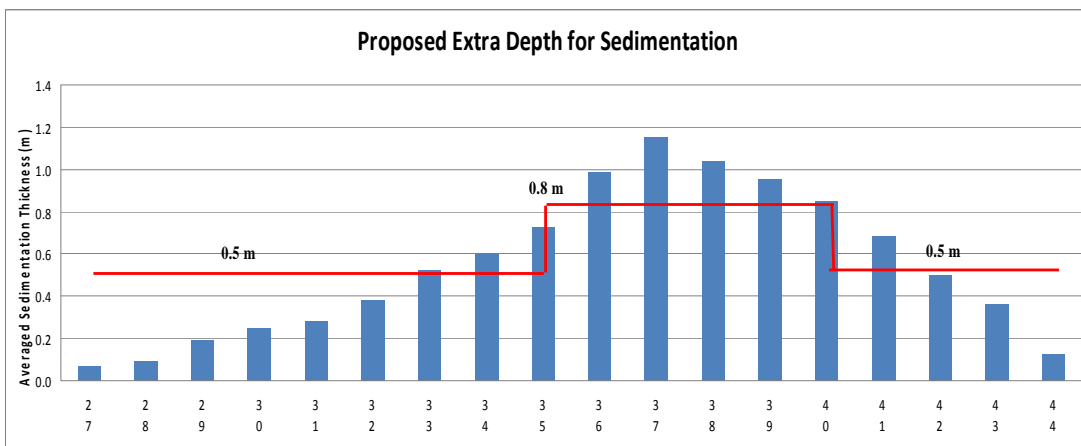
Hình 15.3.1 Khối lượng nạo vét hình học tính theo Lý trình và theo nửa dọc luồng

2) Khối lượng nạo vét dự phòng sa bồi để duy tu hàng năm sau thi công

Theo các kết quả của nghiên cứu mô phỏng sa bồi, giới hạn của độ sâu nạo vét dự phòng sa bồi được tính toán bao gồm lượng sa bồi xuất hiện 2 điều kiện đó là sa bồi do mưa bão và sa bồi do sóng trung bình có chu kỳ 1 năm. Tổng khối lượng sa bồi trên toàn tuyến luồng được dự báo là 1.605.955 m³, như nêu trong Bảng 15.3.2. Độ sâu nạo vét dự phòng cho sa bồi được nêu tại cột cuối cùng của bảng trên và thể hiện trong Hình 15.3.2 bằng đường màu đỏ. Tổng khối lượng nạo vét dự phòng sa bồi là 1.873.757m³ và được tính là một phần của khối lượng nạo vét cơ bản.

Bảng 15.3.2 Tóm tắt khối lượng nạo vét dự phòng độ sâu luồng

Lý trình		Dự báo khối lượng nạo vét dự phòng trong trường hợp có Đê chắn cát			Độ dày trung bình của sa bồi (m)	Độ sâu nạo vét dự phòng (m)	
từ (km + m)	đến (km + m)	Sa bồi do bão (xét trường hợp có bão 2 lần/năm) (m ³ /năm)	Sa bồi do sóng trung bình (m ³ /năm)	Tổng cộng (m ³ /năm)			
27+000	28+000	2.694	37.378	40.072	0,07	0,50	
28+000	29+000	1.855	27.907	29.762	0,09		
29+000	30+000	1.846	28.272	30.118	0,19		
30+000	31+000	2.554	36.872	39.426	0,25		
31+000	32+000	3.754	40.971	44.725	0,28		
32+000	33+000	7.784	52.586	60.369	0,38		
33+000	34+000	13.937	69.834	83.771	0,52		
34+000	35+000	8.783	87.614	96.397	0,60		
35+000	36+000	26.352	89.930	116.282	0,73		0,80
36+000	37+000	56.998	101.255	158.254	0,99		
37+000	38+000	74.862	109.977	184.839	1,16		
38+000	39+000	73.374	92.811	166.185	1,04		
39+000	40+000	73.996	78.434	152.430	0,95		
Phụ tổng	Đến 40 km	348.789	853.841	1.202.630			
40+000	41+000	75.518	60.658	136.176	0,85	0,50	
41+000	42+000	70.749	38.494	109.242	0,68		
42+000	43+000	58.840	20.994	79.834	0,50		
43+000	44+000	45.445	12.177	57.621	0,36		
44+000	44+300	16.606	3.846	20.452	0,13		
Phụ tổng		267.158	136.168	403.326			
Tổng cộng		615.947	990.009	1.605.955			



Hình 15.3.2 Phân bố chiều dày sa bồi theo Lý trình và Độ sâu nạo vét dự phòng sa bồi

3) Khối lượng sa bồi xuất hiện trong thời gian thi công nạo vét cơ bản

Khối lượng sa bồi xuất hiện trong 3 năm thi công nạo vét cơ bản được xác định dựa trên nghiên cứu mô phỏng. Khối lượng này bao gồm sa bồi do sóng trung bình xuất hiện trong 3 năm và sa bồi do bão có tần suất xuất hiện giả thiết là 1 lần/năm. Tổng khối lượng sa bồi dự báo trong ba (3) năm trên toàn tuyến luồng là 6.075.710 m³, chi tiết được trình bày trong bảng sau.

Bảng 15.3.3 Dự báo khối lượng sa bồi xuất hiện trong thời gian thi công nạo vét cơ bản

Lý trình		Dự báo khối lượng sa bồi xuất hiện trong thời gian thi công nạo vét cơ bản											Tổng cộng
từ	đến	Sa bồi do sóng trung bình					Sa bồi do có bão						
		Khối lượng sa bồi hàng năm trung bình		Thời gian nạo vét	Dự báo khối lượng sa bồi	4 lần / năm			1 lần / năm	Thời gian nạo vét	Dự báo khối lượng sa bồi		
		Không có Đê chắn cát	Có Đê chắn cát			Trung bình	Không có Đê chắn cát	Có Đê chắn cát				Trung bình	
(m ³)	(m ³)	(m ³)	(năm)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(năm)	(m ³)	(m ³)	
27+000	28+000	101.691	34.834	68.263	3	204.788	33.929	7.063	20.496	5.124	3	15.372	220.160
28+000	29+000	199.649	30.026	114.838	3	344.514	39.070	8.024	23.547	5.887	3	17.660	362.174
29+000	30+000	77.098	35.317	56.207	3	168.622	31.615	9.771	20.693	5.173	3	15.520	184.142
30+000	31+000	59.861	43.516	51.688	3	155.065	25.844	14.551	20.198	5.049	3	15.148	170.214
31+000	32+000	81.272	50.973	66.123	3	198.368	29.630	25.836	27.733	6.933	3	20.800	219.168
32+000	33+000	93.487	65.612	79.550	3	238.649	36.082	35.960	36.021	9.005	3	27.016	265.665
33+000	34+000	130.291	87.660	108.975	3	326.926	72.680	80.059	76.369	19.092	3	57.277	384.203
34+000	35+000	144.586	111.583	128.085	3	384.255	106.570	97.971	102.270	25.568	3	76.703	460.957
35+000	36+000	219.677	112.787	166.232	3	498.696	162.663	125.280	143.971	35.993	3	107.979	606.674
36+000	37+000	292.575	116.665	204.620	3	613.861	218.323	170.578	194.450	48.613	3	145.838	759.698
37+000	38+000	161.839	138.214	150.027	3	450.080	230.385	201.497	215.941	53.985	3	161.956	612.036
38+000	39+000	126.264	130.466	128.365	3	385.094	211.550	194.231	202.890	50.723	3	152.168	537.262
39+000	40+000	98.445	121.768	110.106	3	330.319	196.273	180.455	188.364	47.091	3	141.273	471.592
40+000	41+000	74.953	86.407	80.680	3	242.040	189.343	192.035	190.689	47.672	3	143.017	385.056
41+000	42+000	47.384	51.706	49.545	3	148.634	173.963	204.964	189.463	47.366	3	142.097	290.731
42+000	43+000	25.744	27.523	26.633	3	79.900	143.671	180.676	162.173	40.543	3	121.630	201.530
43+000	44+000	14.899	15.587	15.243	3	45.728	110.202	146.493	128.348	32.087	3	96.261	141.989
44+000	44+300	4.696	4.871	4.784	3	14.351	38.306	57.914	48.110	12.028	3	36.083	50.434
Tổng cộng		1.954.411	1.265.515	1.609.963	3	4.829.889	2.050.099	1.933.355	1.991.727	497.932	3	1.493.795	6.323.684

Ghi chú: Hệ số dung sai 1,22

4) Tổng khối lượng nạo vét

Tổng khối lượng nạo vét có bao gồm các khối lượng nêu trong các mục từ 1) đến 3) được trình bày trong Bảng 15.3.4 và tóm tắt dưới đây:

1) Khối lượng nạo vét chính	29.782.265 m³
2) Khối lượng nạo vét dự phòng sa bồi trong giai đoạn khai thác	1.873.757 m³
Phụ tổng	31.656.023 m³
3) Khối lượng nạo vét dự phòng sa bồi dự báo trong thời gian nạo vét cơ bản	6.323.684 m³

Tổng khối lượng nạo vét cơ bản **37.979.707 m³**

Trong tổng khối lượng nạo vét nêu trên, phụ tổng của hạng mục số 1) và 2) sẽ được nêu trong Hồ sơ mời thầu và Bảng tiên lượng (BTL), hạng mục 3) khối lượng nạo vét dự phòng sa bồi sẽ được xem như đã bao gồm trong đơn giá của từng hạng mục thanh toán công tác nạo vét

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Bảng 15.3.4 Tổng khối lượng nạo vét cơ bản

Lý trình		Khối lượng nạo vét hình học (m ³)						Khối lượng nạo vét dư phòng (m ³)		Sa bồi (m ³)	Tổng cộng (m ³)
		Đông (giai đoạn thứ nhất)		Tây (giai đoạn thứ hai)		Tổng cộng		Đông	Tây		
		Trên -10m	Dưới -10m	Trên -10m	Dưới -10m	Trên -10m	Dưới -10m				
27+000	28+000	311.157	1.051.806	626.544	1.122.208	937.702	2.174.015	148.684	142.810	220.160	3.623.370
28+000	29+000	45.974	405.262	349.775	926.081	395.749	1.331.343	47.494	120.905	362.174	2.257.665
29+000	30+000	257.256	246.782	251.636	584.859	508.892	831.641	13.955	67.483	184.142	1.606.114
30+000	31+000	493.179	280.000	469.714	520.000	962.893	800.000	18.130	59.370	170.214	2.010.607
31+000	32+000	615.257	280.000	491.654	520.000	1.106.911	800.000	18.130	59.370	219.168	2.203.579
32+000	33+000	744.244	280.000	512.717	520.000	1.256.961	800.000	18.130	59.370	265.665	2.400.125
33+000	34+000	757.385	280.000	573.380	520.000	1.330.765	800.000	18.130	59.370	384.203	2.592.467
Phụ tổng		3.224.453	2.823.850	3.275.420	4.713.149	6.499.872	7.537.000	282.652,4	568.678,5	1.805.724,6	16.693.927
Tong cộng trong Gói 8		6.676.733		7.360.139		14.036.872		851.330,9		1.805.725	16.693.927
34+000	35+000	778.670	280.000	633.453	520.000	1.412.123	800.000	18.357	60.246	460.957	2.751.683
35+000	36+000	806.313	280.000	668.118	520.000	1.474.431	800.000	27.200	94.400	606.674	3.002.706
36+000	37+000	888.169	280.000	681.952	520.000	1.570.121	800.000	27.200	94.400	759.698	3.251.419
37+000	38+000	779.736	280.000	608.434	520.000	1.388.171	800.000	27.200	94.400	612.036	2.921.807
38+000	39+000	606.722	280.000	494.982	520.000	1.101.704	800.000	27.200	94.400	537.262	2.560.566
39+000	40+000	401.960	280.000	388.006	520.000	789.966	800.000	27.200	94.400	471.592	2.183.158
Phụ tổng		4.261.571	1.680.000	3.474.945	3.120.000	7.736.516	4.800.000	154.357	532.246	3.448.219	16.671.338
Phụ tổng trong Gói 9		5.941.571		6.594.945		12.536.516		686.602,5		3.448.219	16.671.338
40+000	41+000	515.281		778.111		1.293.391		18.357	60.246	385.056	1.757.050
41+000	42+000	372.171		627.780		999.951		18.130	59.370	290.731	1.368.182
42+000	43+000	222.509		421.734		644.244		18.130	59.370	201.530	923.273
43+000	44+000	80.221		179.180		259.400		18.130	59.370	141.989	478.889
44+000	44+300	3.551		8.342		11.893		5.852	18.870	50.434	87.048
Phụ tổng		1.193.732		2.015.146		3.208.878		78.599	257.226	1.069.740	4.614.442
Phụ tổng trong Gói 9						3.208.878		335.824		1.069.740	4.614.442
Tong cộng trong Gói 9		7.135.303		8.610.091		15.745.394		1.022.427		4.517.960	21.285.780
Tong cộng		13.812.036		15.970.230		29.782.265		1.873.757		6.323.684	37.979.707

15.3.2 Nguyên tắc thi công nạo vét

1) Khái quát

Theo quyết định của Bộ GTVT, trong Nghiên cứu Thiết kế chi tiết (TKCT) công tác nạo vét luồng sẽ được tiến hành với biện pháp phân luồng giao thông ngay trong phạm vi luồng thiết kế. Dự kiến vị trí đổ đất nạo vét là ở ngoài biển.

2) Các điều kiện xem xét đối với hạng mục nạo vét

Các loại tàu thực tế sẽ do nhà thầu nạo vét đề xuất. Trong khuôn khổ TKCT, hầu hết các loại tàu thích hợp đã được xét tới để thiết kế nạo vét trong các điều kiện sau:

1. Khối lượng nạo vét lớn (37 triệu m³ bao gồm khối lượng sa bồi dự báo)
2. Thời gian thi công nạo vét phải kết thúc trong vòng 3 năm
3. Kích thước hình học của Luồng (dài 17 km, rộng 160 m, cao độ đáy -14 m)
4. Công tác thi công nạo vét nên được thực hiện trong phạm vi tuyến luồng thiết kế, cho nên khi có các tàu thương mại đi qua thì không gian làm việc bị giới hạn, do đó phải di chuyển vị trí thi công từ nửa luồng phía Đông sang nửa luồng phía Tây và ngược lại
5. Vị trí đổ đất nạo vét dự kiến là khu nước ngoài biển
6. Xem xét tác động môi trường với mục đích hạn chế tối đa lượng nước đục
7. Hạng mục nạo vét luồng chia thành hai (2) gói thầu.

3) Phân luồng giao thông và nguyên tắc thi công nạo vét

Việc phân luồng giao thông được nghiên cứu nhằm duy trì hoạt động lưu thông của các tàu trên luồng Lạch Huyện hiện tại có chiều rộng là 100m và sâu -7m. Mặt bằng và mặt cắt ngang của luồng thi công được minh họa trong Hình 15.3.4 và Hình 15.3.8.

Với việc phân luồng giao thông, nguyên tắc thi công nạo vét gồm các bước sau:

Để hạn chế khối lượng sa bồi không dự báo chắc chắn được trong thời gian thi công nạo vét, toàn bộ tuyến luồng được chia thành ba (3) phần, đó là:

Đoạn luồng từ LT 27 km+000 đến LT 40 km+000

1. Nửa phía Đông là phần nửa dọc luồng bên biên phía Đông của luồng hiện tại. (Vùng màu đỏ trong các hình từ Hình 15.3.4 đến Hình 15.3.8)
2. Nửa phía Tây là phần nửa dọc luồng bên biên phía Tây của luồng hiện tại (Vùng màu xanh trong các hình từ Hình 15.3.4 đến Hình 15.3.8)

Đoạn luồng từ LT 40 km+000 đến LT 44 km+300

3. Toàn bộ chiều rộng luồng thiết kế. (Vùng màu xanh lá cây trong Hình 15.3.8)

Công tác nạo vét được thi công theo trình tự sau:

a) Đoạn luồng từ LT 27 km+000 đến LT 40 km+000 (xem từ Hình 15.3.4 đến Hình 15.3.8)

Bước 1: Khảo sát trước thi công đối với toàn bộ khu vực nạo vét. (Giai đoạn 1)

Bước 2: Nửa luồng phía Đông (vùng màu hồng tím) sẽ được nạo vét đến cao độ đáy thiết kế và mái dốc thiết (Giai đoạn 1)

Vùng quay tàu rộng 50m giữa LT.27+000 và LT 27+840 sẽ được nạo vét dự phòng tới CD-14, ngay trong giai đoạn 1..

Bước 3: Dự kiến khảo sát sau thi công cho nửa luồng phía Đông (Vùng màu hồng tím) (Giai đoạn 1).

Bước 4: Dự kiến khảo sát trước thi công nửa luồng phía Tây (Vùng màu xanh) sẽ được thực hiện đồng thời với Bước 3. (Giai đoạn 2)

Bước 5: Chuẩn bị và lắp đặt phao tiêu báo hiệu hàng hải (phao mua mới và hoặc bố trí lại phao hiện có) để đánh dấu phân luồng dành cho giao thông phía Đông (vùng màu da cam) .

Bước 6: Chuyển hướng giao thông từ tuyến luồng hiện tại (vùng màu vàng nhạt) sang phần luồng phía đông (vùng màu da cam).

Bước 7: Nửa luồng phía Tây (vùng màu xanh) sẽ được nạo vét đến cao độ đáy thiết kế và mái dốc thiết kế (Giai đoạn 2)

Bước 8: Dự kiến khảo sát sau thi công nạo vét cho nửa luồng phía Tây (vùng màu xanh) (Giai đoạn 2).

Bước 9: Dự kiến khảo sát trước thi công để hoàn thành nạo vét nửa luồng phía Đông (vùng màu hồng tím) sẽ được thực hiện đồng thời với Bước 8. (Giai đoạn 2)

Bước 10: Chuyển hướng giao thông từ nửa luồng phía đông (vùng màu da cam) về tuyến luồng hiện tại (vùng màu vàng).

Bước 11: Hoàn thành công tác nạo vét nửa luồng phía Đông đến cao độ đáy thiết kế và mái dốc thiết kế (Giai đoạn 2).

Bước 12: Khảo sát sau thi công cho toàn bộ đoạn luồng (Vùng màu hồng tím và màu xanh) (Giai đoạn 2). Sau đó Nhà thầu không phải chịu trách nhiệm duy tu phần luồng đã nạo vét hoàn thiện..

b) Đoạn luồng từ LT 40 km+000 đến LT 44 km+300 (Giai đoạn 2)

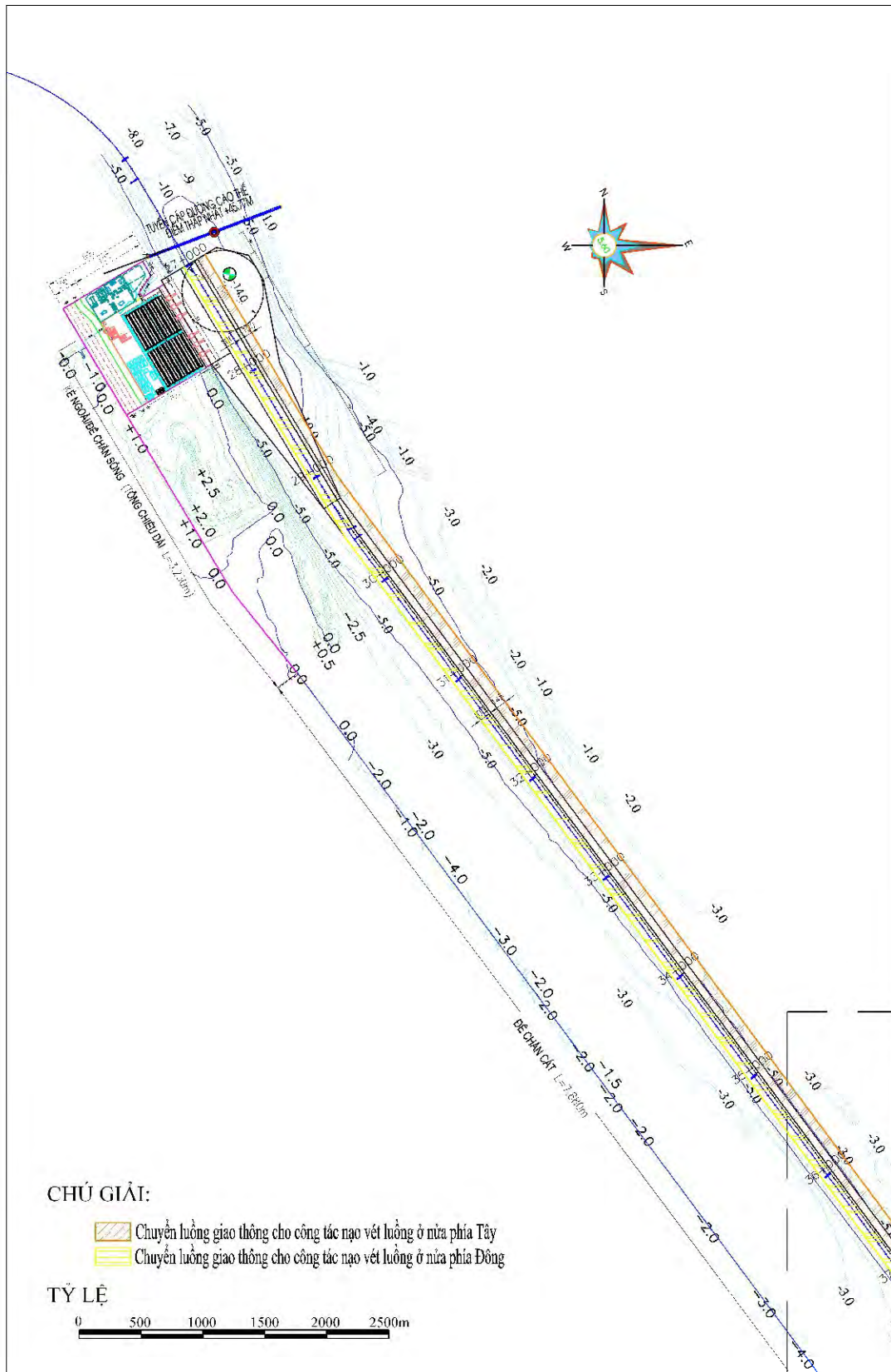
Bước 13: (thực hiện đồng thời với Bước 1) Khảo sát trước thi công cho toàn bộ đoạn luồng này. (Giai đoạn 2)

Bước 14: Nạo vét toàn bộ đoạn luồng này tới cao độ đáy thiết kế và mái dốc thiết kế (Giai đoạn 2).

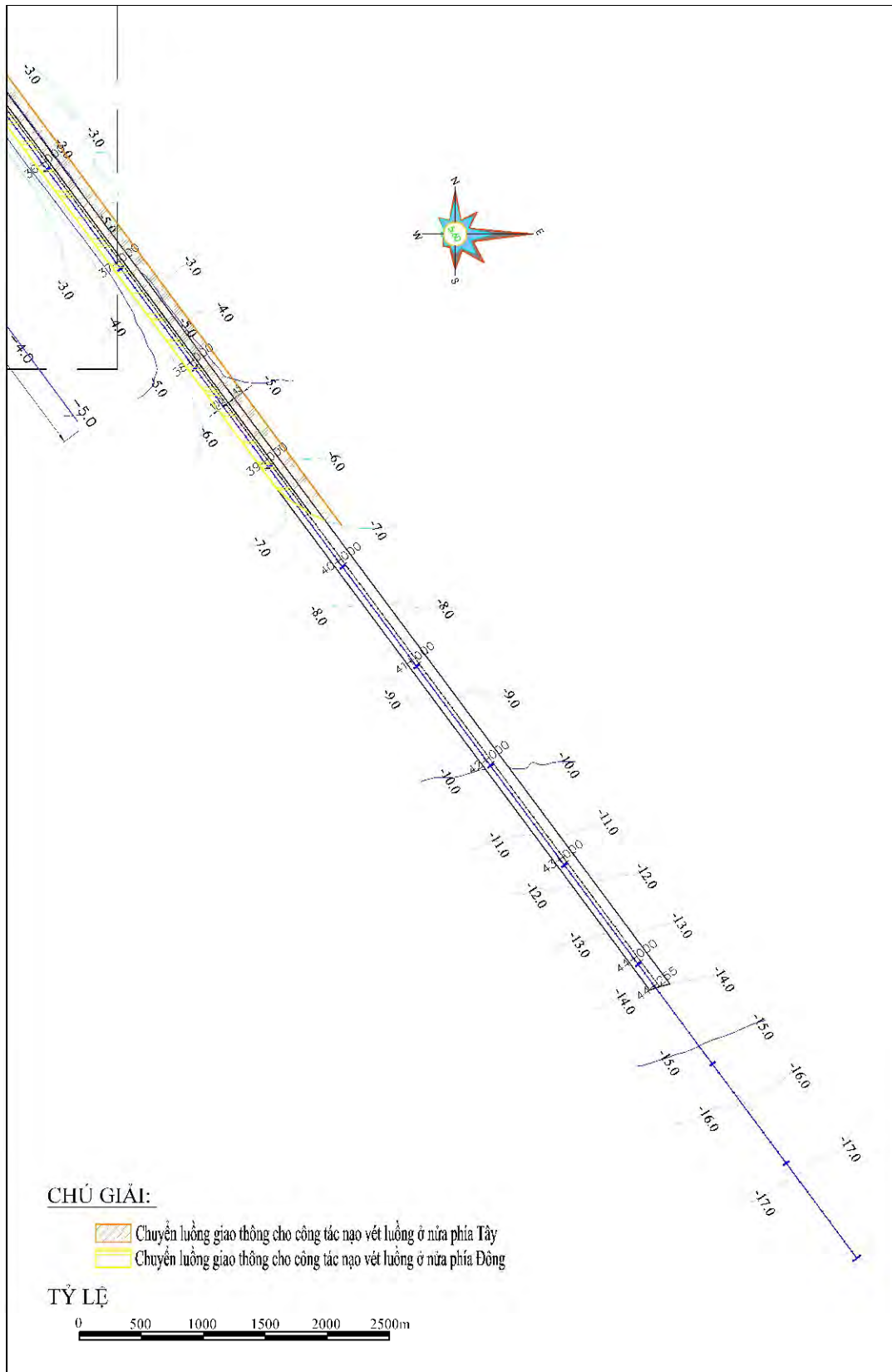
Bước 15: (đồng thời với Bước 12) Khảo sát sau thi công cho toàn bộ đoạn luồng này (giai đoạn 2). Sau đó Nhà thầu không phải chịu trách nhiệm duy tu phần luồng đã nạo vét hoàn thiện.



Hình 15.3.3 Vị trí đổ đất ngoài biển



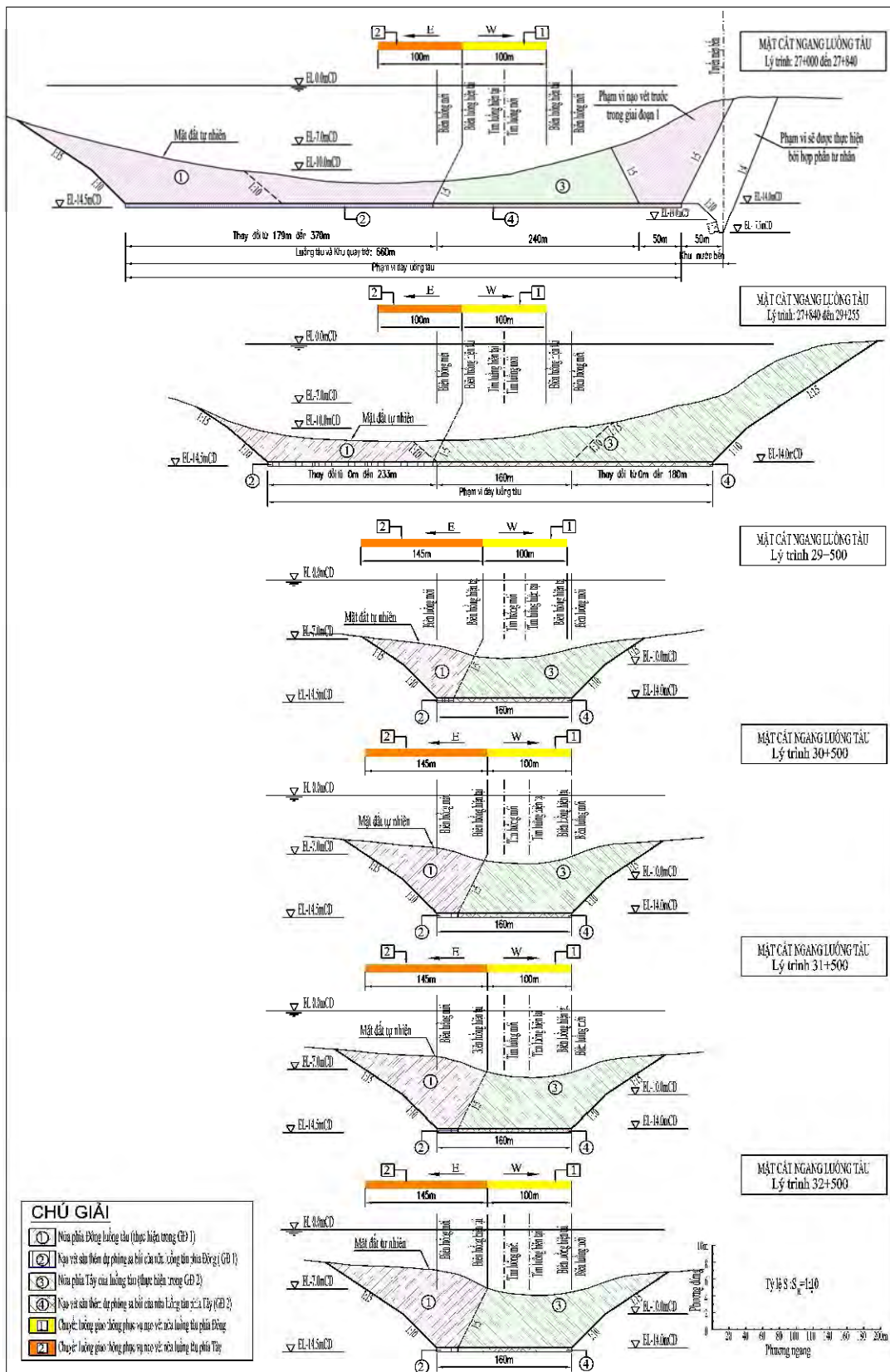
Hình 15.3.4 Mặt bằng chung của luồng (phân luồng giao thông trong phạm vi luồng thiết kế) (1)



Hình 15.3.5 Mặt bằng chung của luồng (phân luồng giao thông trong phạm vi luồng thiết kế) (2)

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

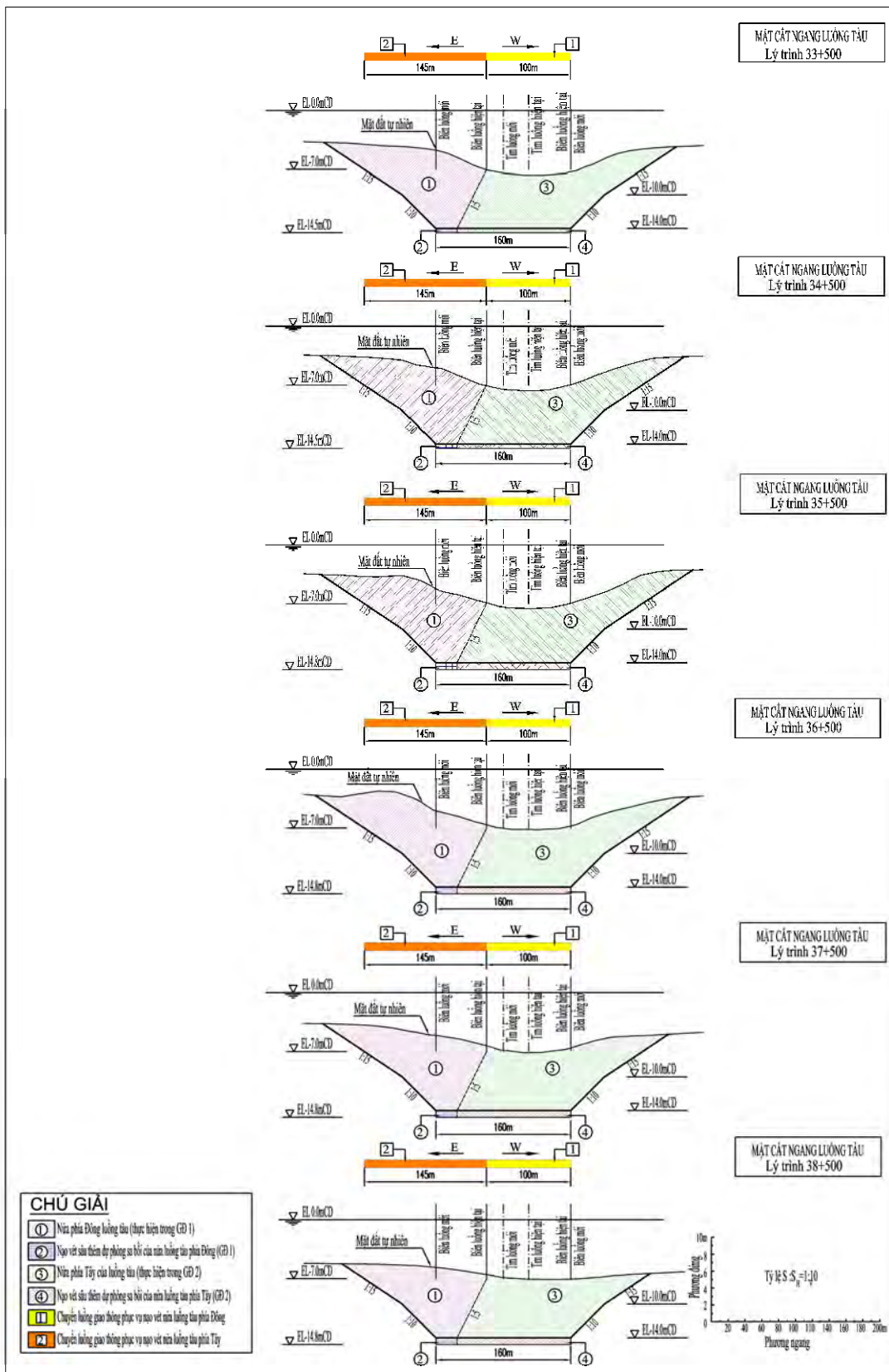
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.3.6 Mặt cắt ngang luồng thi công, có phân luồng giao thông trong phạm vi luồng thiết kế (1)

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

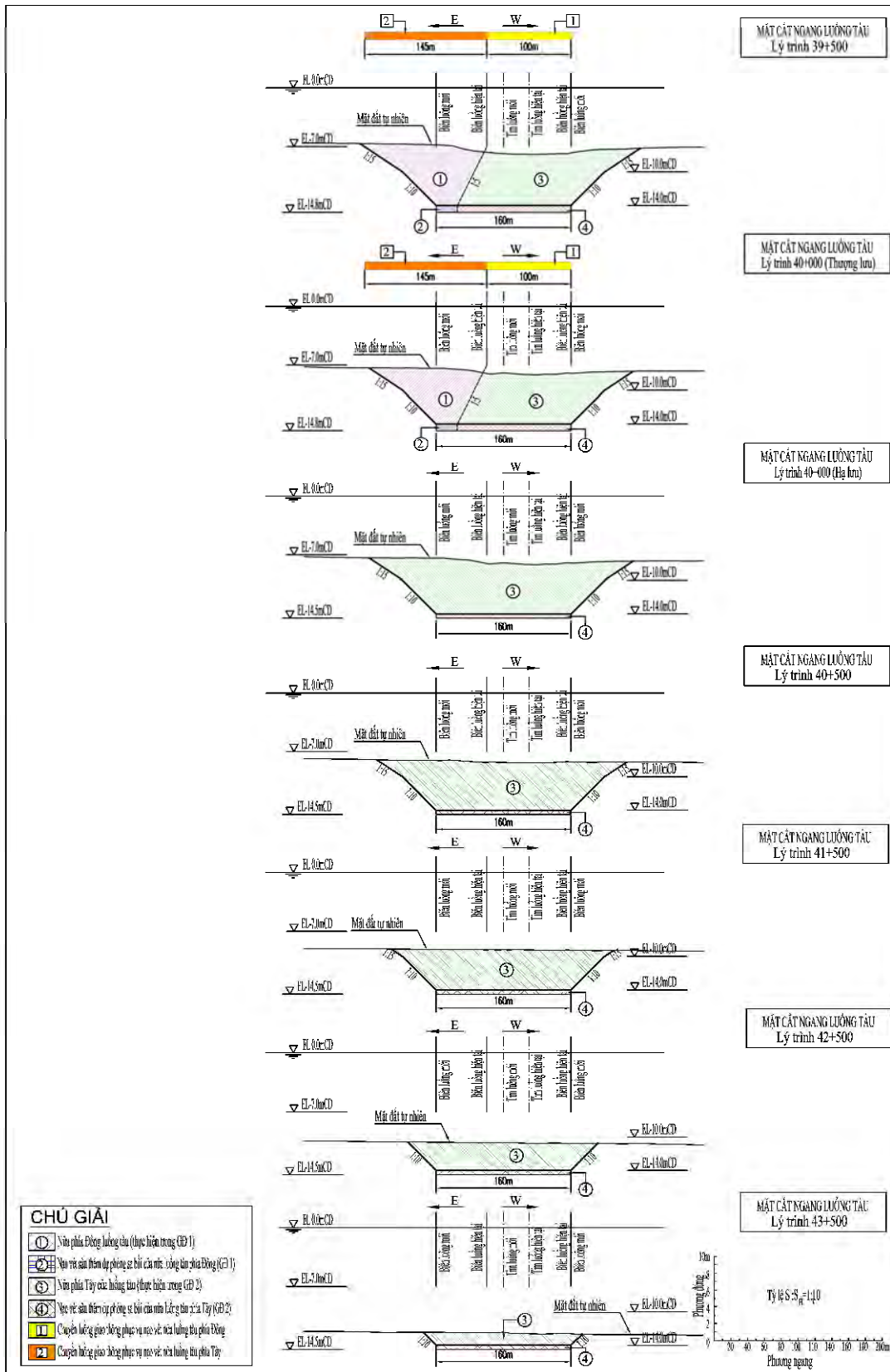
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.3.7 Mặt cắt ngang luồng thi công, có phân luồng giao thông trong phạm vi luồng thiết kế (2)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.3.8 Mặt cắt ngang luồng thi công, có phân luồng giao thông trong phạm vi luồng thiết kế (3)

c) Đoạn luồng từ LT 27 km+000 tới LT 29 km+560 (Giai đoạn II)

Hiện nay có đường cáp điện cao thế bắc ngang qua luồng, dọc theo mép phía bờ của vũng quay tàu, tại LT 26+900. Đường cáp điện này được treo cao trên các cột tháp điện và chỗ võng nhất của đường cáp có độ cao CD+45,77m so với mực nước. Đường đi của cáp điện này và vị trí võng nhất được đánh dấu bằng chấm đỏ trong Hình 15.3.4 và Hình 15.3.9. Để các tàu thương mại không chạm với các đường cáp điện này thì cần tạm phân luồng giao thông. Tư vấn đã lập và tóm tắt một ví dụ về kế hoạch phân luồng như thể hiện trong Hình 15.3.9. Theo đó, việc phân luồng giao thông sẽ được thực hiện trong giai đoạn nạo vét thứ 2 (là giai đoạn tiến hành nạo vét nửa dọc phía Tây của luồng), như thể hiện trong Hình 15.3.9, tức là dòng giao thông sẽ chuyển từ tuyến luồng hiện tại (tô màu xanh lá cây) sang các tuyến (2A-kẻ chéo xanh nước biển), (2B-kẻ chéo nâu) và (2C-kẻ chéo vàng). Công tác nạo vét sẽ được thực hiện phù hợp với kế hoạch phân luồng này.

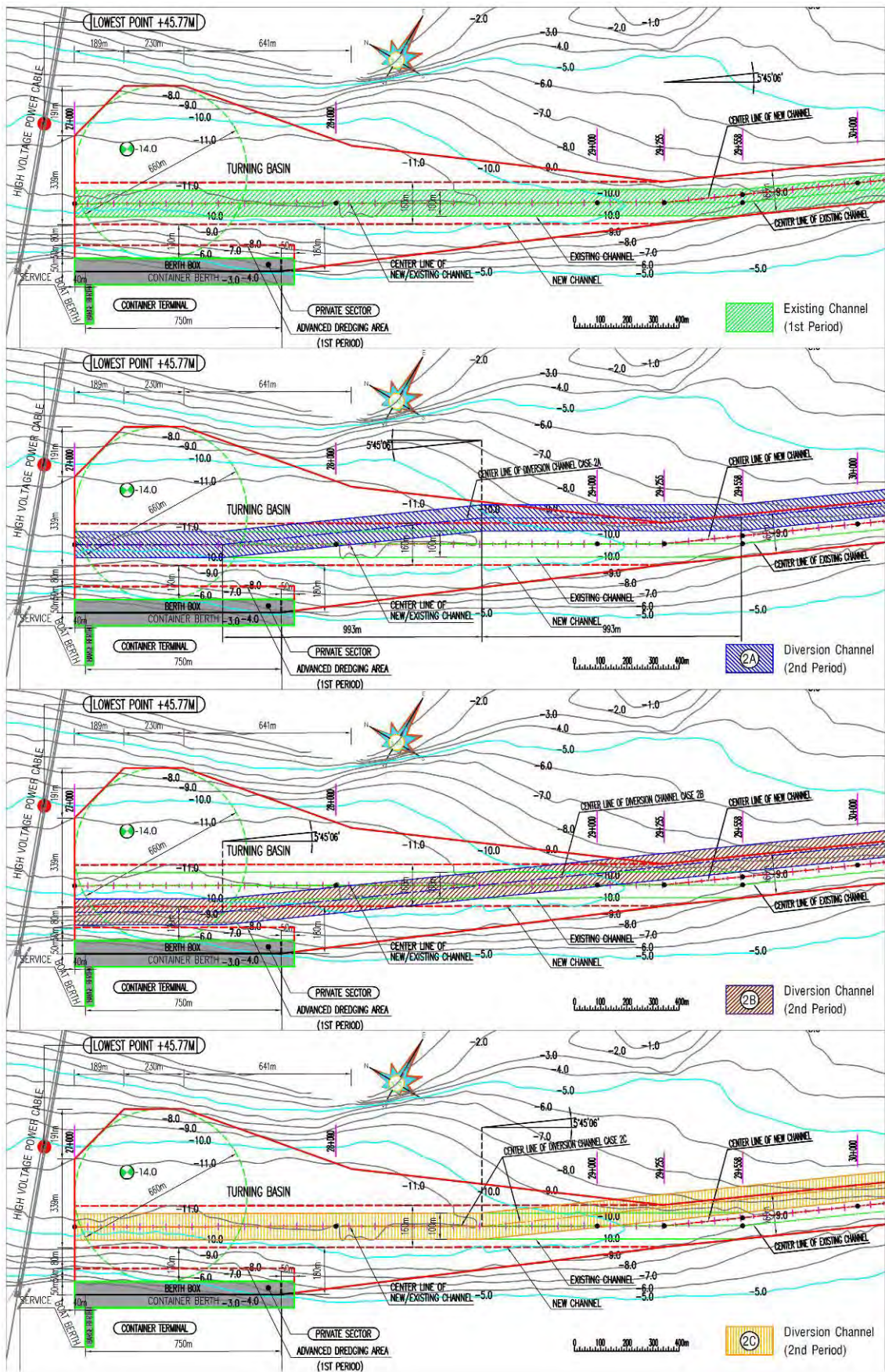
Bên cạnh việc phân luồng, việc nạo vét dọc phía đông của khu nước trước bến sẽ được thực hiện sớm, trong giai đoạn 1 để Nhà đầu tư tư nhân triển khai thi công công trình bến. Vị trí khu vực nạo vét này và khu nước trước bến được minh họa trong Hình 15.3.9 (xem Mặt bằng của Luồng hiện tại). Khối lượng nạo vét tương ứng được thể hiện trong Bảng 15.3.4.



**Ảnh chụp cột tháp điện và đường cáp điện cao thế vắt ngang qua luồng.
Ảnh chụp từ đảo Cát Bà. Có thể nhìn thấy phía Cát Hải từ xa.**

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.3.9 Ví dụ kế hoạch phân luồng để tránh cáp điện cao thế

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

15.3.3 Các loại tàu nạo vét

Do các điều kiện thi công hạn chế như đã trình bày trong mục 15.3.2 Nguyên tắc thi công nạo vét”, phương án kết hợp các tàu nạo vét trong Bảng 15.3.5 được xác định là phương án tiềm năng nhất. Các đặc điểm và nội dung so sánh các loại tàu nạo vét được nêu trong Chương 12.1.

Bảng 15.3.5 Các loại tàu nạo vét

Lý trình	Loại tàu nạo vét		Số lượng tàu
27 km+000 đến 40 km+000	Tàu hút bùn gàu ngoạm (GD)	Tàu hút bùn gàu ngoạm, dung tích gàu 23m ³	4
		Sà lan xả đáy, dung tích khoang chứa 1,300 m ³ , có tàu lai	16
	Tàu hút bụng tự hành (TSHD), dung tích khoang chứa 16,000 m ³		2
	Tàu hút bụng tự hành (TSHD), dung tích khoang chứa 3,500 m ³		4
40 km+000 đến 44 km+300	Tàu hút xén thổi (CSD)	Tàu hút xén thổi, công suất 8,000 c.v	1
		đầu bơm thủy lực áp lực thấp Sà lan mở đáy, dung tích khoang chứa 5,000 m ³ có tàu lai	2

15.3.4 Năng suất tàu nạo vét

Năng suất của mỗi loại tàu nạo vét được tổng hợp trong Bảng 15.3.6 và Bảng 15.3.7.

Bảng 15.3.6 Năng suất của tàu nạo vét (1)

Tàu hút xén thổi (CSD)				Tàu gàu ngoạm (GD)			
Công suất		D 8.000 c.v		Chủng loại tàu		GD	
Biện pháp xả đất		Bơm trực tiếp lên sà lan xả đáy		Dung tích gàu		23m ³	
Loại đất		Đất dính		Biện pháp đổ đất		Sà lan xả đáy	
Vị trí nạo vét		Luồng Lạch Huyện, lớp mỏng		Loại đất		Đất dính	
Thời gian nghỉ chờ hàng ngày		giờ	0	Vị trí nạo vét		Luồng Lạch Huyện	
Giá trị N trung bình			5	Công suất thiết kế của tàu nạo vét		q	m ³ /giờ
Khoảng cách tới vị trí đổ đất		km	0				787
Công suất thiết kế của tàu nạo vét		q	m ³ /h	2.800	Năng suất hoạt động (Độ dày lớp nạo vét)		E1
Hiệu suất hoạt động	Nạo vét	E1	1,0	Hiệu suất hoạt động (Điều kiện thủy hải văn)		E2	0,95
	Độ dày lớp nạo vét	E2	0,7	Hiệu suất hoạt động (Độ sâu khu nước)		E3	1
	Hình dạng khu vực nạo vét	E3	1,0	Tỷ lệ không hoạt động		E4	0,9
	Mặt cắt ngang	E4	1,0	Thời gian hoạt động/ngày		T	giờ
	Điều kiện thủy hải văn	E5	0,9	Số giờ nghỉ chờ/ngày			giờ
	Các điều kiện khác: theo đơn độ đục, v.v.	E6	0,9	Tỷ lệ nghỉ chờ/ngày		Sr	0
	Tỷ lệ không hoạt động	E7	0,9	Năng suất ngày:		Q	m ³ /ngày
Số giờ hoạt động/ngày	T	giờ	16	Q=(q x E1 x E2 x E3 x E4 x E5 X E6 x T)X(1-Sr)		9.150	
Số giờ nghỉ chờ/ngày		giờ	0	Nguồn: (Bảng 15.3.5 và 15.3.6)			
Tỷ lệ nghỉ chờ/ngày			0	1) Tiêu chuẩn lập dự toán cho công trình cảng (2010, Nhật Bản)			
Năng suất ngày:		m ³ /ngày	21.230	2) Định mức chi phí cho thiết bị nạo vét, 2005, R. N. Bray			
				3) Tham vấn các Nhà thầu thi công			

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Bảng 15.3.7 Năng suất của tàu nạo vét (2)

Tàu hút bùn tự hành (TSHD)				
Dung tích khoang chứa			16,000 m³	3,500 m³
Dung tích khoang chứa		m ³	16.000	3.500
Tỷ lệ chứa đất hữu dụng			0,4	0,4
Khối lượng đất hữu dụng	(1)	m ³	6400	1400
Vị trí đồ đất nạo vét			Ngoài biển	Ngoài biển
Khoảng cách đến vị trí đồ đất		nm	14	14
trong đó khoảng cách đi trong luồng		nm	8	8
Vận tốc đi trong luồng		hải lý	8	8
Thời gian đi trong luồng		giờ	1	1
Khoảng cách đi ngoài luồng		nm	6	6
Vận tốc đi ngoài luồng		hải lý	14	14
Thời gian đi ngoài luồng		giờ	0,43	0,4
Thời gian đi một chuyến khứ hồi		giờ	2,86	2,9
Thời gian nạo vét		giờ	3,00	3,0
Thời gian đổ đất		giờ	0,50	0,5
Thời gian chờ các tàu khác đi qua		giờ	1,00	1,0
Tổng thời gian 1 chuyến		giờ	7,36	7,4
Thời gian hoạt động/ngày		giờ	24	24
Số chuyến khứ hồi trong ngày	(2)	lần	3,26	3,3
Điều kiện thủy hải văn	(3)		0,9	0,9
Tỷ lệ không hoạt động	(4)		0,9	0,9
Tỷ số ngày nghỉ	(5)		0,9	0,9
Số giờ nghỉ chờ trong ngày		giờ	0	0
Tỷ lệ nghỉ chờ / ngày	Sr		0	0
Năng suất hoạt động/ngày:				
Q=(1) x (2) x (3) x (4) x (5)x(1-Sr)		m ³ /ngày	14.660	3.210

15.3.5 Thời gian thi công và khối lượng nạo vét

Dựa trên nội dung trình bày tại mục 15.3.2 “Nguyên tắc thi công nạo vét”, 1) Khối lượng nạo vét hình học, 2) Khối lượng nạo vét dự phòng cao độ đáy, và 3) Khối lượng nạo vét dự phòng sa bồi trong thời gian thi công, công tác thi công được chia thành hai giai đoạn như đã trình bày tại Bảng 15.3.8. Toàn bộ hạng mục nạo vét và đổ đất được giả thiết sẽ chia thành hai (2) gói thầu với 2 đến 3 mục thanh toán, như được trình bày tại cột cuối cùng của Bảng 15.3.8.

Bảng 15.3.8 Loại tàu nạo vét dự kiến cho khối lượng của từng phân đoạn và các mục chào giá dự thầu/mục thanh toán của Hợp đồng

Gói thầu số	Lý trình	Hạng mục nạo vét	Khối lượng nạo vét hình học		Độ sâu nạo vét dự phòng	Khối lượng nạo vét dự phòng		Tỷ lệ diện tích trong giới thầu	Khối lượng nạo vét trung bình/giới thầu/năm	Thời gian nạo vét	Tỷ lệ khối lượng trong giới thầu		Dự báo khối lượng sa bồi	Tổng cộng					Số lượng hợp đồng	Hạng mục thanh toán				
			Trên -10 m	Dưới -10 m		Trên -10 m	Dưới -10 m				Trên -10 m	Dưới -10 m		Trên -10 m	Dưới -10 m	Trên -10 m	Dưới -10 m	Tàu nạo vét VN			GID	TSHD	CSD	Total
8	26 +930	Giai đoạn 1 Nửa doc phía Đông	3.619,699	3.057,034	0,5	282,652	0,44	601,908	1,300	1,0			344,291	730,368	6.573,310	-	7.303,677	1						
			2.880,173	4.479,965	0,5	568,678	0,56	601,908	3,000	0,4	0,6			404,482	894,002	2.956,190	5,089,831	8.940,023						
			2.880,173	4.479,965		568,678	0,44	601,908	1,700		1,0			404,482	450,227	1.344,230	2.956,190	5,089,831	450,227					
			6.499,872	7.537,000		851,331								748,774	2.074,597	9.529,500	5,089,831	16,693,927						
			4.261,571	1.680,000	0,5 & 0,8	154,357	0,46	1.149,406	1,300	1,0				687,345	678,327	6.104,945	-	6.783,272	1					
9	34 40	Giai đoạn 2 Sa bồi luồng giai đoạn 2 tại Nửa doc phía Đông	3.474,945	3.120,000	0,5 & 0,8	532,246	0,54	1.149,406	3,000	0,52	0,48		968,260	893,778	3.998,885	4,091,422	8,989,229							
			3.474,945	3.120,000		532,246	0,46	1.149,406	1,700		1,0		898,836	898,836	1.792,614	4,091,422	9,888,065							
			7.736,516	4.800,000		686,603								1.655,605	1.792,614	10.103,830	4,091,422	16,671,338						
			3.208,878		0,5	335,824	1,00	356,580	3,000					1.009,740		14,086,950	4,614,442	14,086,950						
			12,618,304	17,163,962		437,009								1.031,637		23,892,757	23,892,757	23,892,757						
	Phụ tổng											4.590,683	19,633,329	9,181,252	4,614,442	37,979,707								
	Tổng cộng		29,782,265		1,873,757							6,323,684		37,979,707		37,979,707	2							

15.3.6 Tiến độ thi công

Tiến độ thi công nạo vét được lập ra căn cứ vào thành phần đội tàu nạo vét dự kiến, có xét tới năng suất và tác động môi trường của đội tàu. Thành phần đội tàu và số lượng tàu nạo vét đã được xác định với mục tiêu giảm thiểu tác động môi trường gây ra bởi nước tăng độ đục. Sự phối hợp Tác động của nước bùn đã được nghiên cứu để đến độ đục nước được xác định có thể giảm đi dựa vào thành phần và số lượng của tàu nạo vét. Thành phần kết hợp của đội tàu nạo vét cho mỗi gói thầu và lịch trình tiến độ thi công được trình bày tại Bảng 15.3.9.

Như đã trình bày tại mục 15.3.2 “Nguyên tắc thi công nạo vét”, thời gian thi công được chia thành hai (2) giai đoạn. Giai đoạn 1 - nạo vét nửa dọc luồng phía đông và giai đoạn 1 - nạo vét nửa dọc luồng phía tây, của đoạn luồng từ LT 27 km tới 40 km và nạo vét hoàn thiện. Đoạn luồng từ LT 40 km đến 44 km+350 (đoạn luồng ngoài biển) sẽ được nạo vét tại Giai đoạn 2 do độ sâu tự nhiên của đoạn luồng này là dưới -7 m nên không cần phải chuyển luồng giao thông tại đoạn này.

Sau khi hoàn thành giai đoạn 1 (nạo vét nửa dọc phía đông), các tàu thương mại được chuyển từ phần luồng hiện tại sang phần luồng phía đông được nạo vét luồng mới.

Sau khi nạo vét xong nửa dọc phía tây, các tàu thuyền thương mại sẽ được chuyển từ phần luồng phía đông sang phía tây, và nửa dọc phía đông sẽ được nạo vét hoàn thiện. Sau đó, nhà thầu sẽ tiến hành khảo sát sau thi công và giải thể đội tàu nạo vét.

Chi tiết về công tác nạo vét được tổng hợp dưới đây (xem Bảng 15.3.9)

1. Thời gian thi công	Giai đoạn 1	14,0 tháng
	Giai đoạn 2	<u>21,6 tháng</u>
	Tổng thời gian	35,6 tháng
2. Khối lượng nạo vét	Giai đoạn 1	14.086.950 m ³
	Giai đoạn 2	<u>23.892.757 m³</u>
	Tổng thời gian	37.979.707 m ³
3. Số lần phân luồng giao thông trong quá trình thi công:	2 lần	

15.3.7 Điều kiện địa chất

Khối lượng đất nạo vét phân theo đặc điểm của đất và giá trị N trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn được trình bày tại Bảng 15.3.10 và Hình 15.3.10.

Tỷ lệ giữa đất dính và cát là 86% và 14%, tỷ lệ đất dính tính theo độ cứng (giá trị N trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn) là $(N < 5) : (5 < N < 19) : (10 < N < 15) = 83% : 15% : 2%$. Điều này cho thấy đất nạo vét chủ yếu bao gồm đất dính mềm, nạo vét được bằng các tàu GD, CSD và TSHD. Ở đoạn luồng ngoài từ LT 40 km đến LT 44 km, đất chủ yếu là bùn lỏng, và tàu CSD là loại tàu nạo vét phù hợp nhất và kinh tế nhất. Trong nghiên cứu TKCT, hiệu suất của các tàu nạo vét được tính toán với giá trị N trung bình = 5.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

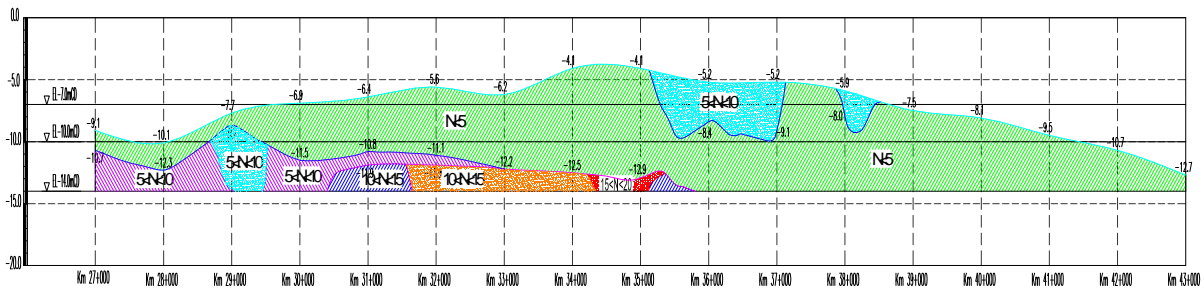
Bảng 15.3.10 Khối lượng nạo vét hình học tính theo đặc điểm địa chất và giá trị N

Lý trình		Khối lượng nạo vét hình học tính theo giá trị N (m ³)								Tổng cộng
từ	đến	Nửa dọc phía Đông				Nửa dọc phía Tây				
		Bùn N<5	Sét		Cát	Bùn N<5	Sét		Cát	
5<N<10	10<N<15		5<N<10	10<N<15						
27+000	28+000	688.419	807.428	0	0	682.940	935.664	0	0	3.114.451
28+000	29+000	0	300.253	0	98.913	0	968.877	0	212.321	1.580.364
29+000	30+000	340.776	72.272	0	50.446	384.659	294.241	0	192.759	1.335.153
30+000	31+000	697.172	54.473	0	0	852.198	176.254	0	0	1.780.097
31+000	32+000	741.226	86.532	20.037	37.227	692.366	199.670	45.066	128.013	1.950.138
32+000	33+000	873.580	0	53.312	87.084	711.868	0	109.085	261.517	2.096.445
33+000	34+000	967.960	0	0	71.193	914.951	0	0	226.118	2.180.223
Phụ tổng		4.309.133	1.320.957	73.349	344.863	4.238.982	2.574.707	154.151	1.020.729	14.036.871
			6.048.303				7.988.568			
34+000	35+000	986.847	0	13.927	62.799	926.252	0	26.906	190.212	2.206.943
35+000	36+000	649.642	0	34.499	407.816	786.044	0	96.634	299.432	2.274.066
36+000	37+000	531.078	0	0	659.816	784.083	0	0	409.542	2.384.519
37+000	38+000	702.766	0	0	375.429	900.509	0	0	233.353	2.212.057
38+000	39+000	705.991	0	0	158.261	926.138	0	0	107.601	1.897.992
39+000	40+000	652.700	0	0	0	908.239	0	0	0	1.560.938
Phụ tổng		4.229.023	0	48.426	1.664.121	5.231.265	0	123.540	1.240.141	12.536.516
			5.941.571				6.594.945			
40+000	41+000	532.512	0	0	0	774.260	0	0	0	1.306.772
41+000	42+000	372.380	0	0	0	629.400	0	0	0	1.001.780
42+000	43+000	211.099	0	0	0	420.880	0	0	0	631.979
43+000	44+000	74.370	0	0	0	181.147	0	0	0	255.518
44+000	44+300	3.371	0	0	0	9.458	0	0	0	12.829
Phụ tổng		1.193.732	0	0	0	2.015.146	0	0	0	3.208.878
			1.193.732				2.015.146			
Tổng cộng		9.731.888	1.320.957	121.775	2.008.984	11.485.392	2.574.707	277.691	2.260.870	29.782.265
			13.183.605				16.598.659			29.782.265

	Tổng cộng				Tổng cộng
	Bùn N<5	Sét		Cát	
	21.217.280	3.895.664	399.466	4.269.854	29.782.265
	71%	13%	1%	14%	100%
Đất dính	25.512.410			NA	25.512.410
	83%	15%	2%		100%

THE DETAILED DESIGN STUDY FOR LACH HUYEN PORT INFRASTRUCTURE CONSTRUCTION PROJECT IN VIET NAM

SOIL PROFILE ALONG LACH HUYEN CHANNEL



LEGEND	
	CLAYEY N<5
	CLAYEY 5<N<10
	CLAYEY 10<N<15

Hình 15.3.10 Mặt cắt địa chất dọc tuyến luồng

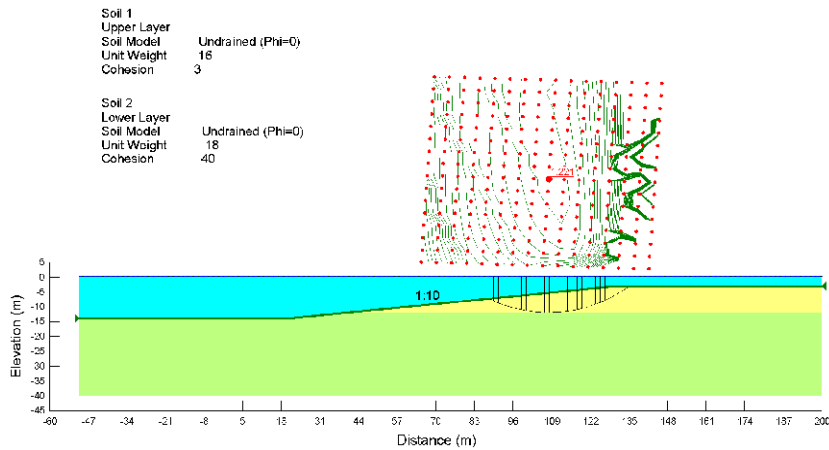
15.3.8 Độ ổn định mái dốc luồng đối với phá hoại trượt cung tròn

Độ ổn định mái dốc luồng đối với phá hoại trượt cung tròn do tải trọng bản thân của đất tự nhiên được trình bày trong phần này. Độ ổn định mái dốc được nghiên cứu cho hai trường hợp: 1) phần mái dốc hoàn thiện 1:10, và 2) phần mái dốc tạm nằm giữa nửa dọc luồng phía đông và phía tây trong giai đoạn nạo vét cơ bản. Kết quả tính toán độ ổn định mái dốc được trình bày từ Hình 15.3.11 đến Hình 15.3.14.

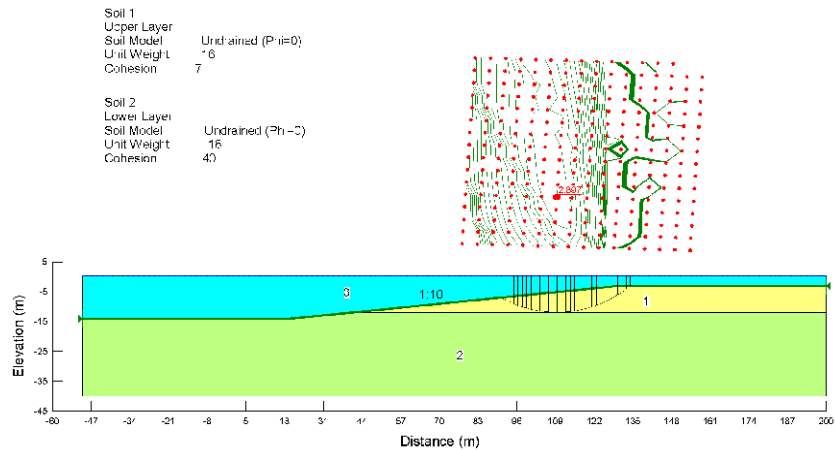
Các điều kiện tính toán và kết quả được tổng hợp trong Bảng sau.

Bảng 15.3.11 Kết quả tính toán phá hoại trượt cung tròn tại mái dốc luồng

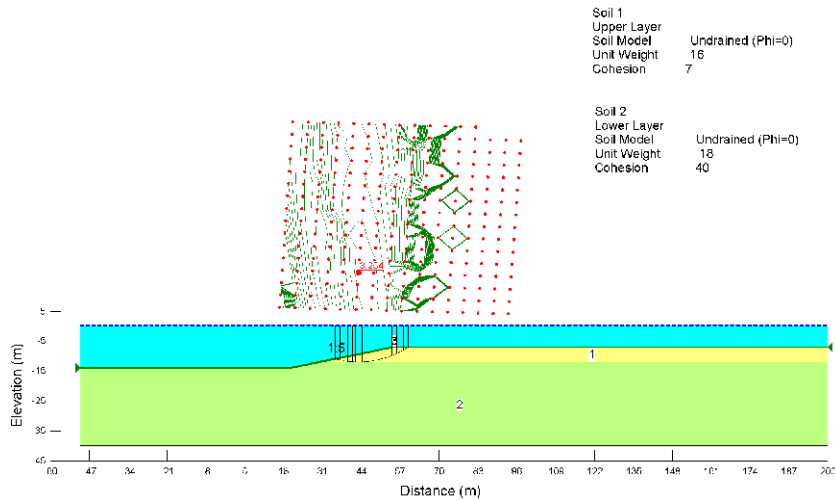
Trường hợp	Vị trí	Hình dạng đáy biên			Điều kiện địa chất						Kết quả tính toán		
		Mái dốc	Chiều cao		Lực dính (kN/m ²)		φ : Góc nội ma sát (°)	Khối lượng riêng (kN/m ³)		Hệ số an toàn	Hệ số an toàn từng phần	Ghi chú	
			Độ dốc	Đỉnh mái dốc	Chân mái dốc	Lớp trên		Lớp dưới	Lớp trên				Lớp dưới
1	Mái dốc biên	1:10	-3 m	-14 m	3	40	0	16	18	1,22	>1.1	Phù hợp	
2	Mái dốc biên	1:10	-3 m	-14 m	7	40	0	16	18	2,90	>1.1	Phù hợp	
3	dốc nằm giữa	1:5	-7 m	-14 m	7	40	0	16	18	3,25	>1.1	Phù hợp	
4	dốc nằm giữa	1:3	-7 m	-14 m	7	40	0	16	18	2,41	>1.1	Phù hợp	



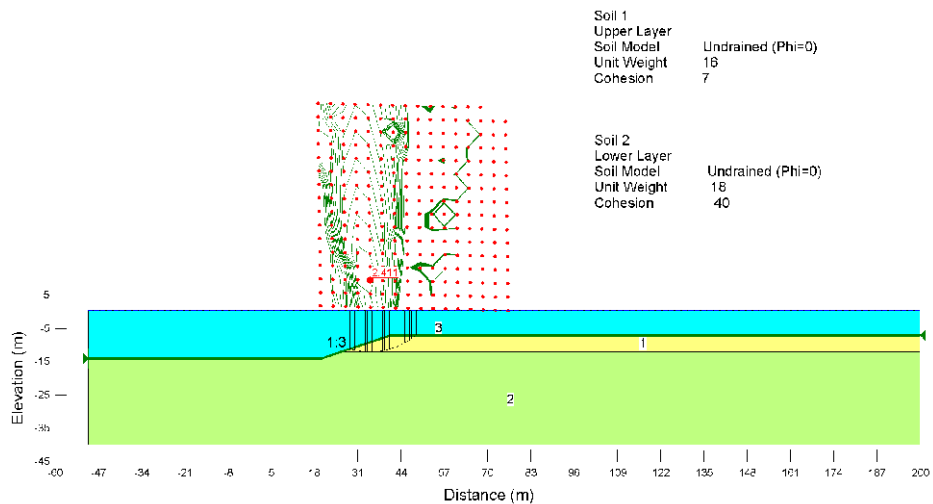
Hình 15.3.11 Hệ số an toàn chống trượt cung tròn của mái dốc luồng (Trường hợp 1)



Hình 15.3.12 Hệ số an toàn chống trượt cung tròn của mái dốc luồng (Trường hợp 2)



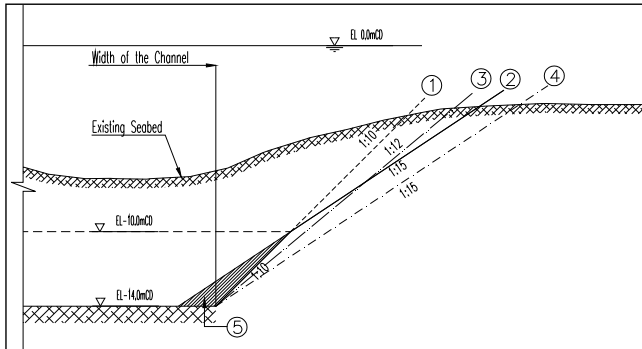
Hình 15.3.13 Hệ số an toàn chống trượt cung tròn tại phần mái dốc tạm ở vị trí giữa luồng (Trường hợp 3)



Hình 15.3.14 Hệ số an toàn chống trượt cung tròn tại phần mái dốc tạm ở vị trí giữa luồng (Trường hợp 4)

15.3.9 Mái dốc luồng để chống xói

Mái dốc luồng Lạch Huyện hiện tại là 1:15. Với mái dốc này, tại một số đoạn ở mái dốc luồng bị xói do điều kiện biển xấu. Mái dốc đề xuất tại báo cáo SAPROF (1:10) được xem xét lại cho những trường hợp được trình bày trong Hình 15.3.15, Bảng 15.3.12 và bảng tóm tắt dưới đây.



- ① Mái dốc 1:10
- ② Mái dốc phức hợp: 1:10 (phần mái dốc dưới -10 m) và 1:15 (phần mái dốc trên -10 m)
- ③ Mái dốc 1:12
- ④ Mái dốc 1:15
- ⑤ Khối lượng nạo phát sinh trong phần mái dốc 1:15 ở Trường hợp 2.

Hình 15.3.15 Các phương án về Mái dốc luồng

Khối lượng nạo vét phát sinh khi chọn mái dốc theo trường hợp ① được tổng hợp trong Bảng sau.

Các phương án nạo vét mái dốc	Khối lượng nạo vét (m ³)				
	Mái dốc	Mái dốc 1:10 & 1:15		Mái dốc	Mái dốc
	1:10	Khối lượng nạo vét hình học	Sạt lở mái dốc	1:12	1:15
	①	②	⑤	③	④
Tổng cộng	27.956.546	29.782.265	1.218.388	30.182.619	33.767.448
Khối lượng nạo vét dự phòng ① (1:10)	①-①	②-①	⑤	③-①	④-①
	0	1.825.719	1.218.388	2.226.073	5.810.902

Ghi chú: Các trường hợp ①, ②, ③ và ④ là khối lượng nạo vét hình học theo từng mái dốc còn ⑤ là khối lượng nạo vét dự phòng

Trong nghiên cứu TKCT, Tình huống ② được đề xuất. Khối lượng nạo vét tính toán trong Trường hợp ⑤ sẽ được xem xét trong các bước giám sát tiếp theo và sau khi thi công nạo vét.

Theo các kết quả của mục (8) và (9), luồng thiết kế có mái dốc phức hợp với độ dốc là 1:15 và 1:10 và độ dốc tim luồng là 1:5.

Bảng 15.3.12 Khối lượng nạo vét trong các trường hợp mái dốc luồng

Lý trình		Khối lượng nạo vét(m ³)				
từ	đến	Mái dốc	Mái dốc 1:10 & 1:15		Mái dốc	Mái dốc
		1:10	Khối lượng nạo vét hình học	Sạt lở mái dốc	1:12	1:15
		①	②	⑤	③	④
27+000	28+000	2.927.758	3.065.371	43.203	3.038.317	3.283.808
28+000	29+000	1.514.664	1.607.124	68.132	1.600.269	1.812.298
29+000	30+000	1.289.389	1.339.634	80.346	1.390.807	1.554.502
30+000	31+000	1.662.349	1.766.879	80.446	1.808.786	2.037.757
31+000	32+000	1.799.711	1.926.816	80.446	1.962.363	2.216.146
32+000	33+000	1.911.984	2.062.393	80.446	2.090.424	2.370.654
33+000	34+000	1.972.972	2.147.013	80.446	2.168.306	2.468.547
34+000	35+000	2.018.776	2.222.406	80.446	2.233.593	2.562.242
35+000	36+000	2.061.011	2.290.786	80.446	2.292.696	2.646.409
36+000	37+000	2.164.862	2.392.952	80.446	2.394.888	2.749.506
37+000	38+000	2.059.175	2.225.146	80.446	2.248.224	2.537.002
38+000	39+000	1.830.632	1.921.285	80.446	1.966.260	2.172.228
39+000	40+000	1.543.514	1.591.606	80.446	1.643.947	1.795.739
40+000	41+000	1.279.072	1.298.103	80.446	1.349.488	1.455.828
41+000	42+000	1.002.186	1.006.233	80.296	1.048.191	1.117.375
42+000	43+000	642.138	642.163	48.368	664.462	697.948
43+000	44+000	263.034	263.034	12.922	268.188	275.931
44+000	44+300	13.319	13.319	211	13.409	13.530
Total		27.956.546	29.782.265	1.218.388	30.182.619	33.767.448
Khối lượng nạo vét dự phòng ① (1:10)		①-①	②-①	⑤	③-①	④-①
		0	1.825.719	1.218.388	2.226.073	5.810.902

Ghi chú: Các trường hợp ①, ②, ③ và ④ là khối lượng nạo vét hình học theo từng mái dốc còn ⑤ là khối lượng nạo vét dự phòng

Mái dốc luồng tại phần chuyên tiếp giữa khu bến (Đầu tư tư nhân) và mái dốc luồng tại LT 27+800 đến LT 28+000 mà có độ dốc giao động từ 1:3 to 1:15 cần đặc biệt chú ý. Trong trường hợp mở rộng khu bến Công-ten-nơ trong tương lai không được thực hiện thì việc bảo vệ mái dốc cần được xem xét..

15.4 Kiểm tra công tác nạo vét luồng và Chương trình nạo vét duy tu

Việc dự báo khối lượng sa bồi là không đơn giản và dễ dàng vì sa bồi tùy thuộc vào các hiện tượng thiên nhiên thất thường. Kể cả khi sử dụng mô hình số khoa học mới nhất để mô phỏng thì kết quả tính toán đầu ra vẫn có sai số lớn. Do đó, các số liệu về khối lượng trình bày tại Chương 5 có bao gồm một phần sai số.

Tuy nhiên, trong Chương 15, khối lượng nạo vét được xác định bằng phương pháp sát thực tế hơn để đảm bảo hạn chế tối đa và hợp lý khoản thanh toán không chính xác cho Nhà thầu nạo vét để tránh bị thanh toán cao hơn thực tế phải trả. Khối lượng nạo vét dự báo trong chương 15 được tính toán với giả thiết có 1 cơn bão xảy ra trong 1 năm và có xét tới hiệu quả của đê chắn cát. Độ sâu nạo vét dự phòng cũng được hạn chế với mục đích như trên.

Kế hoạch nạo vét duy tu được trình bày trong Chương 15 được lập căn cứ vào khối lượng nạo vét dự báo trong Chương 5 để xác định quy trình sơ bộ của công tác nạo vét duy tu như số lượng, chủng loại và cỡ tàu nạo vét và thời gian một chu trình thi công.

Trong trường hợp khối lượng sa bồi thực tế trong quá trình nạo vét lớn hơn khối lượng sa bồi dự báo thì sẽ sử dụng tiền dự phòng để thanh toán phần kinh phí phát sinh này.

Để tìm hiểu được cơ chế sa bồi tại các đoạn luồng cụ thể, Quan trắc độ sâu luồng (CDM) sẽ được thực hiện trong giai đoạn thi công nạo vét. Kế hoạch nạo vét duy tu bao gồm chủng loại, cỡ và số lượng thiết bị nạo vét và thời gian một chu trình thi công và độ sâu nạo vét dự phòng sa bồi luồng, sẽ được

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

lập căn cứ vào khối lượng sa bồi thực tế tại mỗi đoạn luồng, trước khi đưa công trình cảng vào khai thác.

Khối lượng dự báo và quy trình nạo vét duy tu được mô tả dưới đây, có xét tới các điều kiện nêu trên.

15.4.1 Kiểm tra công tác nạo vét luồng

1) Giai đoạn nạo vét cơ bản

Công tác nạo vét luồng được kiểm tra bằng các đợt khảo sát đo sâu trước và sau thi công cho từng giai đoạn thi công nạo vét, và các đợt khảo sát tiến độ hàng tháng như được trình bày tại Bảng 15.4.1. Khu vực khảo sát và cự ly giữa các tuyến khảo sát được trình bày tại Bảng 15.4.2.

Bảng 15.4.1 Tiến độ thi công nạo vét và khảo sát kiểm tra

Lý trình từ (km+m)	đến lông châu đài	Khối lượng nạo vét	Hạng mục nạo vét	Kế hoạch tiến độ nạo vét/ khảo sát kiểm tra																																										
				Năm thứ 1												Năm thứ 2												Năm thứ 3								Năm thứ 4										
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2					
26 +93 0	40	13,1	1	Giai đoạn 1 Nửa dọc phía Đông	Giai đoạn 1												Giai đoạn 2																													
					44 + 300	4,3	4	Giai đoạn 2 Toàn bộ luồng																																						
									2	Giai đoạn 2 Sa bồi luồng giai đoạn 2 tại nửa dọc phía Đông																																				
											3	Hủy động thiết bị/nhân công																																		
													4	Hủy động thiết bị/nhân công																																
Theo dõi/ Khảo sát nghiệm thu		Khảo sát tiến độ hàng tháng		▼												▼												▼								▼										
		Khảo sát sau thi công		■												■												■								■										

Chỉ chú: ■1=◆2, ■2, =◆3 có thể thực hiện khảo sát cùng lúc.

Bảng 15.4.2 Yêu cầu về khảo sát đo sâu để kiểm tra công tác nạo vét

Ký hiệu	Cự ly tuyến khảo sát theo mặt cắt (m)	Khu vực khảo sát thủy văn			Tần suất khảo sát (trong vòng: ngày)
		Chiều rộng khảo sát theo mặt cắt ngang		Tuyến khảo sát theo mặt cắt dọc	
		Luồng (m)	Vùng quay tàu (m)		
◆1	25	1.000	Từ chân mái dốc ra 400 m	1) Đường tìm luồng 2) Dọc chân mái dốc luồng 3) Cự ly 100 m cho phần mái dốc và khu vực ngoài mái dốc	30 ngày
▼	50	500	Từ chân mái dốc ra 300m		10 ngày
■1	25	1.000	Từ chân mái dốc ra 400 m		30 ngày
-	50	500	Từ chân mái dốc ra 300m		10 ngày

2) Giai đoạn sau thi công

Sau khi công tác nạo vét kết thúc và bàn giao cho Chủ đầu tư, công tác giám sát tương tự sẽ được Chủ đầu tư thực hiện với các bước sau đây.

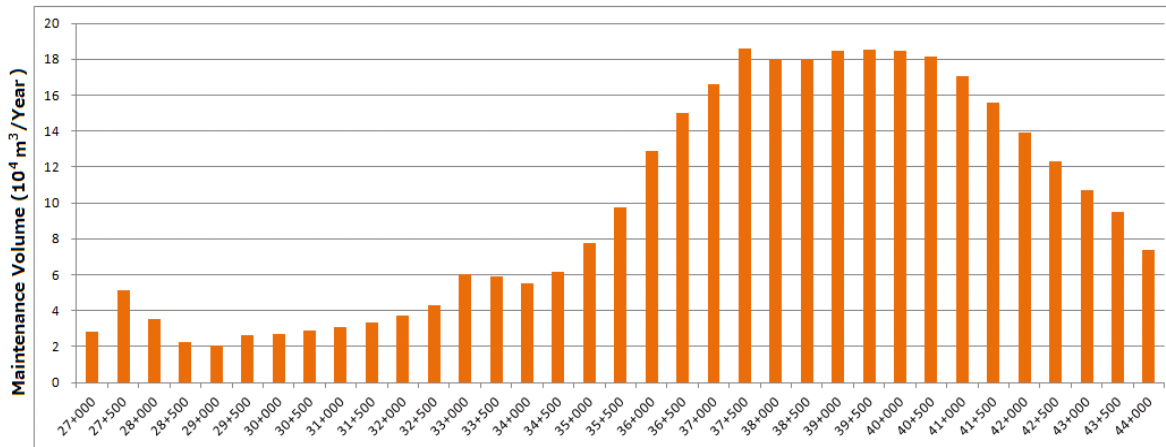
Bảng 15.4.3 Khảo sát thủy văn quan trắc khu vực nạo vét luồng giai đoạn sau thi công

Đợt khảo sát	Khu vực khảo sát thủy văn				Tần suất khảo sát (ngày)
	Cự ly tuyến khảo sát theo mặt cắt (m)	Chiều rộng khảo sát theo mặt cắt ngang		Tuyến khảo sát theo mặt cắt dọc (m)	
		Luồng (m)	Vùng quay tàu (m)		
Khảo sát định kỳ	50	500	Từ chân mái dốc ra 300m	1) Đường tìm luồng 2) Dọc chân mái dốc luồng 3) Cự ly 100 m cho phần mái dốc và khu vực ngoài mái dốc	2 tháng/lần
Khảo sát hàng năm	25	1.000	Từ chân mái dốc ra 400 m		1 năm/lần
Khảo sát đột xuất sau khi thời tiết xấu (bão)	50	500	Từ chân mái dốc ra 300m		Ngay sau khi có bão

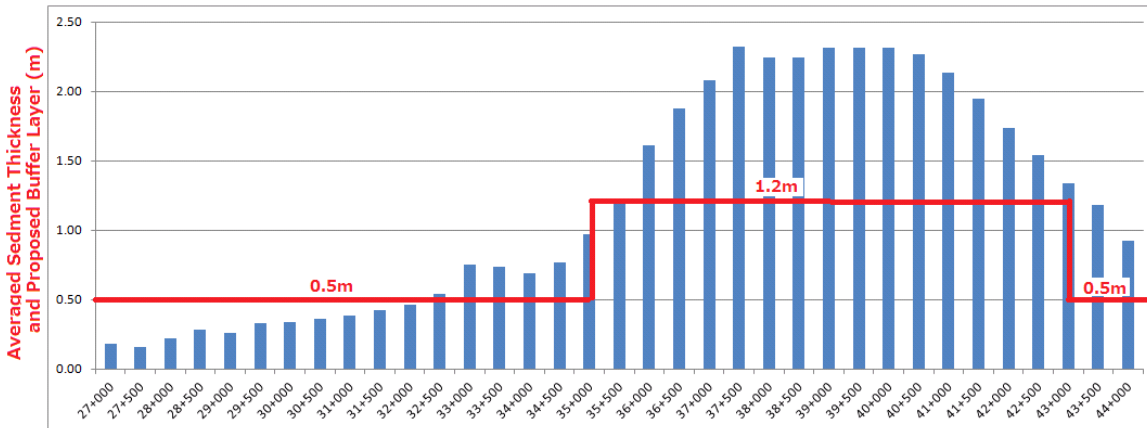
15.4.2 Chương trình nạo vét duy tu

1) Khối lượng nạo vét duy tu dự báo

Chương trình nạo vét duy tu cho giai đoạn khai thác công trình được lập dựa trên khối lượng sa bồi đã nêu tại Chương 5. Theo đó khối lượng nạo vét duy tu hàng năm được tính toán là **3,39 triệu m³** với các điều kiện sau: (1) có đê chắn cát cho tuyến luồng, (2) sóng lớn nhất xuất hiện 4 lần trong năm, và (3) sai số là 1,50. Hình 15.4.1 và Hình 15.4.2 là các hình đã trình bày tại Chương 5, chỉ rõ khối lượng sa bồi hàng năm dự báo cho mỗi 500m luồng và độ dày sa bồi tương ứng.



Hình 15.4.1 Khối lượng nạo vét duy tu tại từng lý trình (Chương 5, Hình 5.10.1)



Note: The sediment is assumed to be concentrated within the Channel/Turning Basin bottom area

Hình 15.4.2 Phần nạo vét dự phòng sa bồi đề xuất (Chương 5, Hình 5.10.2)

2) Tàu nạo vét trong nước

Các tàu nạo vét trong nước sẽ được sử dụng để nạo vét duy tu. Đội tàu nạo vét hiện có tại Việt Nam được trình bày trong Bảng 15.4.4 và Bảng 15.4.5. Đội tàu nạo vét của Tổng công ty Xây dựng đường thủy (VINAWACO: là công ty nhà nước) được liệt kê trong Bảng 15.4.4 và đội tàu thuộc các công ty khác được liệt kê trong Bảng 15.4.5. Để nạo vét duy tu luồng, các tàu nạo vét nêu dưới đây có thể huy động, tùy thuộc vào khả năng huy động vào thời điểm nạo vét duy tu:

1. TSHD, công suất búng 3.250m³ : hai (2) chiếc, của VINAWACO
2. TSHD công suất búng 1.500m³ : hai (2) chiếc, của VINAWACO
3. TSHD công suất búng 1.500m³ : hai (2) chiếc, của công ty khác
4. CSD 4.000c.v: ba (3) chiếc, của VINAWACO

5. Tuy ở đây không có số lượng cụ thể, nhưng theo VINAMARINE, có nhiều tàu GD với công suất gàu từ 2 đến 3 m³.

Một số loại tàu nạo vét có gàu ngoạm nêu tại Bảng 15.4.4 có năng lực nạo vét tới độ sâu tối đa là 14 m. Xét tới việc luồng vẫn được khai thác trong thời gian thi công nạo vét thì tàu TSHD, tàu GD nhỏ hoặc kết hợp hai loại này sẽ là phương án phù hợp nhất.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Bảng 15.4.4 Tàu nạo vét của VINAWACO

STT	Tên tàu nạo vét	Tên nước sản xuất/ Năm sản xuất		Thông số kỹ thuật
1	Long Châu (Tàu hút bùn tự hành)	Đức	(1969)	Các kích thước chính (m) L : 95 B : 16 H : 6 T : 5,3 Tổng công suất (Hp) : 5860 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 3500 Công suất khoang chứa (m ³) : 3240 Chiều sâu nạo vét tối đa (m) : 20
2	Trần Hưng Đạo (Tàu hút bùn tự hành)	Đức	(1969)	Các kích thước chính (m) : L : 95 B : 16 H : 6 T : 5,38 Tổng công suất (Hp) : 6650 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 3500 Công suất khoang chứa (m ³) : 3250 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 20
3	HB88 (Tàu hút bùn tự hành)	Việt Nam	(1989)	Các kích thước chính (m) : L : 53,7 B : 10 H : 4 T : 2,6 Tổng công suất (Hp) : 1590 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 300 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 7
4	TH.12-9 (Tàu hút xén thổi)	Hà Lan	(1996)	Các kích thước chính (m) : L : 32 B : 10,3 H : 2,97 T : 2,05 Tổng công suất (Hp) : 3800 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 1500 Khoảng cách đổ đất tối đa (m) : 5000 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 16
5	HA-97 (Tàu hút xén thổi)	Hoa Kỳ	(1996)	Các kích thước chính (m) : L : 34,7 B : 9,17 H : 2,43 T : 1,65 Tổng công suất (Hp) : 4070 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 1800 Khoảng cách đổ đất tối đa (m) : 6000 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 18
6	Việt-Mỹ (Tàu hút xén thổi)	Hoa Kỳ	(1996)	Các kích thước chính (m) : L : 34,7 B : 9,17 H : 2,43 T : 1,65 Tổng công suất (Hp) : 4070 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 1800 Khoảng cách đổ đất tối đa (m) : 6000 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 18
7	Tàu hút bùn gàu ngoạm TC81	Pháp	(1981)	Các kích thước chính (m) : L : 69,8 B : 12,6 H : 4 T : 2,4 Tổng công suất (Hp) : 2060 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 800 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 16
8	Tàu hút bùn gàu ngoạm TC82	Pháp	(1981)	Các kích thước chính (m) : L : 69,8 B : 12,6 H : 4 T : 2,4 Tổng công suất (Hp) : 2060 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 800 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 16
9	Tàu hút bùn gàu ngoạm TC54	Đức	(1954)	Các kích thước chính (m) : L : 52,5 B : 9,37 H : 3,3 T : 1,85 Tổng công suất (Hp) : 665 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 300 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 14
10	Tàu hút bùn gàu ngoạm TC91	Liên Xô	(1981)	Các kích thước chính (m) : L : 48 B : 9,4 H : 2,8 T : 1,6 Tổng công suất (Hp) : 920 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 600 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 14
11	Tàu hút bùn gàu ngoạm TC82 r	Liên Xô	(1982)	Các kích thước chính (m) : L : 44,6 B : 9,6 H : 2,8 T : 1,8 Tổng công suất (Hp) : 490 Khối lượng nạo vét (m ³ /h) : 275 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 12
12	Thái Bình Dương (Tàu hút bùn tự hành)	Đức	(2002)	Các kích thước chính (m) : L : 67,5 B : 14 H : 5,2 T : 4,6 Tổng công suất (Hp) : 4757 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 950 Công suất khoang chứa (m ³) : 1500 Khoảng cách đổ đất tối đa (m) : 1000 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 21
13	Long Châu 02 tàu hút bùn, món nông, cần cứng	Việt Nam	(2001)	Các kích thước chính (m) : L : 88,4 B : 14,6 H : 4,5 T : 3,8 Tổng công suất (Hp) : 4500 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 1500 Công suất khoang chứa (m ³) : 1500 Khoảng cách đổ đất tối đa (m) : 2500 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 15
14	HB 02 (Tàu hút bùn tự hành)	Việt Nam	(2001)	Các kích thước chính (m) : L : 52,5 B : 12 H : 3,6 T : 2,65 Tổng công suất (Hp) : 1790 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 1050 Công suất khoang chứa (m ³) : 400 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 14
15	Tàu ngoạm Bình Dương	Nhật Bản	(1980)	Các kích thước chính (m) : L : 60 B : 20 H : 4 T : 2,5 Tổng công suất (Hp) : 1950 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 437 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 80
16	Tàu ngoạm TC02	Việt Nam	(2002)	Các kích thước chính (m) : L : 35,3 B : 10,7 H : 2,7 T : 1,5 Tổng công suất (Hp) : 390 Công suất nạo vét (m ³ /h) : 140 Độ sâu nạo vét tối đa (m) : 25

Nguồn: VINAWACO (Tổng Công ty Xây dựng Đường thủy Việt Nam)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Bảng 15.4.5 Tàu nạo vét của công ty khác

Tên tàu nạo vét	Owner	Thông số kỹ thuật
Tàu Sông Gianh HB 11	Vinashin Maritime Transport Co.,	V=500m ³ , công suất 2x480CV
Tàu Sông Gianh 18	-như trên-	V=500m ³ , độ sâu 20m
Tàu HB Cửu Long	Công ty Phan Vũ	V=1570 m ³
Tàu HB 09	Công ty Cơ khí và Dịch vụ	V=836m ³
Tàu HB Quê Hương 09	Công ty Cổ phần Thương mại và Xây dựng Quê Hương	V=1500m ³

Ghi chú 1. Toàn bộ các tàu trên là loại tàu hút bùn tự hành
2. Nguồn: Cục Hàng hải Việt Nam

3) Hoạt động hiện tại của các tàu nạo vét trong nước

Tình hình nạo vét duy tu hiện tại của luồng vào cảng Hải Phòng được tóm tắt trong Bảng 15.4.6 và Bảng 15.4.7. Luồng vào cảng Hải Phòng bao gồm các đoạn 1) Sông Cấm, 2) Sông Bạch Đằng, 3) Kênh Hà Nam, và 4) Luồng Lạch Huyện.

Bảng 15.4.6 Tình hình nạo vét duy tu Luồng vào cảng Hải Phòng, xét theo từng đoạn luồng từ 2006 tới 2011

STT	Đoạn luồng	Vị trí nạo vét		Thời gian nạo vét		Số ngày nạo vét (1)	Khối lượng (2)	Khối lượng một ngày (2)/(1)	Ghi chú		
		Từ	Đến	Từ	Đến						
I	Sông Cấm								Không nạo vét		
		2007									
		2008	Cảng Sông Cấm	Cảng Hải Phòng	23/10/08	23/2/09	123	139.408		1.133	
		2009	Cảng Sông Cấm	Cảng Hải Phòng	12/11/09	5/2/10	85	69.314		815	
		2010									Không nạo vét
		2011	Cảng Sông Cấm	Cảng Hải Phòng			54.898		Đang nạo vét		
II	Sông Bạch Đằng								Không nạo vét		
		2007									
		2008	Phao số 34	Phao số 46	23/10/08	23/2/10	488	334.850		686	
		2009	Phao số 34	Phao số 46	12/11/09	5/2/10	85	493.796		5.809	
		2010									Không nạo vét
		2011	Phao số 32	Cảng Đình Vũ			367.022		Đang nạo vét		
III	Kênh Hà Nam								Không nạo vét		
		2007									
		2008	Phao số 19	Phao số 25	23/10/08	23/2/10	488	305.037		625	
		2009	Phao số 19	Phao số 25	12/11/09	5/2/10	85	358.803		4.221	
		2010									Không nạo vét
		2011	Phao số 19	Phao số 27			431.420		Đang nạo vét		
IV	Luồng Lạch Huyện								Không nạo vét		
		2007									
		2008									Không nạo vét
		2009									Không nạo vét
		2010									Không nạo vét
		2011	Phao số 3, 4	Phao số 7, 8			51.840		Đang nạo vét		

Nguồn: VINAMARINE

Bảng 15.4.7 Tình hình nạo vét duy tu hàng năm của Luồng vào cảng Hải Phòng theo từng năm, từ 2000 đến 2011

Năm	Kích thước nạo vét			Khối lượng (m ³) ①	Chi phí (Tr VND) ②	Ghi chú	Đơn giá nạo vét (VND/m ³) ③=②/①
	Rộng (m)	Cao (m)	Mái dốc (m)				
2000	100/80	4.5	15/10	2.035.118	32.422		15.931
2001	100/80	4.5	15/11	2.199.002	32.381		14.725
2002	100/80	4.5	15/12	2.223.421	35.680		16.047
2003	100/80	4.5	15/13	2.083.824	53.466		25.658
2004	100/80	4.5	15/14	1.038.811	36.612		35.244
2005	100/80	4.5	15/15	819.933	27.427		33.450
2006		7.2/7.0/5.5				Dự án Hải Phòng - GD 2	
2008							
2009	100/80	5.7	10	780.295	59.854		76.707
2010	100/80	6.3/5.5	10	921.913	79.612		86.355
2011	100/80	6.5/5.5	10/7	905.180	121.429	Đang thực hiện	134.149

Ghi chú: Luồng dẫn vào Cảng Hải Phòng gồm: 1) Sông Cấm, 2)Sông Bạch Đằng, 3) Kênh Hà Nam, 4) Luồng Lạch Huyện (hiện tại)
Nguồn: VINAMARINE

Khối lượng nạo vét duy tu hàng năm dao động vào khoảng 2 triệu m³ , với khối lượng nạo vét

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

một ngày khoảng từ 4.000 đến 6.000 m³.

Bảng 15.4.8 đến Bảng 15.4.9 cho thấy số ngày làm việc của các tàu trong mỗi năm, theo đó là khoảng từ 200 đến 250 ngày một năm.

Bảng 15.4.8 Tình hình sử dụng tàu nạo vét hiện có trong nước

Tàu hút bùn tự hành (TSHD)														
Tên Tàu nạo vét	Công suất			Công suất nạo vét m ³ /h	Năng suất nạo vét tính theo độ sâu nạo vét (m ³ /h)				Tỷ lệ đất trong khoang %	Công suất xả đất m ³ /h	Năng suất xả đất tính theo cự ly			
	Khoảng chứa	Hút	CV		5 m	10 m	15 m	20 m			Cầu vồng	0,5 km	1.0 km	1.5 km
Trần Hưng Đạo	3250m ³	800	6650	3.500	0	2600	2200	1050	80	3500				
Thái Bình Dương	1500m ³	800	4757	950	0	715	600	320	80	950	800	800	720	650

Tàu hút xen thời (CSD)											
Tên Tàu nạo vét	Công suất			Công suất nạo vét (m ³ /h)	Năng suất nạo vét tính theo chiều dài ống xả (m ³ /h)						
	Bơm hút	Bơm xen	Tổng CV		(sang sả lan)	1 km	2 km	3 km	4 km	5 km	6 km
HA97	1910	559	4.070	1.800	1800	1800	1530	1350	1170	900	720
TH12/	1712	552	3.800	1.500	1500	1500	1275	1125	975	750	600
VIET MY	1712	552	3.800	1.500	1500	1500	1275	1125	975	750	600

Bảng 15.4.9 Thời gian khai thác của tàu nạo vét hiện có trong nước hàng năm

Tên tàu nạo vét	Công suất	Thời gian huy động	Thời gian làm việc	Thời gian không làm việc bởi các lý do					Tổng số
				Thời tiết xấu	Sửa chữa	Không có việc	Khác	Số ngày làm việc trong năm	
TSHD									
Trần Hưng Đạo	3,250m ³		365	180	60	50	60	15	185
Thái Bình Dương	1,500m ³		365	180	60	50	60	15	185
CSD									
HA-97	4070HP		365	200	60	35	60	10	165
TH 12-9	3800HP		365	200	60	35	60	10	165
VIET MY	4070HP		365	200	60	35	60	10	165

Nguồn VINAMARINE/VINAWACO

4) Nạo vét duy tu

Xét khả năng huy động của tàu nạo vét hiện có trong nước và khối lượng nạo vét duy tu, Tư vấn đề xuất sử dụng tàu TSHD phối hợp với tàu GD nhỏ. Năng suất của của cả hai loại tàu này được nêu tại Bảng 15.4.10 .

Ba chiếc tàu TSHD 3.250 m³ để nạo vét luồng chính và 5 chiếc tàu GD 2,5 m³ để nạo vét mái dốc luồng sẽ được huy động như trình bày tại Bảng 15.4.11.

Vị trí đổ đất nạo vét duy tu sẽ là vị trí ngoài biên hoặc ven bờ.

Xét tính cần thiết phải nạo vét duy tu thường xuyên, Tư vấn đề xuất bố trí riêng một (1) chiếc tàu TSHD để chuyên nạo vét duy tu Luồng Lạch Huyện.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Bảng 15.4.10 Năng suất của tàu nạo vét duy tu

TSHD (Tàu hút bọng tự hành)			
Dung tích khoang chứa	m ³	3.250	3.250
Thời gian nghỉ chờ	hr	0	0
Tỷ lệ chứa đất hữu dụng		0,4	0,4
Khối lượng đất hữu dụng	(1) m ³	1300	1300
Vị trí đổ đất nạo vét		Cát Hải	Ngoài biển
Khoảng cách đến vị trí đổ đất	nm	6	14
trong đó khoảng cách đi trong luồng	nm	6	8
Vận tốc đi trong luồng	hải lý	8	8
Thời gian đi trong luồng	hr	0,8	1
Khoảng cách đi ngoài luồng	nm	0	6
Vận tốc đi ngoài luồng	hải lý	14	14
Thời gian đi ngoài luồng	giờ	0,0	0,4
Thời gian đi một chuyến khứ hồi	giờ	1,7	2,9
Thời gian nạo vét	giờ	3	3,0
Thời gian đổ đất	giờ	0,75	0,5
Thời gian chờ các tàu khác đi qua	giờ	1	1,0
Tổng thời gian 1 chuyến	giờ	6,4	7,4
Thời gian hoạt động/ngày	giờ	24	24
Số chuyến khứ hồi trong ngày	(2) chuyến	3,8	3,3
Điều kiện thủy hải văn	(3)	0,9	0,9
Tỷ lệ không hoạt động	(4)	0,9	0,9
Tỷ số ngày nghỉ	(5)	0,9	0,9
Số giờ nghỉ chờ trong ngày	giờ	0	0
Tỷ lệ nghỉ chờ / ngày	Sr	0	0
Năng suất ngày: Q=(1) x (2) x (3) x (4) x (5)x(1-Sr)	m ³ /ngày	3.504	2.977

GD (Tàu gàu ngoạm)			
Chung loại tàu	GD		
Dung tích gàu	2,5m ³		
Phương pháp xả đất	Sả lan xả đáy		
Phân loại đất	Đất dính		
Vị trí nạo vét	Lạch Huyện		
Công suất thiết kế của tàu	q	m ³ /h	128,3
Hiệu suất hoạt động (Độ dày lớp đất)	E1		0,85
Hiệu suất hoạt động (điều kiện biển)	E2		0,95
Hiệu suất hoạt động (Độ sâu nạo vét)	E3		1
Tỷ lệ không hoạt động	E4		0,9
Số giờ làm việc/ngày	T	hr	8
Số giờ nghỉ chờ/ngày		hr	0
Tỷ lệ nghỉ chờ/ngày	Sr		0
Q=(q x E1 x E2 x E3 x E4 x T)X(1-Sr)	Q	m ³ /day	746

Nguồn

- Tiêu chuẩn lập dự toán xây dựng công trình cảng (Nhật Bản, 2010)
- Tiêu chuẩn định mức thiết bị nạo vét, 2005, R. N. Bray

Bảng 15.4.11 Chương trình nạo vét duy tu

Lý trình	Loại tàu nạo vét	Công suất (m ³ /ngày/ tàu)	Số lượng tàu	Tổng thời gian (ngày)	Khối lượng nạo vét (m ³)	1 năm												
						Tàu-thang	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
							(km+m)											
27 km + 000 44 km + 300 17 km + 300	TSHD 3,250 m ³	2.977	1	300	10,0	893.100												
			1	300	10,0	893.100												
			1	16,5	5,4	485.251												
	Phụ tổng	3		25,4	2.271.451													
GD 2.5 m ³	746	300	1	300	10,0	223.800												
			1	300	10,0	223.800												
			1	300	10,0	223.800												
			1	300	10,0	223.800												
Phụ tổng	5		50,0	1.119.000														
Tổng cộng					3.390.451													

15.5 Đánh giá về tác động môi trường bởi hoạt động đổ đất nạo vét vào Khu công nghiệp Nam Đình Vũ và Vị trí ngoài biển

15.5.1 Mục tiêu

Mục tiêu của nghiên cứu này là đánh giá tác động môi trường của việc đổ đất nạo vét từ Dự án Xây dựng hạ tầng Cảng Lạch Huyện vào vị trí đổ đất tại Khu CN Nam Đình Vũ và vị trí đổ đất ngoài biển.

15.5.2 Điều kiện hiện trạng của Khu vực Dự án

Trong thời gian từ tháng 5, 2011 tới tháng 8, 2011, Đoàn Nghiên cứu đã thực hiện khảo sát thực địa sâu rộng để tìm hiểu điều kiện tự nhiên, sinh thái và xã hội tại khu vực nghiên cứu (đề nghị tham khảo Chương 3 của Báo cáo cuối kỳ)

Bảng 15.5.1 dưới đây tóm tắt các điều kiện hiện trạng theo kết quả khảo sát, có so sánh giữa khu vực ven bờ và khu vực xa bờ.

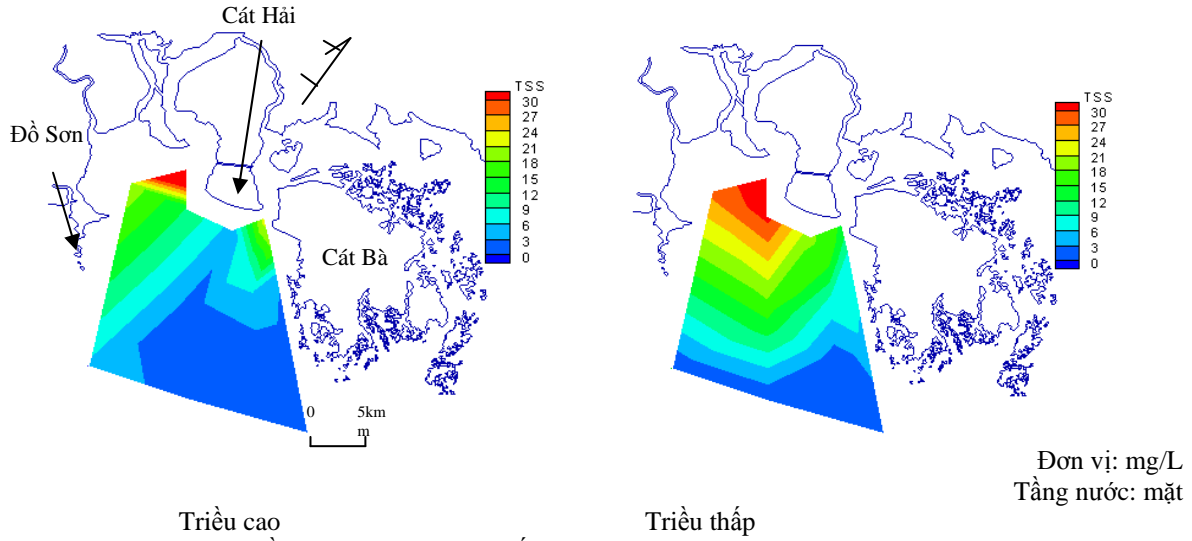
Bảng 15.5.1 Điều kiện hiện trạng

Nội dung	Vị trí ven bờ (Nam Đình Vũ)	Vị trí ngoài biển	
Điều kiện tự nhiên	Chất lượng nước	Toàn bộ thông số đạt của tiêu chuẩn Việt Nam	Không khảo sát
	Ồn và Rung	Âm thanh và tiếng ồn đạt tiêu chuẩn Việt Nam	Không khảo sát.
	Chất lượng nước (xem Hình 15.5.1 về Tổng bùn cát lơ lửng)	Nồng độ trung bình tại tầng nước mặt 16,1mg/L khi triều cao và 18,1mg/L khi triều thấp. Nồng độ Nitơ tổng và Phốt pho tổng cao hơn	Nồng độ trung bình tại tầng nước mặt 2,2mg/L khi triều cao và 8,4mg/L khi triều thấp. Nồng độ Nitơ tổng và Phốt pho tổng thấp hơn.
	Nhiệt độ trong nước và độ mặn phân chia theo phương thẳng đứng	Nhiệt độ trong nước và độ mặn tại tầng nước mặt thấp do có ảnh hưởng bởi dòng chảy từ sông, cho thấy rõ sự phân tầng	Không thấy rõ sự phân tầng
	Chất lượng trầm tích đáy	Nồng độ kim loại nặng cao hơn	Nồng độ kim loại nặng thấp
	PCB, DDT, Dioxins	Phát hiện có Dioxins nồng độ thấp	Phát hiện có Dioxins nồng độ thấp
Điều kiện sinh thái	Khu vực bảo tồn	Đảo Cát Bà là vườn quốc gia và là khu dự trữ sinh quyển	Phía đông sang nam đảo Cát Bà là vịnh Hạ Long, Di sản thế giới
	Nhiều môi trường sống (tham khảo tài liệu, xem Hình 15.5.2)	Nghiên cứu trước cho thấy khu ven bờ của vùng Lạch Huyện khá đa dạng về loài cá	Ảnh vệ tinh và khảo sát điểm cho thấy có rặng san hô tại đảo Cát Bà, nhưng hiện đã bị giảm đi
	Cây ngập mặn	Có nhiều cây ngập mặn	-
	Rong/cỏ biển	Có một số vùng thảm rong nhỏ rải rác	Có một số vùng thảm rong nhỏ rải rác
	San hô	-	Có rặng san hô phía nam Đảo Cát Bà và Long Châu
	Động vật phù du	Không có đặc điểm nổi bật	Không có đặc điểm nổi bật
	Động vật nổi	Có phát hiện thấy Ấu trùng cá Mật độ động vật nổi cao hơn	Không phát hiện thấy Ấu trùng cá Mật độ động vật nổi thấp hơn.
	Động vật đáy	Động vật đáy đa dạng hơn.	Động vật đáy kém đa dạng hơn.
Cá đáy	Sự đa dạng loài cá có thể cao hơn. Có hai loài cá nằm trong sách đỏ của Việt Nam	Sự đa dạng loài cá kém hơn	
Điều kiện xã	Hoạt động kinh tế	Sản xuất muối, nuôi thủy sản, đánh bắt cá	Đánh bắt cá

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Nội dung		Vị trí ven bờ (Nam Đình Vũ)	Vị trí ngoài biển
hội	và nghề nghiệp	Đề ảnh hưởng do thay đổi môi trường Đánh bắt cá ven bờ là nghề chính của đảo Cát Hải. Số liệu chi tiết về khu Nam Đình Vũ không có	



Triều cao

Triều thấp

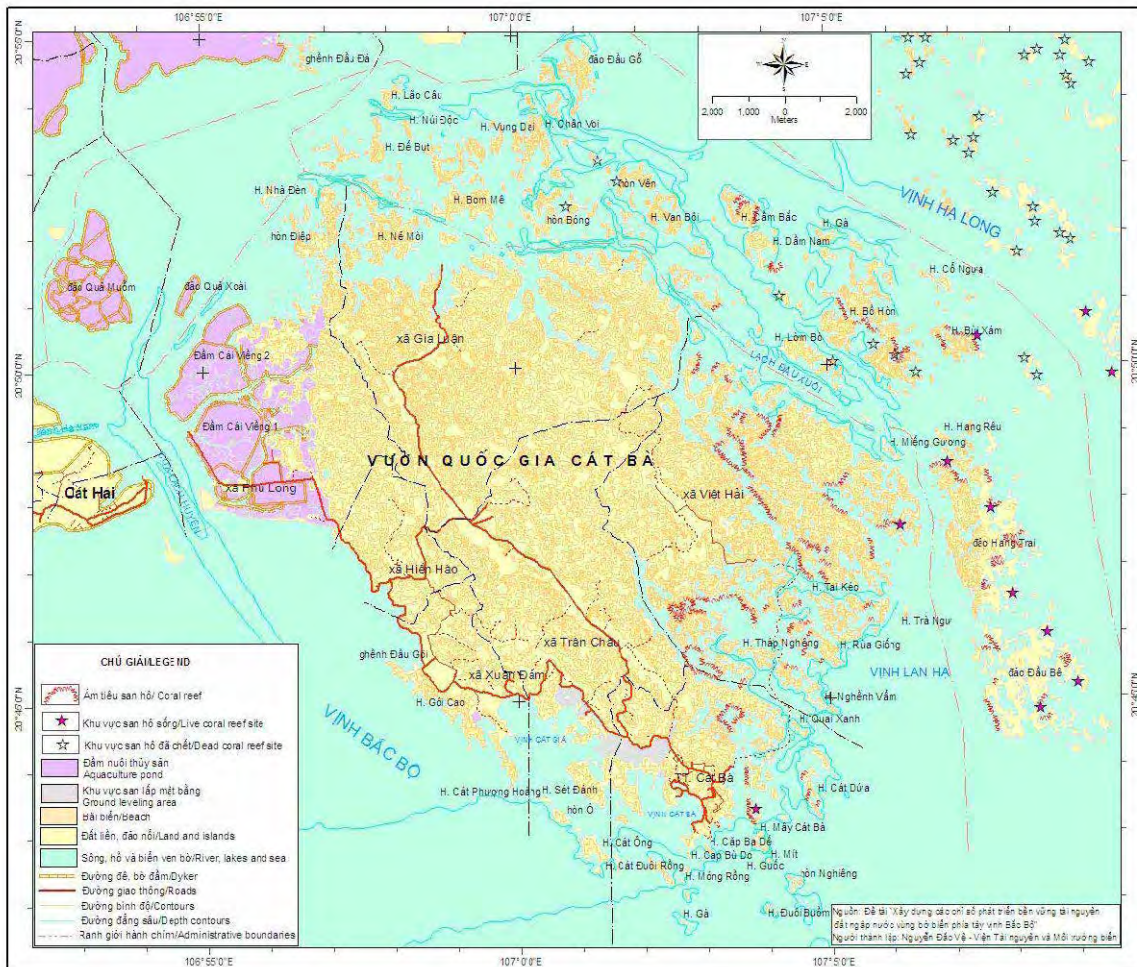
Nguồn: Khảo sát thực địa tiến hành trong Nghiên cứu TKCT (Ngày 16-17, Tháng 5, 2011)

Nhận xét: Có thể thấy nước có độ đục cao tại phía đầu Vịnh Hải Phòng kể cả trong 2 thời điểm Triều cao và Triều thấp, do ảnh hưởng của dòng chảy từ sông.

Hình 15.5.1 Sự phân bố theo phương ngang của tổng Bùn cát lơ lửng (TSS)

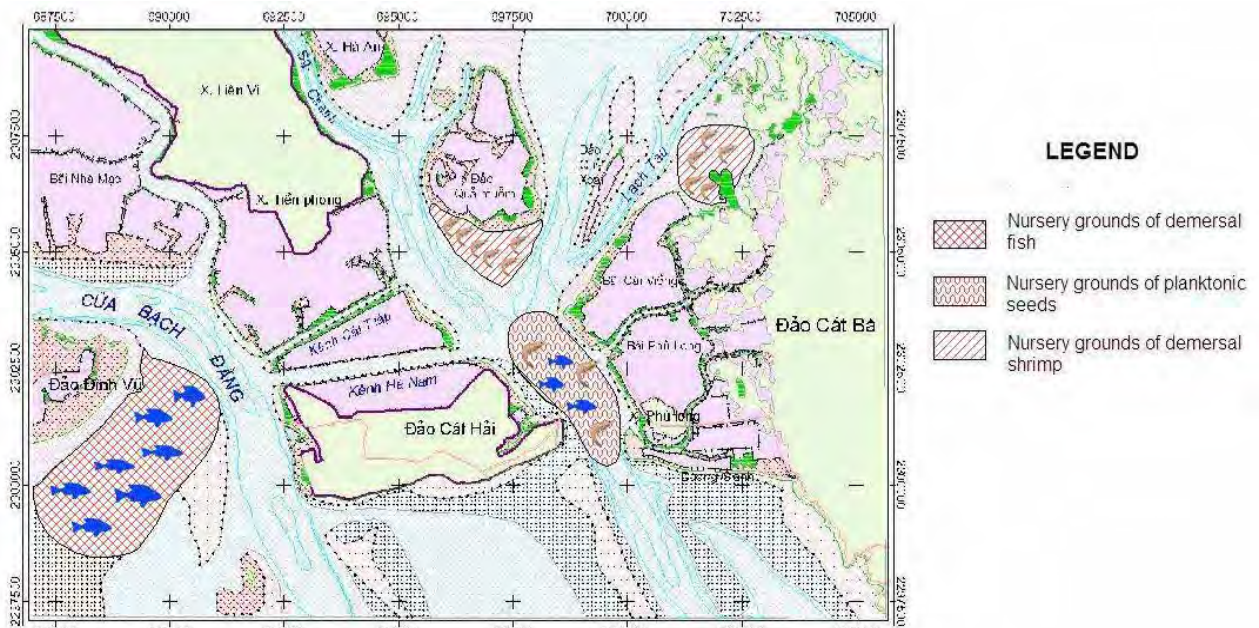
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Nguồn: Nguyễn Đức Vệ (2010)

Sự phân bố san hô xung quanh Đảo Cát Bà



Nguồn: Nguyễn Thị Thu và cộng sự (2008)

Sự phân bố các bãi ương chính xung quanh khu vực Lạch Huyện

Hình 15.5.2 Khu vực môi trường sống quan trọng, theo tài liệu đã có

15.5.3 Mô phỏng sự khuếch tán bùn cát

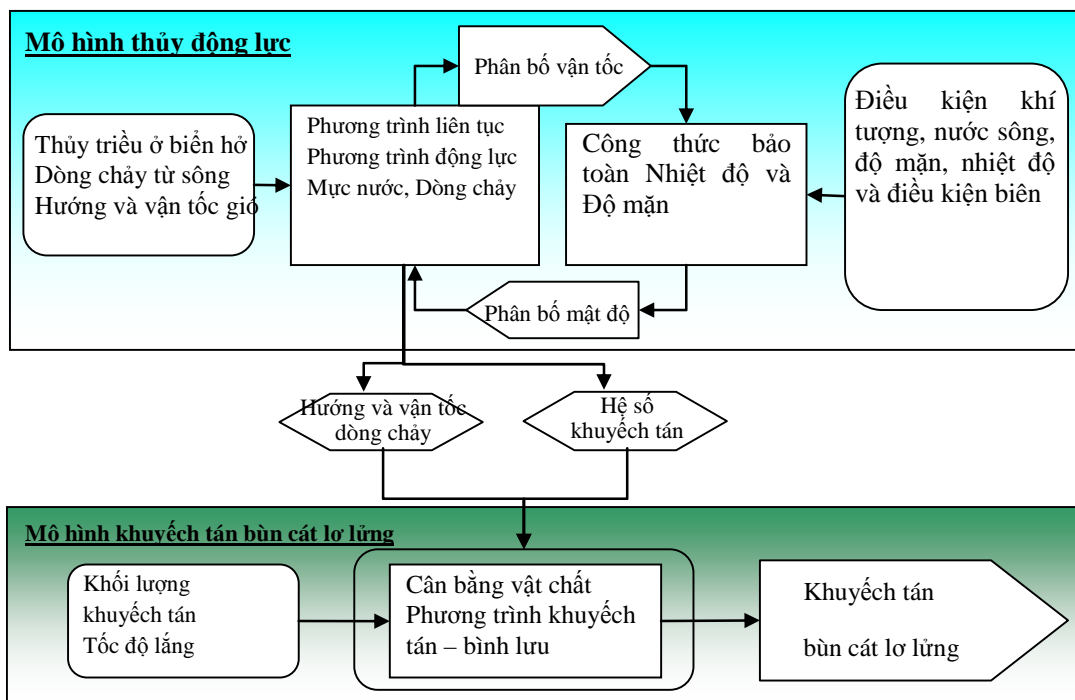
Mục này mô tả tóm tắt về mô hình sử dụng để mô phỏng sự khuếch tán bùn cát. Đề nghị xem chi tiết tại Chương 12.3 và Phụ lục của Chương này tại Báo cáo cuối kỳ.

1) Cấu trúc mô hình

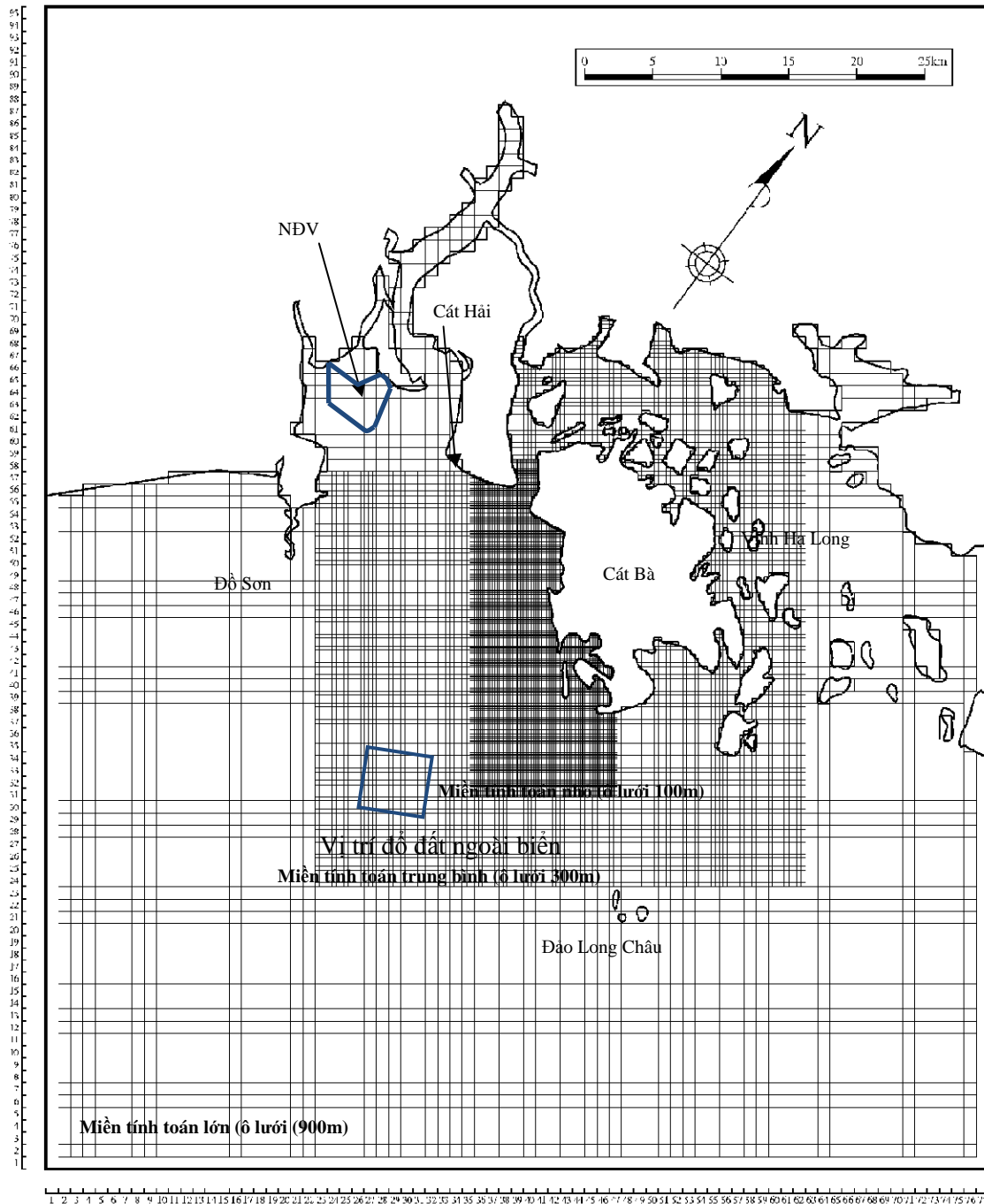
Mô hình sử dụng để mô phỏng bao gồm hai mô hình số sau đây.

Mô hình thủy động lực	: Mô hình đa tầng nước theo phương thẳng đứng, trong đó có xét tới dòng triều xuống và mức độ ngập nước của bãi triều do sự chuyển tiếp của thủy triều, dòng chảy, dòng mật độ và dòng chảy do tác động của gió
Mô hình sự khuếch tán bùn cát	: Mô hình xét tới quá trình bình lưu, sự phát tán và lắng của bùn cát. Mục nước, hướng và vận tốc dòng chảy đã tính toán bằng mô hình thủy động lực đã được sử dụng làm thông số đầu vào cho mô hình này

Cấu trúc cơ bản và quan hệ giữa hai mô hình được trình bày tại Hình 15.5.3. Và khu vực mô phỏng được trình bày trong Hình 15.5.4.



Hình 15.5.3 Cấu trúc cơ bản của các mô hình



Hình 15.5.4 Khu vực mô phỏng và Lưới tính toán

2) Điều kiện tính toán

a) Mô hình thủy động lực

i) Số liệu đầu vào

Bảng 15.5.2 tóm tắt số liệu đã sử dụng trong mô hình thủy động lực. Thời gian chạy mô hình là 20 ngày, cho tới khi dòng chảy từ sông và mật độ nước biển bị ảnh hưởng bởi sự cân bằng nhiệt giữa mặt biển và áp suất ổn định. Và số liệu của 24 giờ cuối cùng đã được sử dụng để phân tích.

Bảng 15.5.2 Số liệu thu thập được sử dụng trong mô hình thủy động lực

Nội dung	Mùa mưa	Mùa khô	Ngày lấy số liệu
Địa hình		x	Số liệu khảo sát đo sâu tại khu vực Lạch Huyện trong thời kỳ từ 2006 đến 2011
Mực nước		x	Tháng 11, 2009, Tháng 5, 2011
Nhiệt độ, Độ nhiễm mặn		x	Tháng 5, 2006, Tháng 5, 2011
Dòng chảy từ sông		x	Tháng 9, 1999, Tháng 5, 1999
Điều kiện khí tượng	x	x	Số liệu trung bình tháng, từ 1975 đến 2005
Dòng chảy	x	x	Tháng 11, 2009, Tháng 5, 2011

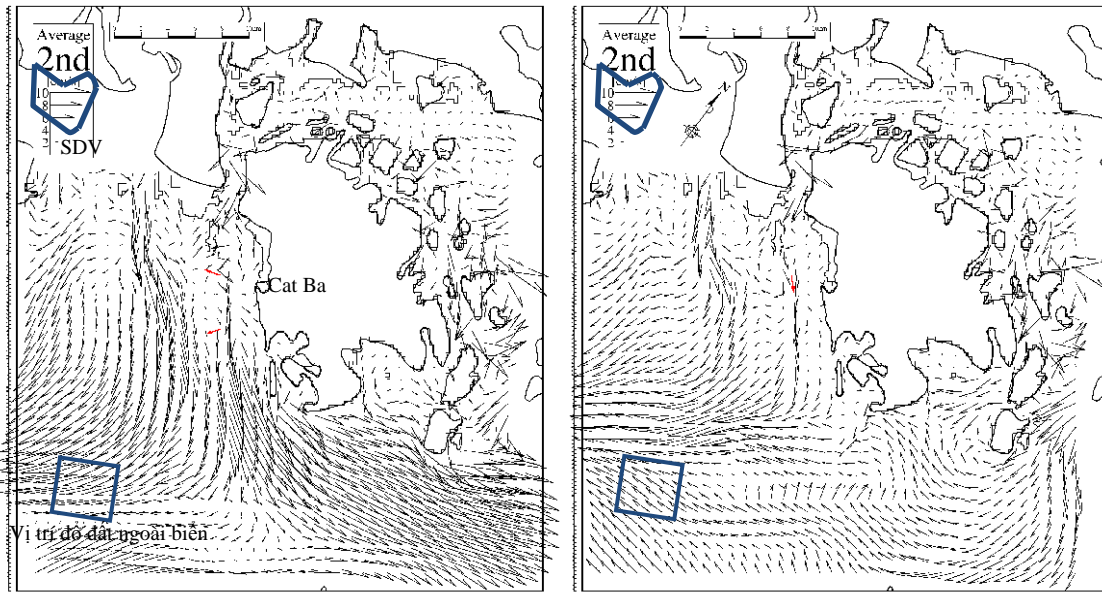
ii) Tóm tắt về thủy động lực

Sự phân bố của dòng dư (trung bình) tại tầng nước thứ 2 mô phỏng được thể hiện trong Hình 15.5.5. Số liệu thu được từ khảo sát thực địa cũng được đưa vào biểu đồ để so sánh.

Dòng dư thường cho thấy điều kiện về dòng chảy ổn định (dòng chảy chủ đạo) tại khu vực. Tại cả hai mùa, dòng chảy hướng ra biển là dòng chủ đạo tại khu vực ven bờ, đặc biệt là tại hai cửa sông, phía đông và phía tây đảo Cát Hải.

Sự phân bố dòng dư trong mùa khô tại khu vực ngoài khơi cho thấy dòng chảy có hướng tây nam. Tuy nhiên, sự phân bố dòng dư trong mùa mưa lại cho thấy kết quả khác. Dòng chảy hướng ra biển có hai hướng khác nhau, là hướng tây nam và hướng tây, về phía cửa của Vịnh Hạ Long.

Do đó trong nghiên cứu này, sử dụng điều kiện thủy động lực trong mùa mưa để mô phỏng sự khuếch tán bùn cát, từ đó đánh giá mức ảnh hưởng nặng nhất của hoạt động thi công tới Vịnh Hạ Long.



Mùa mưa

Mùa khô

→: mô phỏng, →: Khảo sát(Tháng 5,2011)

→: mô phỏng, →: Khảo sát (T11-T12, 2009)

**Hình 15.5.5 Sự phân bố dòng dư theo tính toán
(miền tính toán trung bình, tầng nước thứ 2, : Tầng nước dưới từ 2-4m)**

b) Mô hình khuếch tán bùn cát

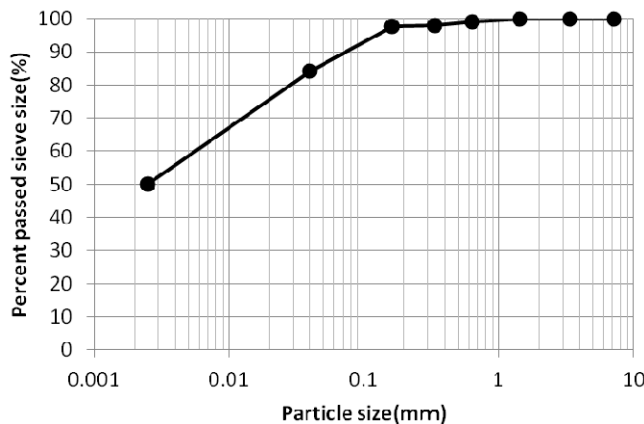
i) Số liệu đầu vào

Điều kiện ban đầu và giá trị biên (giá trị cơ sở) về nồng độ Bùn cát được lấy là 0 mg/L để đánh giá phạm vi phát tán và nồng độ bùn cát do hoạt động thi công.

Kết quả phân tích cỡ hạt của vật liệu lấy từ lỗ khoan¹ thực hiện trong Nghiên cứu TKCT đã được sử dụng để xác định cỡ hạt của đất nạo vét sử dụng trong mô phỏng. Các vị trí lấy mẫu và tuyến luồng được phân bố đều theo phương ngang, dọc theo tuyến luồng, và theo phương thẳng đứng. Toàn bộ số liệu thu được đã được tính giá trị trung bình để có giá trị về tỷ lệ theo cỡ hạt nêu tại Bảng 15.5.3 và biểu đồ phân bố cỡ hạt được thể hiện tại Hình 15.5.6.

Bảng 15.5.3 Tỷ lệ theo cỡ hạt

	Cỡ hạt	Tỷ lệ
Cát	4,750-9,500 mm	0,2%
	2,000-4,750 mm	0,0%
	0,850-2,000 mm	0,6%
	0,425-0,850 mm	1,3%
	0,250-0,425 mm	0,2%
	0,075-0,250 mm	13,4%
Bột kết	0,005-0,075 mm	34,3%
Sét	<0,005 mm	50,0%



Hình 15.5.6 Biểu đồ phân bố cỡ hạt

Vận tốc lắng đã được tính toán từ các số liệu này và công thức của Stokes. Tải lượng bùn cát phát tán phụ thuộc vào biện pháp nạo vét/đổ đất. Hướng dẫn² để dự báo sự khuếch tán bùn cát của Nhật Bản đã được tham khảo để xác định lượng bùn cát phát tán gây ra bởi từng biện pháp thi công nạo vét/đổ đất dự kiến bằng cách lấy giá trị trung bình của lượng phát tán của các hạt mịn theo Hướng dẫn trên.

ii) Tải lượng bùn cát phát tán

Tải lượng bùn cát phát tán là tùy thuộc vào biện pháp thi công, ví dụ, nạo vét bằng tàu gàu ngoạm, tàu hút xén thổi và đổ đất bằng sà lan mở đáy, năng suất hoạt động tàu nạo vét và cỡ hạt của đất nạo vét. Hướng dẫn tại trang 42 nêu trên đã đưa ra một số số liệu thu được từ kết quả thi công thử nghiệm tại Nhật Bản để từ đó xác định các thông số liên quan và gợi ý tải

¹ Báo cáo khảo sát địa chất cho Hợp phần Cảng - Phần B-, Quyển 2.3: Phụ lục khảo sát Khu vực luồng dẫn vào cảng, tháng 8, 2011, Portcoast

² Hướng dẫn dự báo tác động của bùn cát lơ lửng trong hoạt động xây dựng Cảng, tháng 4, 2004, Bộ Đất đai, Hạ tầng, Giao thông và Du lịch Nhật Bản

qua thi công thử nghiệm tại Nhật Bản để từ đó xác định các thông số liên quan và gợi ý tải lượng bùn cát tương ứng với từng biện pháp thi công.

Trong nghiên cứu này sử dụng giá trị trung bình của các tải lượng bùn cát đã nêu tại Hướng dẫn này để sử dụng trong mô hình mô phỏng, bởi vì tỷ lệ theo cỡ hạt nêu ra trong Hướng dẫn không giống với tỷ lệ theo cỡ hạt của đất nạo vét từ khu vực dự án.

Tải lượng bùn cát tính toán theo phương pháp trên được sử dụng để tính tải lượng bùn cát phát sinh mỗi ngày để sử dụng làm số liệu đầu vào cho mô hình.

Bảng 15 tóm tắt Tải lượng bùn cát phát tán và sản lượng nạo vét mỗi ngày theo từng biện pháp thi công.

Để mô phỏng cho các vị trí đổ đất khác nhau, số liệu sau đây về tải lượng bùn cát phát sinh được sử dụng làm số liệu đầu vào cho mô hình:

Đổ đất ngoài biển : a + b
 Đổ đất tại Nam Đình Vũ : a + b + c + d
 50% đổ ra biển + 50% đổ vào NDV : (a + b) / 2 + (a + b + c + d) / 2

Bảng 15.5.4 Tải lượng bùn cát phát tán

Work Type	Vessel Type	Guideline		Calculated unit load based on the actual particle size ((t/m ³) × 10 ⁻³)	Work Load (m ³ /day/vessel)	Number of Vessel	Total Work Load (m ³ /day)	Daily SS Generation Load (t/day)	Working Hour	
		Capability	Unit Load(t/m ³) × 10 ⁻³							
a	Dredging	Grab dredger	25m ³	15.29	18.56	18300	4	73200	1358.6	16
b	Dumping	Hopper barge	500m ³	15.79	22.26	4575	16	73200	1629.4	16
c	Dredging at temporal dumping basin	CSD	4000PS	4.26	5.3	60000	3	180000	954.0	24
d	Discharge from embankment*1)	—	—	—	—	—	—	—	7728.6	24

*1) To determine this value, following literatures were referred.

Hazen's theory regarding ideal sedimentation basin (extrusion effluent model)

Guideline for designing of waterworks facility, 1990, Japan Water Works Association

Manual for prediction of influence of turbidity by dredging/reclamation, March 1982, Ministry of Transportation, Japan

Equation:

$$SSd = SSg \times (1 - r)$$

where:

SSd: Daily SS generation load (t/day)

SSg: SS generation load (t/day)

r: Removal ratio: 0.717

$$r = v_c / v_0$$

where:

Vc: Settlement speed of clay (m/day): 0.43

V0: Water moving speed: Q/A (m/day): 0.6

Q: Dumping volume (m³/day): 180000

A: Area of dumping site (m²): 300000

$$SSg = Dv \times \rho \times C_m / 100$$

where:

Dv: Dredging volume (m³/day): 90000

ρ : Wet density

Cm: Mud content (%): 20

$$D_v = C_p \times G_c / 100$$

where:

Cp: Dredging capacity: m³/day: 180000

Gc: Grainsize composition of clay (%): 50

$$\rho_t = \frac{(1 + \omega / 100) \rho_w}{\rho_w / \rho_s + \omega / S}$$

where:

ω : Water content (%): 89%

ρ_w : Water density (g/cm³): 1.02

ρ_s : Density of soil particles: 2.68

S: Saturation degree (%): 100

15.5.4 So sánh vị trí đổ đất Khu CN Nam Đình Vũ và vị trí ngoài biển

1) Cơ sở để xác định vị trí đổ đất

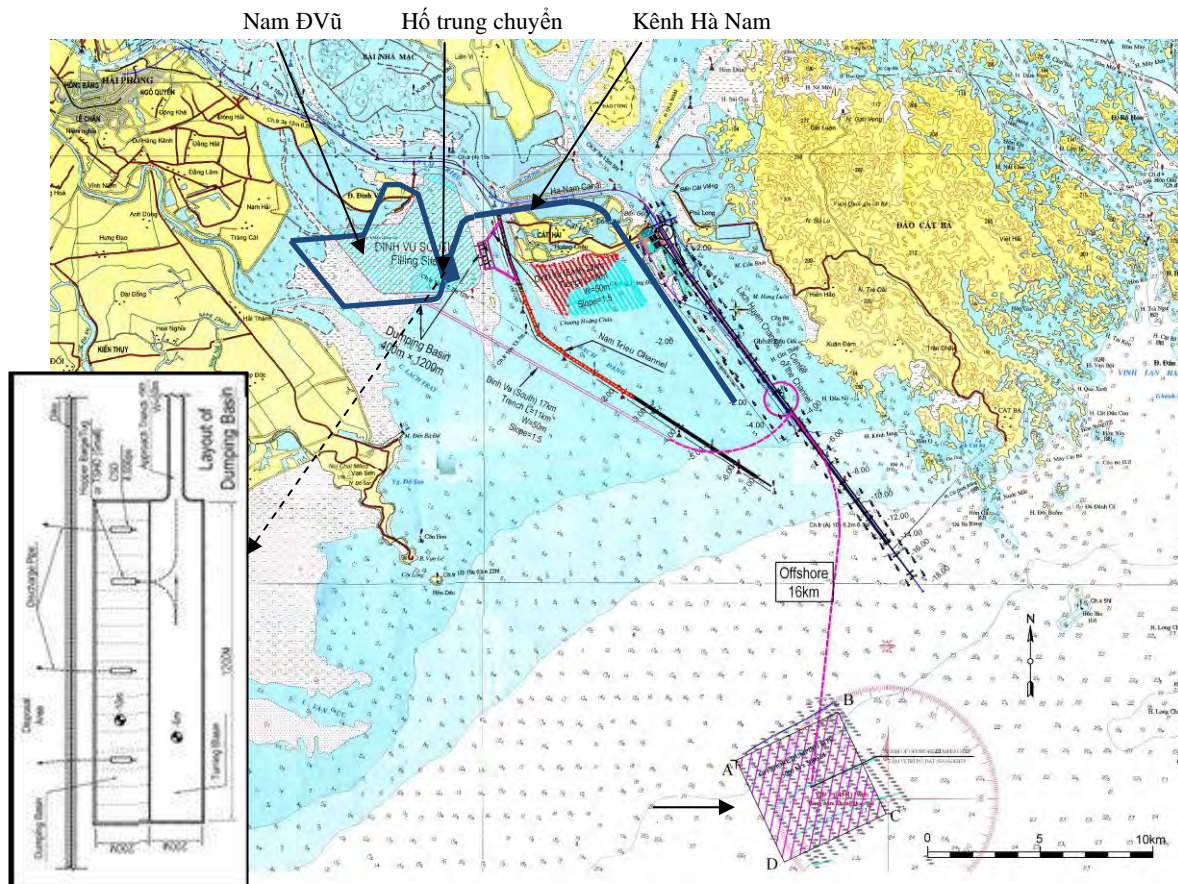
a) Vị trí đổ đất ngoài biển

Vị trí đổ đất ngoài biển được đề nghị với các lý do sau đây (đề nghị xem Hình 15.5.7 về vị trí cụ thể và Hình 15.5.8 về quy trình thi công đổ đất ngoài biển).

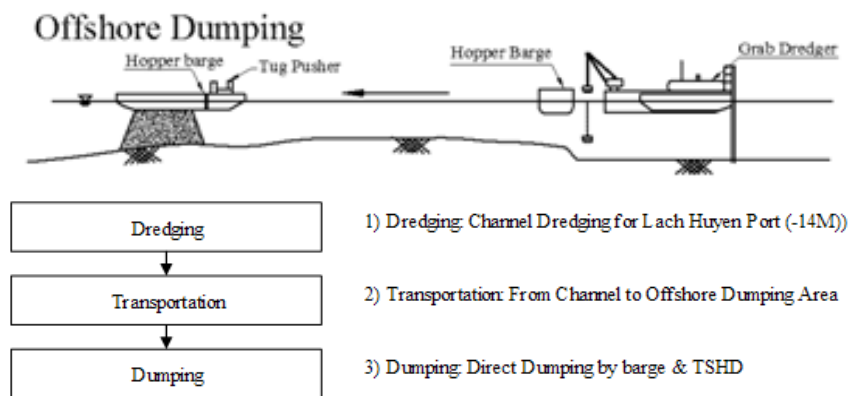
- Cách đủ xa Vịnh Hạ Long và các đảo nhỏ (đảo Long Châu) ở gần đảo Cát Bà (hơn 10km)
- Cách đủ xa Bãi biển Đồ Sơn (hơn 10km),
- Trước khi tiến hành mô phỏng chi tiết, các khoảng cách này đã được kiểm tra bằng phương pháp mô phỏng rút gọn về sự khuếch tán bùn cát, sử dụng số liệu tham khảo từ Nghiên cứu SAPROF.
- Độ sâu khu nước (sâu hơn -20m CDL) là đủ để đáy biển không bị khuấy động bởi sóng bão, có thể nói như vậy bởi trầm tích đáy biển tại độ sâu 20 m chỉ có thể bị khuấy động bởi dòng chảy có vận tốc 30cm/giây, về lý thuyết là dòng chảy chỉ đạt tốc độ này khi có sóng cao 2 m với tần suất 7 giây, sự khuấy động này có thể không ảnh hưởng tới tầng nước nông hơn^{3 4}.
- Vị trí này nằm cách xa cửa đi vào luồng dẫn tới Cảng Hải Phòng để tránh ảnh hưởng tới hoạt động lưu thông của các tàu, và
- Khu vực này đủ rộng để bố trí một diện tích 5km x 5km để đảm bảo đất nạo vét khi đổ xuống chỉ tạo thành một lớp dày tối đa là 2m.

³ http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/web_j/hapyo/03/p44.pdf

⁴ <http://library.jsce.or.jp/jsce/open/00549/2003/55-0097.pdf>



Hình 15.5.7 Vị trí của Nam Đình Vũ, hồ trung chuyển, kênh Hà Nam và vị trí ngoài biển

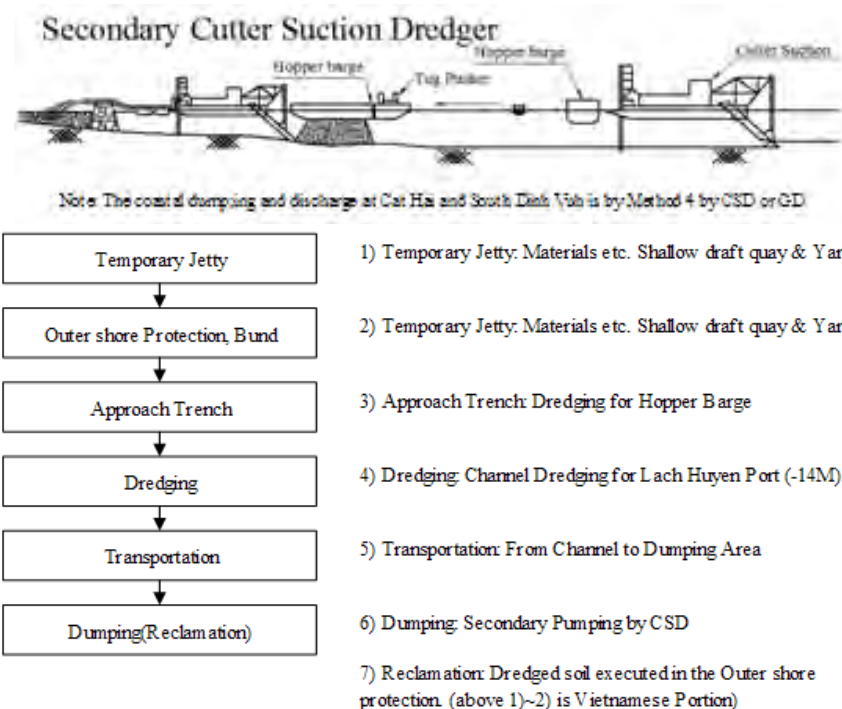


Hình 15.5.8 Quy trình thi công đổ đất ra biển

b) Điều kiện khi đổ đất vào Khu CN Nam Đình Vũ

Nghiên cứu so sánh cho thấy để đổ đất vào Nam Đình Vũ phải có các điều kiện sau đây, xét về thời gian thi công và chi phí.

- Kênh Hà Nam được sử dụng để vận chuyển đất nạo vét (xem Hình 15.5.7).
- Phải có hồ trung chuyển ở vị trí bên ngoài đê bao (xem vị trí tại Hình 15.5.7 và quy trình thi công tại Hình 15.5.9).



Hình 15.5.9 Quy trình thi công đố đất ven bờ (Nam Đình Vũ)

2) Kết quả mô phỏng

a) Kịch bản mô phỏng

Kịch bản mô phỏng được trình bày tại Bảng 15.5.5. Từng tình huống đã được mô phỏng với các mục đích sau đây:

Bảng 15.5.5 Kịch bản mô phỏng

Tình huống	Nạo vét		Đổ đất nạo vét					Giả thiết dòng chảy	Đề xuất
	Tàu nạo vét	Lưới chắn cát	Vị trí đổ	Tỷ lệ đổ	Biện pháp đổ	Đê bao	Lưới chắn cát		
TH 1	Gàu ngoạm 23m ³ x 4	Không	Ngoài biển	100%	*1	-	Không	Mùa mưa	Chấp nhận được
TH 2	Gàu ngoạm 23m ³ x 4	Không	Nam Đ/Vũ	100%	*2	Yes	Không	Mùa mưa	
TH 3	Gàu ngoạm 23m ³ x 4	Có	Ngoài biển	100%	*1	-	Không	Mùa mưa	Phù hợp
TH 4	Gàu ngoạm 23m ³ x 4	Có	Nam Đ/Vũ	100%	*2	Yes	Có	Mùa mưa	
TH 5	Gàu ngoạm 23m ³ x 4	Có	Ngoài biển	50%	*1	-	Không	Mùa mưa	
	Gàu ngoạm 23m ³ x 4	Có	Nam Đ/Vũ	50%	*2	Yes	Có		

*1: Xả trực tiếp từ sà lan xả đáy

*2: Xả trực tiếp từ sà lan xả đáy xuống hồ trung chuyển và lại hút và phun vào bên trong đê bao bằng 3 chiếc tàu hút xén thời công suất 4.000cv

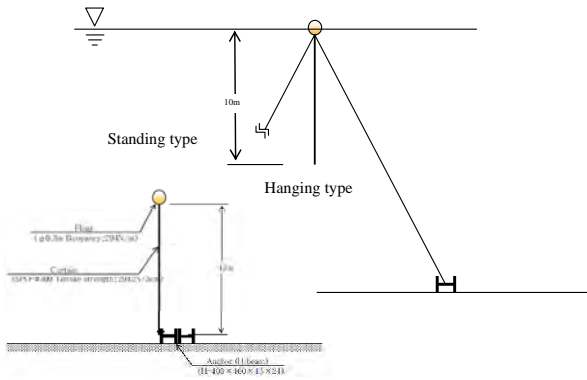
Các biện pháp kiểm soát sự khuếch tán bùn cát không được xét tới trong Tình huống 1 và 2, và có xét tới trong Tình huống 3 và 4. Đó là các biện pháp sau đây:

- Nạo vét: khung và lưới chắn cát (xem ảnh chụp tại Hình 15.5.10) được lắp với tàu gàu ngoạm. Chỉ nạo vét bên trong khung chắn. Mức độ chắn theo phương thẳng đứng của lưới chắn cát là phủ 80% chiều sâu với tỷ lệ bùn cát giữ lại là 40%.
- Đổ đất ngoài biển: không xét biện pháp kiểm soát bùn cát.
- Đổ đất vào Nam Đình Vũ: lưới chắn cát bao quanh hố trung chuyển và cửa tràn tại đê bao (xem ví dụ tại Hình 15.5.10 với tỷ lệ bùn cát giữ lại là 40%).



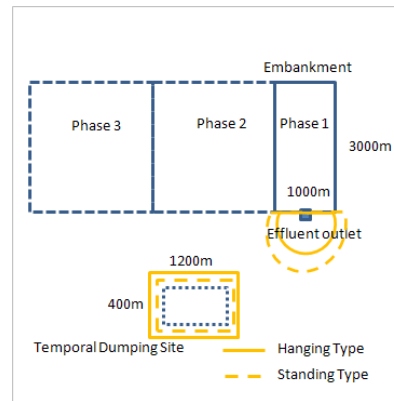
Khung lưới chắn khi nạo vét

Nguồn: Hướng dẫn về dự báo sự khuếch tán bùn cát³ tại trang 42



Lưới chắn cát

Nguồn: Taiyo Kogyo Corporation



Lắp lưới chắn cát

Hình 15.5.10 Biện pháp kiểm soát bùn cát

b) Tiêu chí đánh giá

Hiện nay trên thế giới cũng không có nhiều tiêu chuẩn/hướng dẫn về đánh giá tác động của hoạt động thi công (tác động của con người) tới môi trường. Trong nghiên cứu này, tham khảo Hướng dẫn của Nhật Bản và Canada về tiêu chuẩn chất lượng nước để bảo vệ nguồn thủy sản và môi trường thủy sinh. Bảng 15.5.6 tóm tắt giới hạn về hàm lượng bùn cát lơ lửng trong nước theo Hướng dẫn của Nhật Bản và Canada.

Bảng 15.5.6 Giới hạn về hàm lượng bùn cát lơ lửng trong nước

Tiêu đề của Hướng dẫn	Giới hạn về hàm lượng bùn cát lơ lửng
Tiêu chuẩn về chất lượng nước của Nhật Bản để bảo vệ nguồn tài nguyên thủy sản (Ấn phẩm 2005)	Các hoạt động ảnh hưởng tới địa hình không được làm tăng nồng độ bùn cát lơ lửng lên trên 2 mg/l so với độ đục hiện trạng.
Hướng dẫn về chất lượng nước của Canada để bảo vệ môi trường thủy sinh	Các hoạt động ảnh hưởng tới địa hình không được làm tăng nồng độ bùn cát lơ lửng lên trên 5 mg/l so với độ đục hiện trạng.(xét cho thời kỳ dài).

Nguồn phát hành Hướng dẫn Nhật Bản: Hiệp hội bảo tồn nguồn tài nguyên thủy sản

Nguồn phát hành Hướng dẫn Canada: Hội đồng Bộ trưởng Canada về Môi trường (<http://ceqg-rcqe.ccme.ca/>)

Do tiêu chuẩn Nhật (2 mg/l) cao hơn tiêu chuẩn Canada (5 mg/l), nên đã áp dụng tiêu chuẩn Nhật để xét tới sinh vật biển nhạy cảm với độ đục của nước, trong trường hợp này là san hô cứng. Ngoài ra tiêu chuẩn Canada được áp dụng để xét tới các sinh vật biển khác.

c) So sánh vị trí đổ đất tại Nam Đình Vũ và ngoài biển (Tình huống 1 và 2, 3 và 4)

Sự khuếch tán bùn cát giữa Tình huống 1 và 3 (đổ đất ngoài biển) và Tình huống 2 và 4 (đổ đất tại Nam Đình Vũ) đã được so sánh và trình bày tại Hình 15.5.11 và Hình 15.5.12. Biện pháp nạo vét giả thiết cho tất cả các trường hợp này là sử dụng 4 tàu gàu ngoạm. Và Tình huống 1 và 2 không xét tới biện pháp kiểm soát bùn cát, và Tình huống 2 có xét tới đê bao. Hình thái khuếch tán bùn cát được so sánh giữa Tình huống 3 (nạo vét bằng tàu gàu ngoạm và đổ đất ra biển) và Tình huống 4 (nạo vét bằng tàu gàu ngoạm và đổ tại Nam Đình Vũ), có các biện pháp kiểm soát bùn cát. Biện pháp kiểm soát bùn cát bằng khung chắn cát (xem Hình 15.5.10) được giả thiết sử dụng khi nạo vét cho cả hai trường hợp và lưới chắn cát (loại treo và loại đứng: xem Hình 15.5.10) được sử dụng để chắn cát tại hồ trung chuyển và cửa tràn tại đê bao cho Nam Đình Vũ ở Tình huống 4.

Trong về giá trị lớn nhất tính theo ngày của từng tình huống theo kết quả mô phỏng cho miền tính toán lớn, tầng nước thứ hai (cách mặt nước biển từ 2-4m) và tầng nước thứ 4 (cách mặt nước biển từ 6-8m) đã được lựa chọn làm tầng nước đại diện để xem xét tương ứng đối với hoạt động nạo vét và đổ đất.

Giá trị lớn nhất tính theo ngày có nghĩa là phạm vi phát tán rộng nhất của bùn cát trong một ngày sau khi bùn cát ngừng phát tán

Các đường đồng mức thể hiện mức độ tăng lên của nồng độ bùn cát do hoạt động nạo vét và đổ đất, gia tăng (gọi tắt là Đường đồng mức). Đường màu xanh dương nhạt thể hiện mức tăng 2mg/l và đường màu vàng cam thể hiện mức tăng 5mg/L.

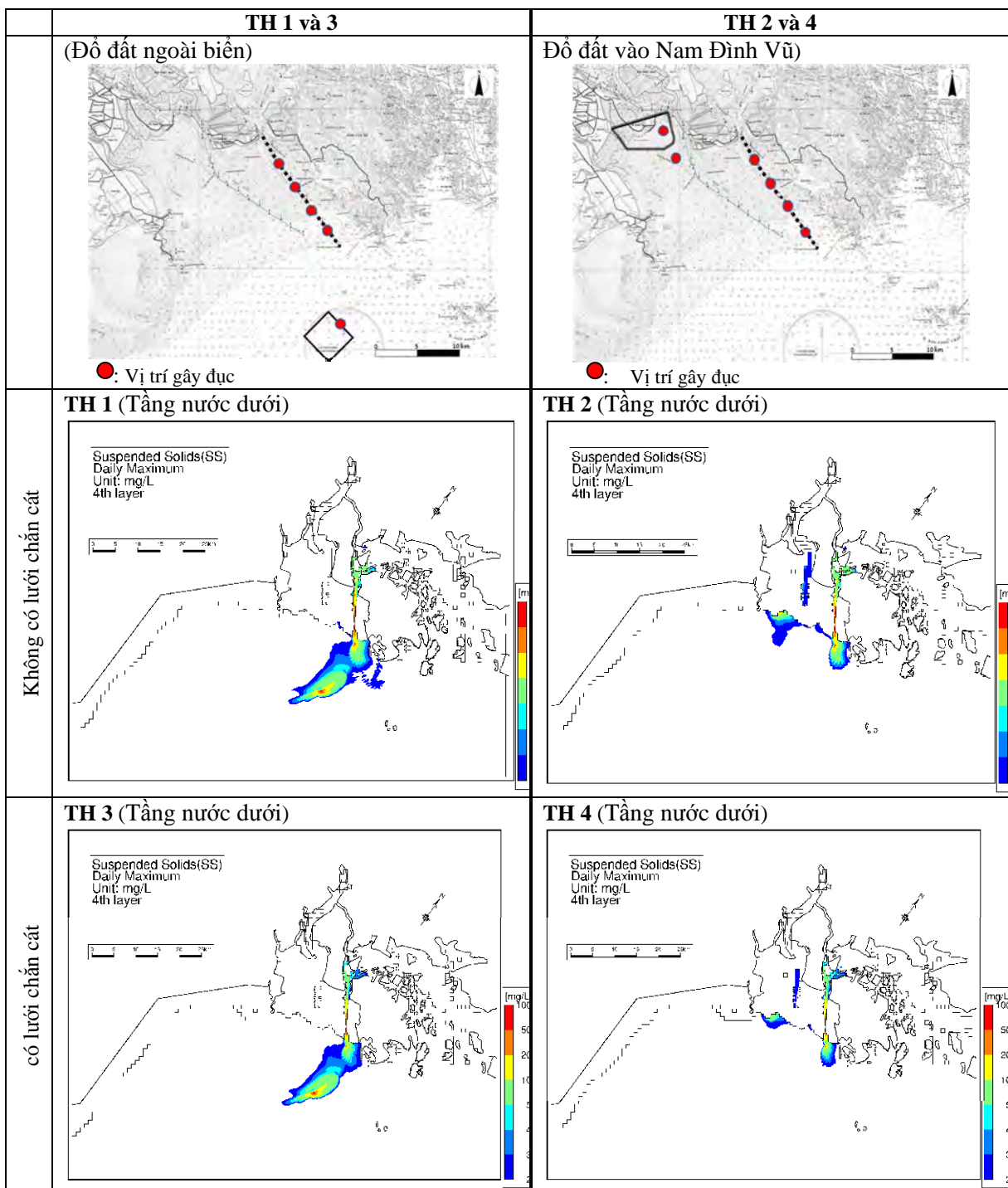
Trong mọi trường hợp, ở tầng nước trên, các đường đồng mức do hoạt động nạo vét và đổ đất trùng nhau. Đường đồng mức 2mg/L do hoạt động đổ đất ngoài biển (Tình huống 1) lan rộng theo hướng đông – tây nam. Phạm vi đường đồng mức do hoạt động đổ đất trong Tình huống 2 rộng hơn Tình huống 1. Điều đó cho thấy lượng bùn cát tràn ra tại cửa tràn trên đê bao và ảnh hưởng của dòng chảy từ sông là khá lớn. Đường đồng mức 2mg/L ở Tình huống 1 không rộng ra tới khu vực nhạy cảm về môi trường như Đảo Long Châu, bãi biển Đồ Sơn và bãi biển Cát Bà, trong khi đó Tình huống 2 rộng ra tới bãi biển Đồ Sơn.

Hình thái phát tán ở Tình huống 4 là bùn cát lơ lửng phát sinh từ hoạt động nạo vét cho thấy xu hướng lan ra hướng ngoài biển do tác động của dòng chảy từ sông trên tầng nước trên. Phạm vi phát tán ở Tình huống 4 hơi rộng hơn ở Tình huống 3, điều này cho thấy hoạt động đổ đất ven bờ gây ra sự khuếch tán bùn cát lớn hơn hoạt động đổ đất ngoài biển.

Ở Tình huống 4, tại tầng nước thấp phạm vi khuếch tán bùn cát do đổ đất ven bờ là hạn chế và nhỏ hơn phạm vi khuếch tán bùn cát do đổ đất ngoài biển như Tình huống 3. Nhưng đường đồng mức 2mg/L vẫn ra sát khu vực bãi biển Đồ Sơn.

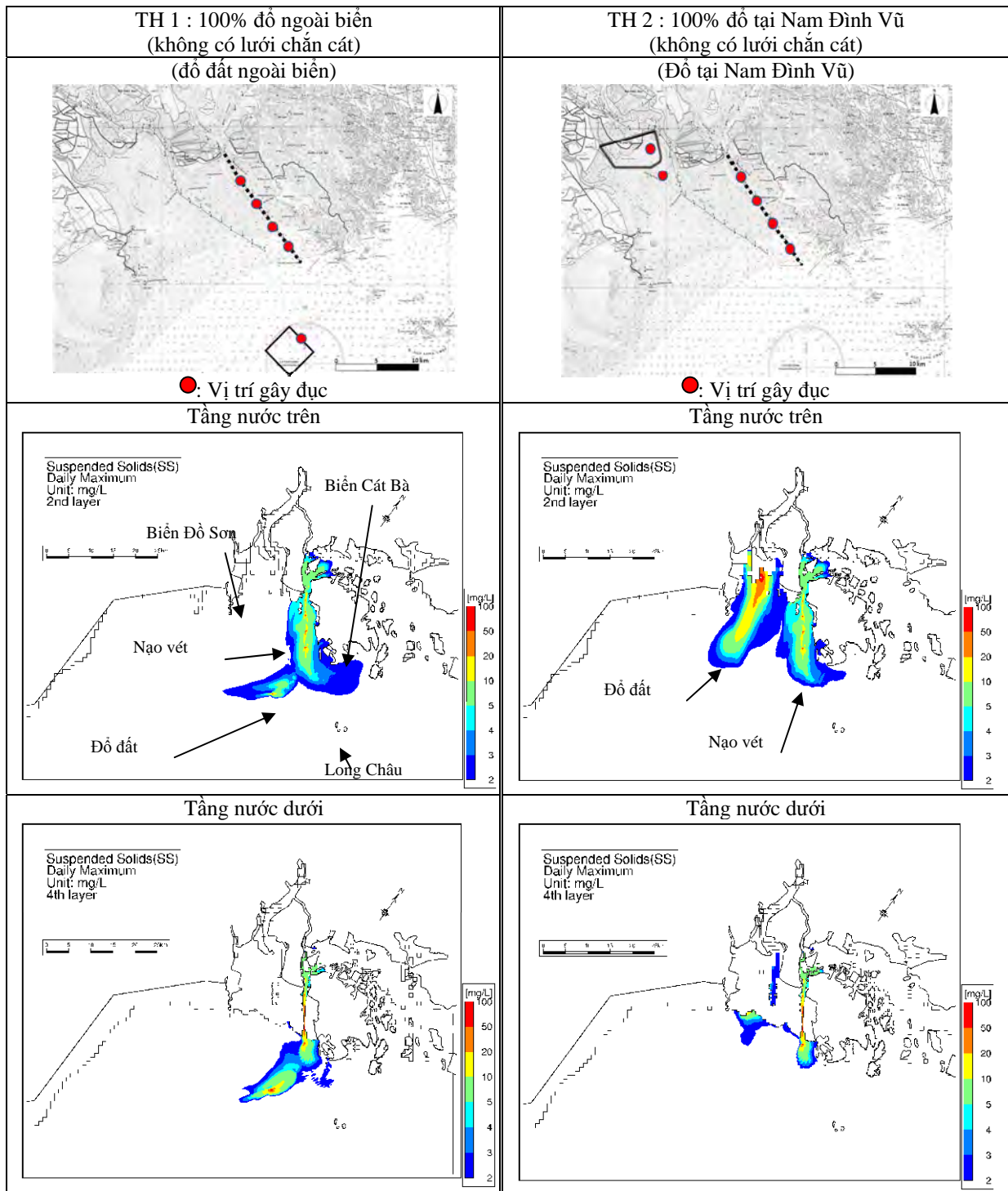
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



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

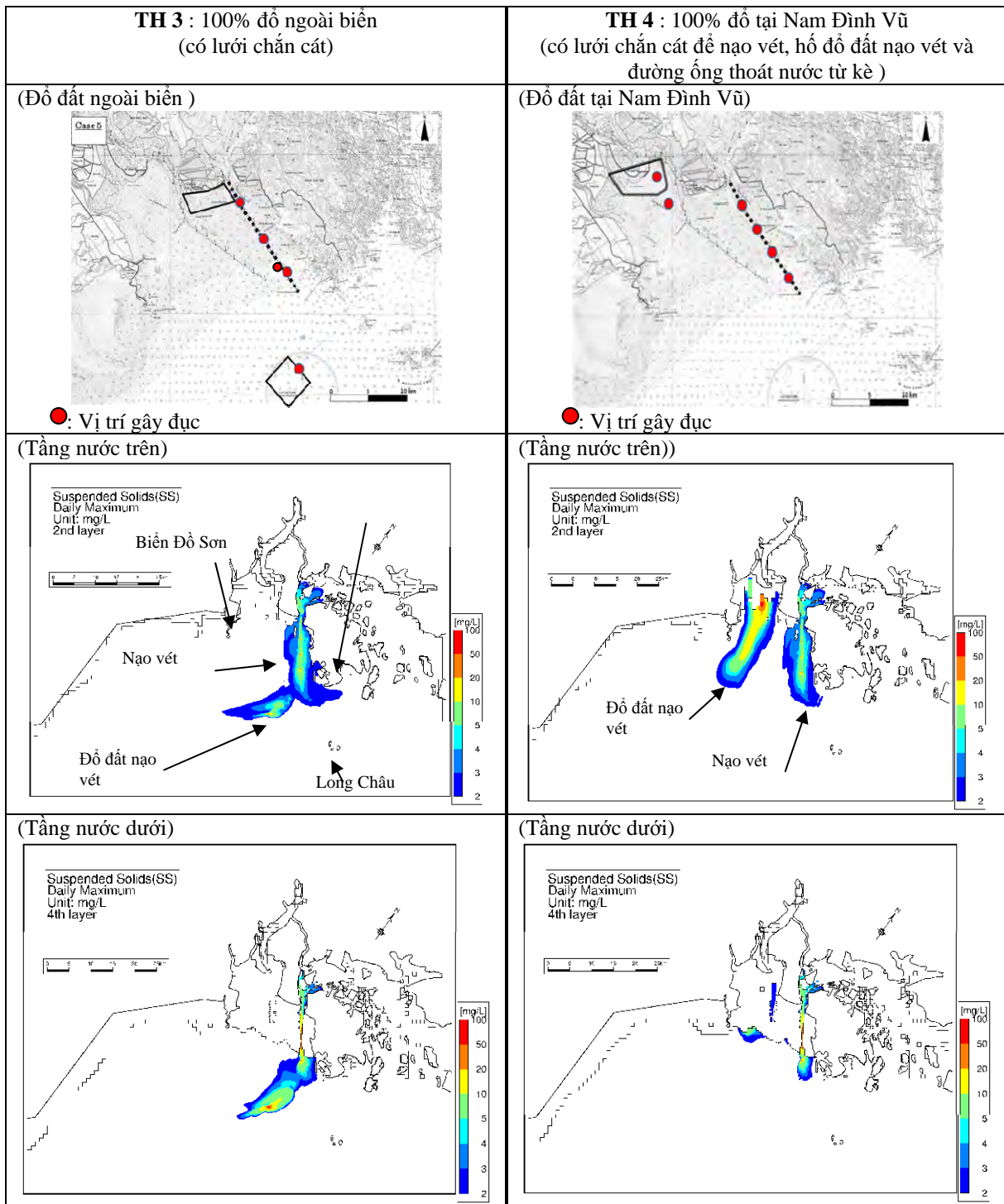
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.5.11 Kết quả mô phỏng (TH 1 và TH 2: miền tính toán lớn, phạm vi lớn nhất trong ngày)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.5.12 Kết quả mô phỏng (TH 3 và TH 4: miền tính toán lớn, phạm vi lớn nhất trong ngày)

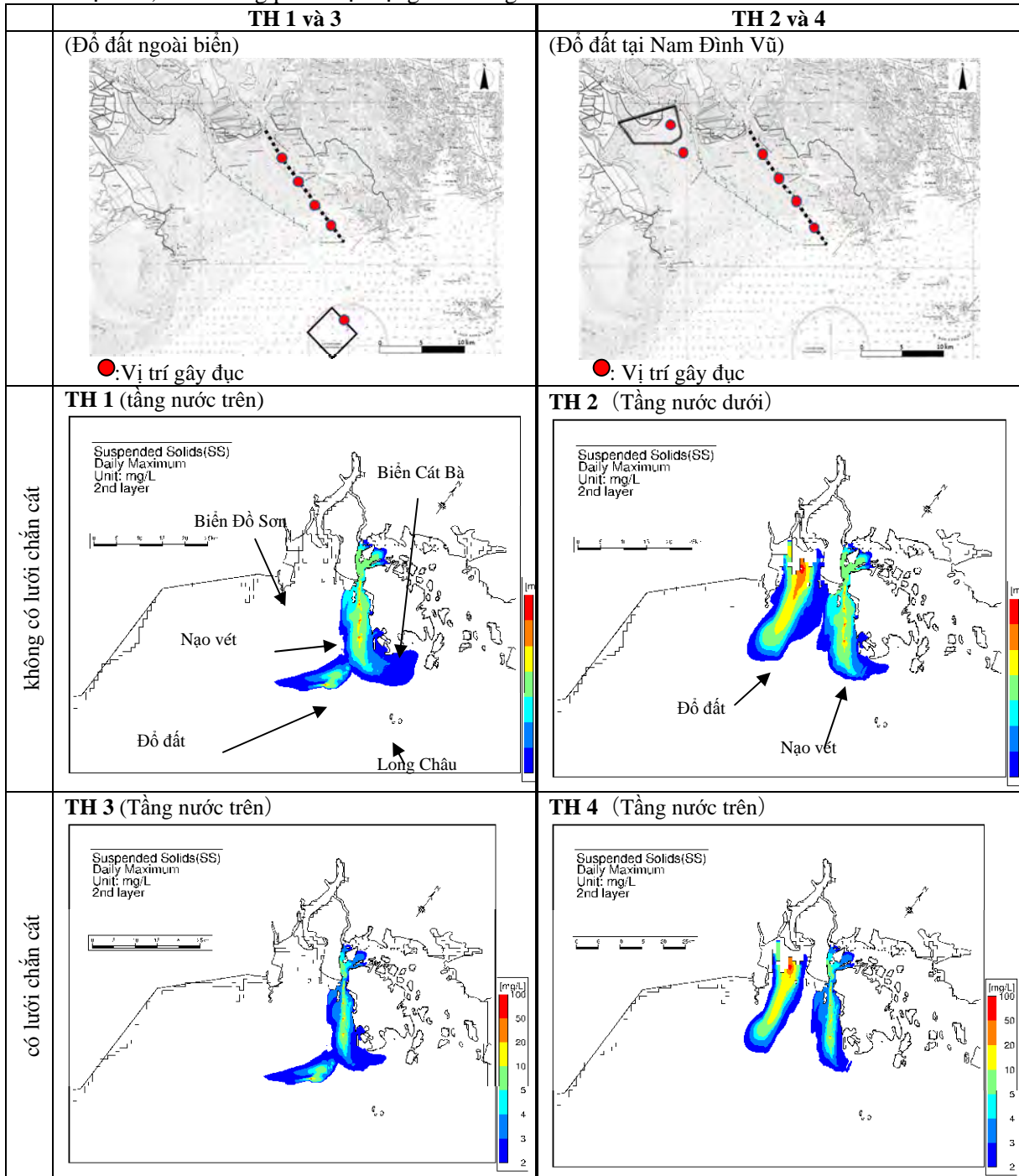
d) Hiệu quả của các biện pháp giảm thiểu (Tình huống 1 và 3, 2 và 4)

Hiệu quả của các biện pháp giảm thiểu bằng lưới chắn cát được so sánh giữa Tình huống 1 và 3, 2 và 4 và được trình bày tại Hình 15.5.13 cho tầng nước trên và Hình 15.5.14 cho tầng nước dưới. Trong cả hai phép so sánh, có thể thấy rõ phạm vi khuếch tán bùn cát do hoạt động nạo vét giảm đi nhờ biện pháp giảm thiểu và phạm vi khuếch tán bùn cát do đồ đất tại Nam Đình Vũ cũng giảm đi. Biện pháp giảm thiểu tác động cho hoạt động đồ đất ngoài biển không được xem xét bởi vì nguy cơ khuếch tán bùn cát lơ lửng tới bãi biển Cát Bà chủ yếu là do hoạt động

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

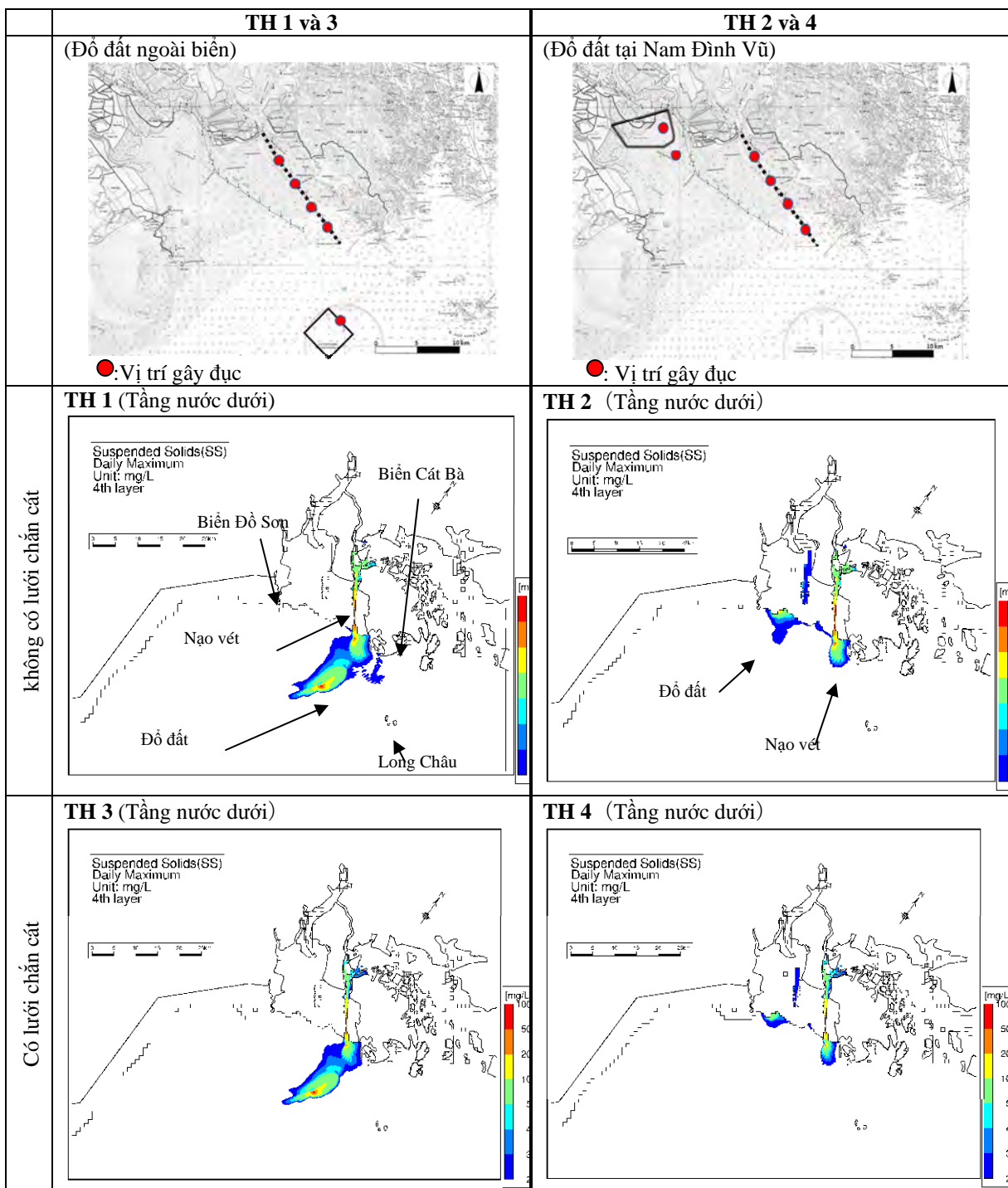
nạo vét, chứ không phải hoạt động đổ đất ngoài biển.



Hình 15.5.13 Kết quả mô phỏng (TH 1, 3, 2 và 4): tầng nước trên, miền tính toán lớn, phạm vi lớn nhất trong ngày)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -



Hình 15.5.14 Kết quả mô phỏng (TH 1 và 3, TH 2 và 4: Tầng nước dưới, miền tính toán lớn, phạm vi lớn nhất trong ngày)

e) Kết hợp đồ đất ở vài vị trí (TH 3, TH 4 và TH 5)

Phạm vi khuếch tán bùn cát tại các vị trí đồ đất khác nhau (tức là 50% đổ ra biển, 50% đổ vào NĐV cũng được nghiên cứu, và trình bày tại Hình 15.5.15 so sánh với Tình huống 3 (100% đổ ra biển) và Tình huống 4 (100% đổ vào NĐV).

Các biện pháp giảm thiểu cũng được nghiên cứu cho các tình huống. Khu vực khuếch tán bùn cát trong các Tình huống mô phỏng thể hiện trong Hình 15.5.12 và Hình 15.5.15 đã được mô tả và trình bày theo kiểu chồng lớp. Hình 15.5.16 so sánh khu vực bị ảnh hưởng một cách tổng

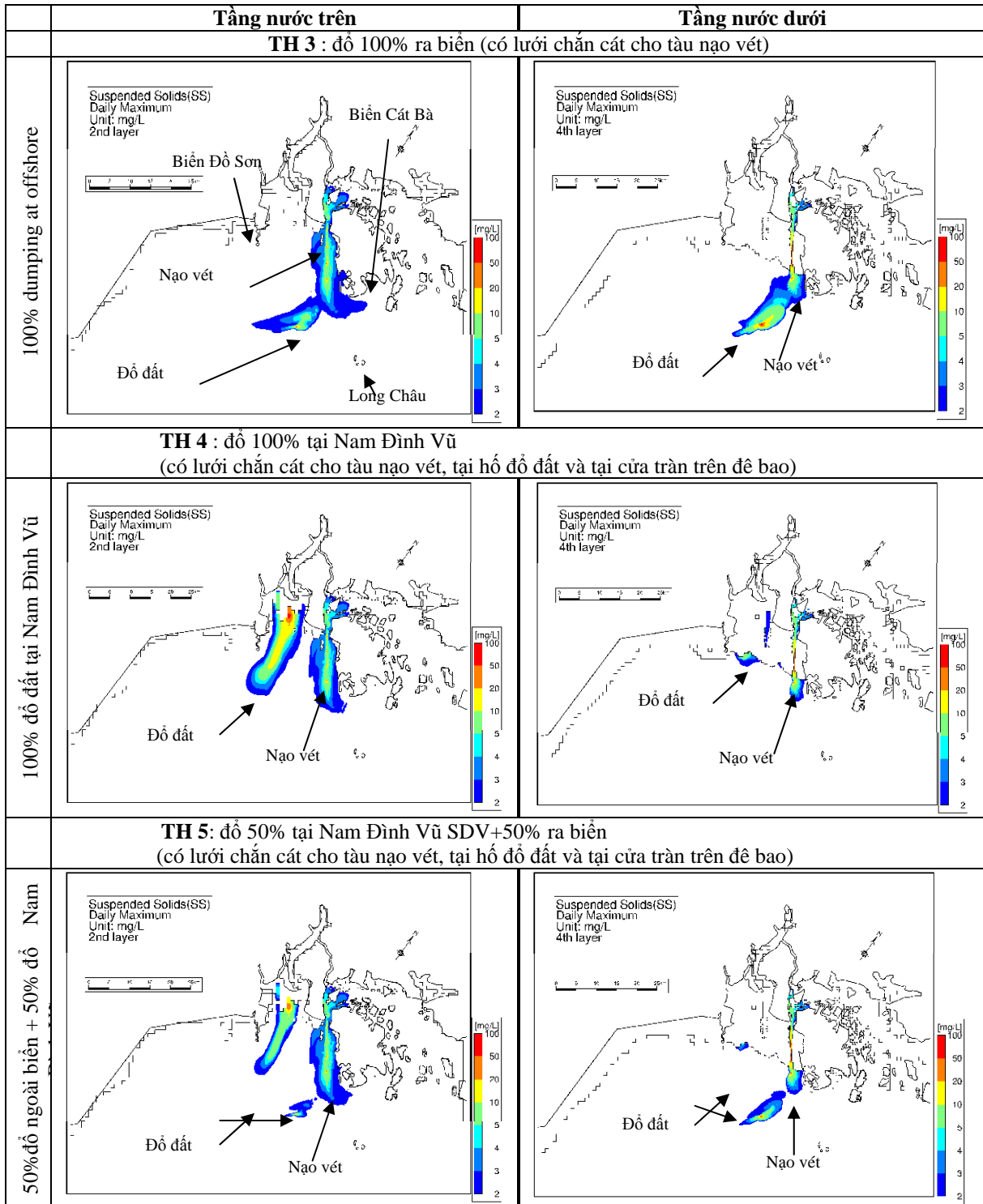
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

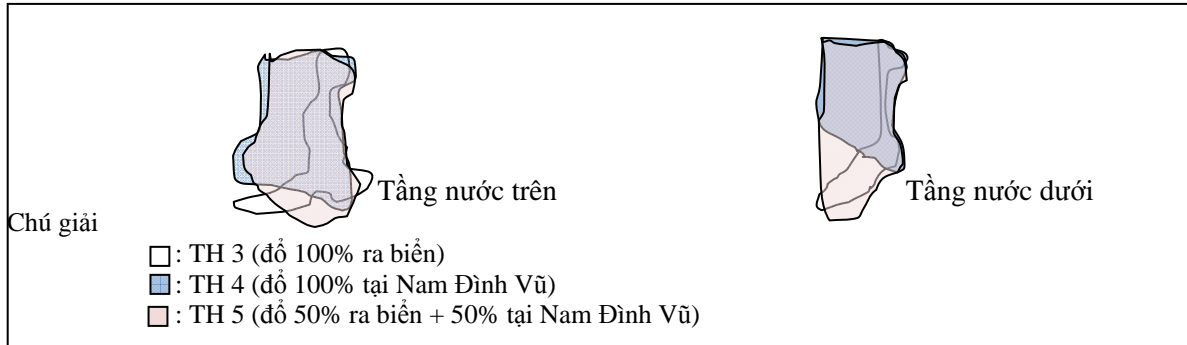
thể tùy theo từng vị trí đổ đất nạo vét.

Toàn bộ khu vực bị ảnh hưởng trong trường hợp kết hợp vị trí đổ đất nhỏ hơn so với trường hợp các vị trí đổ đất khác; tuy nhiên, khu vực bị ảnh hưởng hoàn toàn trong trường hợp kết hợp vị trí đổ đất lớn hơn so với trường hợp đổ đất tại từng vị trí. Việc kết hợp sử dụng cả hai vị trí đổ đất sẽ có khả năng ảnh hưởng tới khu vực Đồ Sơn, tuy nhiên phạm vi phát tán nhỏ hơn so với đổ toàn bộ vào Nam Đình Vũ.

Do vậy có thể kết luận rằng đổ 100% ra biển là phương án phù hợp



Hình 15.5.15 Kết quả mô phỏng (TH 3, TH 4 và TH 5: miền tính toán lớn, phạm vi lớn nhất trong ngày)



Phạm vi phát tán của từng tình huống mô phỏng trình bày tại Hình 15.5.12 và Hình 15.5.15 được phác họa chồng lớp tại cùng một hình.

Hình 15.5.16 So sánh phạm vi khuếch tán bùn cát liên quan tới từng vị trí đổ đất

f) Kết luận từ kết quả nghiên cứu mô phỏng

Từ kết quả nghiên cứu mô phỏng cho thấy:

- So sánh kết quả mô phỏng giữa việc đổ đất ngoài biển và đổ đất tại Nam Đình Vũ, phạm vi khuếch tán bùn cát khi đổ đất ngoài biển là nhỏ hơn khi đổ đất tại Nam Đình Vũ, do tác động bởi dòng nước tràn từ bên trong vị trí đổ đất ra ngoài đê bao là khá lớn và tác động của dòng chảy từ sông tại khu vực Nam Đình Vũ cũng làm gia tăng sự khuếch tán bùn cát
- Các khu vực nhạy cảm về môi trường xã hội và sinh thái như Vịnh Hạ Long, Bãi biển Cát Bà, Bãi biển Đồ Sơn, Đảo Long Châu sẽ không bị ảnh hưởng trực tiếp bởi hoạt động đổ đất ngoài biển.
- Sự khuếch tán bùn cát do hoạt động đổ đất tại Nam Đình Vũ có thể lan rộng tới khu vực Bãi biển Đồ Sơn.
- Với các biện pháp giảm thiểu như lưới chắn cát cho tàu gàu ngoạm, hố trung chuyển và cửa tràn trên đê bao, phạm vi khuếch tán bùn cát sẽ giảm đi, tuy vẫn còn có sự ảnh hưởng tới khu vực Bãi biển Đồ Sơn do hoạt động đổ đất tại Nam Đình Vũ.
- Đối với phương án kết hợp các vị trí đổ đất, ví dụ như 50% ra biển, 50% vào Nam Đình Vũ, tác động do cùng đổ đất vào hai vị trí sẽ làm tăng rộng phạm vi phát tán hơn là đổ toàn bộ vào một vị trí.

3) Tác động môi trường

Tóm tắt so sánh về đánh giá tác động môi trường gây ra bởi sự khuếch tán bùn cát giữa hoạt động đổ đất ven bờ (Nam Đình Vũ) và đổ đất ra biển mà không có biện pháp kiểm soát bùn cát được trình bày tại Bảng 15.5.7.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Bảng 15.5.7 Tóm tắt kết quả đánh giá tác động môi trường

Loại tác động		Ven bờ (Nam Đình Vũ)	Ngoài biển
Môi trường tự nhiên	Tác động tới chất lượng nước (bùn cát)	<ul style="list-style-type: none"> - Phạm vi khuếch tán bùn cát tại tầng nước trên lớn hơn nhiều so với đồ đất ra biển. - Nồng độ bùn cát ở tầng nước trên cao hơn rất nhiều so với đồ đất ra biển . Đồ đất ven bờ có thể gây ra nồng độ bùn cát tăng lên gấp maximum ten-fold nồng độ bùn cát increase in SS concentration from current levels. 	<ul style="list-style-type: none"> - Phạm vi khuếch tán bùn cát tại tầng nước trên nhỏ hơn so với đồ đất ven bờ - Nồng độ bùn cát ở tầng nước thấp nhỏ hơn rất nhiều so với đồ đất ven bờ
Môi trường sinh thái	Tác động tới môi trường sống của sinh vật đáy	<ul style="list-style-type: none"> - Sự đa dạng của thực vật biển giàu hơn so với vị trí ngoài biển - Vị trí ven bờ có thể là bãi ương của nhiều loài. Vị trí ven bờ có thể có hai loài cá có tên trong sách đỏ. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sự đa dạng của thực vật biển kém hơn so với vị trí ven bờ - Không tìm thấy chức năng sinh thái quan trọng nào - Không phát hiện được loài trong danh sách có nguy cơ
	Tác động bởi sự khuếch tán bùn cát	Tác động tới thực vật biển sẽ lớn hơn so với đồ đất ra biển, do sự khuếch tán bùn cát được dự báo là lớn hơn rất nhiều so với đồ đất ngoài biển	<ul style="list-style-type: none"> - San hô cứng tại Đảo Cát Bà và Đảo Long Châu có thể không bị ảnh hưởng bởi sự khuếch tán bùn cát. Tác động của sự khuếch tán bùn cát tới thực vật biển sẽ ít hơn so với đồ đất ven bờ, do sự khuếch tán bùn cát được dự báo là ít hơn
Môi trường xã hội	Tác động bởi việc mất ngư trường và sự khuếch tán bùn cát	<ul style="list-style-type: none"> - Hộ dân bị ảnh hưởng do mất ngư trường và sự phát tán của bùn cát sẽ là những người làm nghề truyền thống dựa vào nguồn nước biển. - Tác động tới hoạt động kinh doanh du lịch/bãi biển tại Đồ Sơn không lớn nhưng khá ảnh hưởng tới bãi biển Cát Bà. Hiện nay không có thông tin về điều kiện xã hội tại khu vực Nam Đình Vũ. Nếu chọn vị trí đồ đất tại đây thì cần phải tiến hành khảo sát và đánh giá về môi trường xã hội. 	<ul style="list-style-type: none"> - Hộ dân bị ảnh hưởng do mất ngư trường và sự phát tán của bùn cát sẽ chỉ là các hộ dân làm nghề đánh bắt cá. Tác động tới hoạt động kinh doanh du lịch/bãi biển là không lớn, có thể nói là rất ít.
Kết luận	Không có biện pháp kiểm soát bùn cát, cả việc đồ đất ven bờ (Nam Đình Vũ) và ra biển đều có thể gây ảnh hưởng tới môi trường tự nhiên, sinh thái và xã hội. Tuy nhiên, xét về môi trường bền vững và tránh và giảm thiểu tác động môi trường không cần thiết, đồ đất ra biển mà không có biện pháp kiểm soát bùn là biện pháp nên lựa chọn vì việc kiểm soát bùn cát ven bờ là khó thực hiện về mặt kỹ thuật và tốn kém chi phí để giảm thiểu và đền bù cho sự gây hại. Do đó, nêu đồ đất nạo vét ra biển. Tuy nhiên đối với việc đồ đất ra biển vẫn nên có biện pháp kiểm soát bùn để giảm thiểu tác động, kết hợp với các biện pháp hiệu quả, kinh tế và thực tế.		

15.5.5 Biện pháp giảm thiểu và Quản lý môi trường

1) Biện pháp giảm thiểu

Các biện pháp giảm nhẹ đề xuất được tổng hợp tại Bảng 15.5.8.

Bảng 15.5.8 Biện pháp giảm thiểu đề xuất

Giai đoạn	Phân loại	Tác động	Biện pháp giảm thiểu	Đơn vị thực hiện	Chi phí (USD)
Giai đoạn chuẩn bị	Môi trường xã hội	Thu hồi đất (nếu có)	Thu hồi /đền bù và KH PHTN ⁵ theo Luật đất đai và/hoặc chương trình thay đổi nghề hoặc KH PHTN theo chính sách hỗ trợ của Khu KT ĐV – CH ⁶	UBND Huyện	Sẽ được tính toán bởi UBND Huyện cho chính sách hỗ trợ của Khu KT ĐV – Cát Hải
		Mất ngư trường	Chương trình thay đổi nghề hoặc KH PHTN theo chính sách hỗ trợ của Khu KT ĐV – CH ⁷		
		Thủy sản	Kiểm kê	Nhà thầu xây lắp	
Giai đoạn thi công	Môi trường tự nhiên	Bụi	Tưới nước, v.v.	Nhà thầu xây lắp	-
		Ôn/Rung	Giữ khoảng cách	Nhà thầu xây lắp	-
		Bùn cát lơ lửng	Lưới chắn cát Cấm nước tràn	Nhà thầu xây lắp	2.310.000/3năm
		Giảm chất lượng trầm tích đáy	Lưới chắn cát	Nhà thầu xây lắp	
	Môi trường sinh thái	Tác động tới san hô cứng và các sinh vật biển khác do sự khuếch tán bùn cát do nạo vét và đổ đất	- Cấm dòng nước tràn từ tàu nạo vét. - Lắp đặt lưới chắn xung quanh vị trí đổ đất Thực hiện theo dõi tác động	Nhà thầu xây lắp	Tham khảo số nếu trên
	Môi trường xã hội	Giảm chất lượng nước do bùn cát đối với nghề muối/nuôi thủy sản/du lịch biển/ngành cá	Chính sách hỗ trợ của Khu KT ĐV – CH (chương trình chuyển đổi nghề nghiệp hoặc chính sách đền bù	UBND Huyện	Sẽ được tính toán bởi UBND Huyện cho chính sách hỗ trợ của Khu KT ĐV – CH
Giai đoạn khai thác	Môi trường tự nhiên Môi trường sinh thái	Bụi, Khí thải	Tưới nước Động cơ đốt nhiên liệu hiệu quả	Nhà khai thác cảng	-
		Ôn/Rung	Kiểm tra, phòng vấn	Nhà khai thác cảng	3.000/năm
		Nước thải	Quản lý nước thải	Nhà khai thác cảng	-
		Nước dẫn tàu	Thay ngoài biển	Nhà khai thác cảng	-
		Sơn chống rỉ, Chất lượng trầm tích đáy	Kiểm tra thường xuyên	Chủ đầu tư	37.500/năm
	Tác động tới môi trường	Biện pháp giảm nhẹ cho môi	Nhà khai thác cảng	Tham khảo số trên	Tác động tới môi trường tự nhiên

⁵ KH PHTN: Kế hoạch phục hồi thu nhập

⁶ Khu KT ĐV – CH : Khu Kinh tế Đình Vũ – Cát Hải

⁷ Khu KT ĐV – CH : Khu Kinh tế Đình Vũ – Cát Hải

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Giai đoạn	Phân loại	Tác động	Biện pháp giảm thiểu	Đơn vị thực hiện	Chi phí (USD)
	tự nhiên	trường tự nhiên			
	Môi trường tự nhiên	Sự cố tràn dầu	<ul style="list-style-type: none"> - Nâng cao năng lực của nhà quản lý về quản lý thiên tai - Lập cơ cấu thực hiện và chuẩn bị vật tư để quản lý 	Chủ cảng Lạch Huyện	Do Chủ cảng Lạch Huyện tính toán

2) Kế hoạch quản lý môi trường

Kế hoạch quản lý môi trường đề xuất được tóm tắt ở Bảng 15.5.9.

Bảng 15.5.9 Kế hoạch quản lý môi trường đề xuất

Giai đoạn	Phân loại	Tác động	Biện pháp	Đơn vị thực hiện	Chi phí (USD)
Giai đoạn chuẩn bị	Môi trường xã hội	Thu hồi đất	2 lần/năm, Biện pháp tiêu chuẩn để giám sát tái định cư không tự nguyện	UBND Huyện Cát Hải (chịu trách nhiệm chính) phối hợp với BQL DA HH II	<ul style="list-style-type: none"> - Chi phí bắt buộc sẽ do UBND Huyện Cát Hải xác định - Chi phí cho công tác giám sát của BQL DA HH 50.000/năm
		Giải phóng mặt bằng (cảng và vị trí đổ đất)	2 lần/năm, Biện pháp tiêu chuẩn để giám sát tái định cư không tự nguyện		
Giai đoạn thi công	Môi trường tự nhiên	Chất lượng không khí, Ôn, Rung	1 lần/tháng	Nhà thầu xây lắp	9.160/3 năm
		Bùn cát lơ lửng	Hàng ngày	Nhà thầu xây lắp	9.400/ 3 năm
		Môi trường chung	4 lần/năm	Chủ đầu tư	375.000/ năm
	Môi trường sinh thái	Tác động của sự phát tán bùn cát do nạo vét và đổ đất tới san hô cứng và sinh vật biển khác	[Kiểm tra chất lượng nước] - Kiểm tra hàng ngày về độ đục/mức phát tán bùn cát tại các địa điểm nhạy cảm về môi trường (3 vị trí) [Kiểm tra chất lượng san hô] - Hàng tháng kiểm tra chất lượng san hô tại hai vị trí (Đảo Cát Bà và Long Châu)	Nhà thầu xây lắp	130.000/3 năm
		Tác động của hoạt động xây dựng tới cá đáy/dộng vật đáy	[Kiểm tra Cá sống dưới đáy/ động vật đáy] - Kiểm tra theo mùa về cá/dộng vật đáy bằng lưới	Chủ đầu tư	Chi phí đã bao gồm chi phí về môi trường tự nhiên
Môi trường xã hội	Suy giảm chất lượng nước do bùn cát, ảnh hưởng tới nghề làm muối, nuôi trồng thủy sản, bãi biển và đánh bắt cá	2 lần/năm Biện pháp tiêu chuẩn để quản lý tái định cư không tự nguyện	UBND Huyện Cát Hải (chịu trách nhiệm chính) phối hợp với BQL DA HH II	<ul style="list-style-type: none"> - Chi phí bắt buộc sẽ do UBND Huyện Cát Hải xác định - Chi phí cho công tác giám sát của BQL DA HH 	

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 15 -

Giai đoạn	Phân loại	Tác động	Biện pháp	Đơn vị thực hiện	Chi phí (USD)
					50.000/năm
Giai đoạn khai thác	Môi trường tự nhiên	Môi trường chung	2 lần/năm	Chủ đầu tư	187.500/ năm
	Môi trường sinh thái				
	Môi trường xã hội	Theo dõi đối với Người bị ảnh hưởng	2 lần/năm Biện pháp tiêu chuẩn để giám sát tái định cư không tự nguyện	UBND Huyện Cát Hải (chịu trách nhiệm chính) phối hợp với chủ cảng Lạch Huyện	- Chi phí bắt buộc sẽ do UBND Huyện Cát Hải xác định - Chi phí cho công tác giám sát của BQL DA HH 50.000/năm

15.5.6 Kết luận và Kiến nghị

Dựa trên nghiên cứu về điều kiện tự nhiên, sinh thái và xã hội và nghiên cứu về khả năng phát tán của bùn cát do hoạt động nạo vét/đổ đất bằng các mô hình mô phỏng, chúng tôi có kết luận và kiến nghị như sau:

- Vị trí đổ đất gần bờ là nơi nhạy cảm hơn về môi trường, bị tác động bởi dòng chảy từ sông.
- Khu vực ven bờ có thể có giá trị sinh thái cao hơn khu vực ngoài biển. Do đó, tác động làm ảnh hưởng tới môi trường sống của sinh vật đáy bởi hoạt động đổ đất sẽ lớn hơn nếu đổ đất ven bờ.
- Việc đổ đất ven bờ có thể gây ảnh hưởng lớn hơn đến nghề nghiệp truyền thống, là nghề nghiệp phụ thuộc vào nước biển, dẫn đến việc mất ngư trường và giảm sản lượng đánh bắt do nồng độ bùn cát tăng lên.
- Việc đổ đất ven bờ có thể gây ra ảnh hưởng lớn hơn đến hoạt động kinh doanh du lịch, đặc biệt là trong mùa du lịch biển, do sức hấp dẫn của bãi biển bị giảm đi do nồng độ bùn cát tăng lên.
- Theo kết quả mô phỏng, khu vực nhạy cảm về xã hội và sinh thái, như vịnh Hạ Long, bãi biển Cát Bà, bãi biển Đồ Sơn, đảo Long Châu sẽ không bị ảnh hưởng trực tiếp bởi hoạt động đổ đất ven biển, tuy nhiên, sự khuếch tán bùn cát do hoạt động đổ đất tại Nam Đình Vũ có thể lan tới bãi biển Đồ Sơn.
- Từ các kết quả nêu trên, đổ đất ra biển là phương án nên lựa chọn.
- Nếu kết hợp giữa các vị trí đổ đất, ví dụ 50% ra biển và 50% ở Nam Đình Vũ, phạm vi bị ảnh hưởng sẽ rộng hơn so với đổ tại một vị trí nhất định.
- Các biện pháp kiểm soát sự khuếch tán bùn cát, như lưới chắn cát, sẽ là biện pháp hiệu quả để giảm tác động của hoạt động nạo vét/đổ đất.
- Các nghiên cứu trước đây đã cho thấy bùn cát khi xả xuống tại khu vực biển sâu sẽ không bị khuấy động bởi trạng thái biển bình thường.
- Tuy vị trí đổ đất ngoài biển có thể có tác động nhỏ hơn tới môi trường tự nhiên, sinh thái và xã hội, nhưng việc theo dõi thường xuyên và biện pháp kiểm soát nguồn và sự khuếch tán bùn cát trong giai đoạn xây dựng rất cần được thực hiện.

PHẦN – III

THIẾT KẾ CHI TIẾT

Gói 6: Đê chắn sóng đoạn A, Kè bảo vệ, Tường chắn đất, Tôn tạo xử lý nền, Bền công vụ, Đường sau cảng, Hạ tầng điện nước

16. TÔN TẠO KHU VỰC CẢNG VÀ ĐƯỜNG SAU CẢNG

16.1 Xử lý nền đất yếu

16.1.1 Lún cố kết thứ cấp tại khu vực xử lý nền đất yếu bằng biện pháp Bắc thấm đứng và gia tải

Báo cáo Thiết kế Cơ sở về xử lý nền đất yếu chỉ xem xét và tính toán lún sơ cấp. Tuy lún cố kết thứ cấp sẽ xảy ra trong thời gian dài sau khi công trình hoàn thành và khó có thể tính toán chính xác được độ lún này trên lý thuyết cũng như thực tế, nhưng việc tính toán độ lún cố kết thứ cấp vẫn có vai trò quan trọng trong việc lập kế hoạch duy tu bảo dưỡng trong quá trình khai thác công trình trong tương lai.

Trong phần này, độ lún cố kết thứ cấp được tính toán dựa trên kết quả khảo sát địa chất công trình thực hiện trong Nghiên cứu.

1) Lún cố kết thứ cấp

Độ lún cố kết là tổng của lún cố kết sơ cấp và thứ cấp, độ lún này được tính theo công thức sau:

$$S_c = S_f + S_s$$

Trong đó,

S_c : Độ lún cố kết (m)

S_f : Độ lún cố kết sơ cấp (m)

S_s : Độ lún cố kết thứ cấp (m)

Dựa theo kết quả khảo sát nền đất trong Nghiên cứu này, hệ số cố kết thứ cấp $C_{\alpha} (= \Delta e / \Delta \log t, C_{\alpha\varepsilon} = C_{\alpha} / (1 + e_0))$ cho từng lớp được tính toán theo công thức sau;

$$C_{\alpha}(NC) / C_c = 0,04 \pm 0,01 \text{ (theo Ladd và cộng sự, 2003)}$$

Trong trường hợp này, áp dụng $C_{\alpha}(NC) / C_c = 0,03$

- Lớp 1b: $C_{\alpha}(NC) = 0,009, C_{\alpha\varepsilon} = 0,005$
- Lớp 2 : $C_{\alpha}(NC) = 0,018, C_{\alpha\varepsilon} = 0,008$
- Lớp 3b : $C_{\alpha}(NC) = 0,009, C_{\alpha\varepsilon} = 0,005$
- Lớp 4 : $C_{\alpha}(NC) = 0,012, C_{\alpha\varepsilon} = 0,006$
- Lớp 5 : $C_{\alpha}(NC) = 0,018, C_{\alpha\varepsilon} = 0,008$

Độ lún cố kết thứ cấp (S_s) được tính toán theo công thức sau;

$$S_s = C_{\alpha\varepsilon} H \log \left(\frac{t_f}{t_p} \right)$$

Trong đó,

$C_{\alpha\varepsilon}$: Hệ số cố kết thứ cấp

H : Chiều dày lớp đất tính toán (m)

t_p : Thời gian hoàn thành lún cố kết sơ cấp

(giả thiết thời gian bàn giao mặt bằng là 15 tháng sau khi bắt đầu thi công hạng mục tôn tạo bãi; (Trường hợp nhanh nhất là = 450 ngày))

t_f : Thời gian diễn ra lún cố kết thứ cấp

(giả thiết là 30 năm sau khi bàn giao mặt bằng (= 450 ngày + 10.950 ngày = 11.400 ngày))

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Mô hình lớp đất của từng phân đoạn được sử dụng là mô hình đã sử dụng trong Chương 7.

Kết quả tính toán độ lún cố kết diễn ra trong 30 năm sau khi bàn giao mặt bằng được trình bày trong Bảng 16.1.1.

Như trình bày trong Bảng này, độ lún cố kết thứ cấp trong 30 năm sau khi bàn giao mặt bằng cho nhà đầu tư tư nhân được dự kiến là từ 20 đến 30cm.

Bảng 16.1.1 Kết quả tính độ lún cố kết thứ cấp tại khu vực bãi tôn tạo

Khu vực	Lô	Thời gian hoàn thành lún cố kết sơ cấp tp (ngày) (15 tháng)	Thời gian diễn ra lún cố kết thứ cấp tđ (ngày) (30 năm)	Hệ số cố kết thứ cấp Cas					Chiều dày lớp đất tính toán H (m)					Độ lún cố kết thứ cấp Ss (m)					
				1b	2	3b	4	5	1b	2	3b	4	5	1b	2	3b	4	5	Tổng
Khu vực bến (bãi chứa công-ten-nơ có hàng)	Lô-1	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	6,5	2,0	5,0	11,0	0,00	0,07	0,01	0,04	0,12	0,25
	Lô-2	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	2,0	4,0	3,5	4,0	10,0	0,01	0,04	0,02	0,03	0,11	0,23
	Lô-3	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	2,5	5,0	2,0	1,5	11,5	0,02	0,06	0,01	0,01	0,13	0,23
	Lô-4	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	7,0	3,0	2,5	12,5	0,00	0,08	0,02	0,02	0,14	0,26
	Lô-5	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	1,5	5,0	4,5	0,0	12,0	0,01	0,06	0,03	0,00	0,13	0,23
	Lô-6	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	1,5	4,5	4,0	0,0	10,5	0,01	0,05	0,03	0,00	0,12	0,21
	Lô-7	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	6,5	0,0	2,0	9,5	0,00	0,07	0,00	0,02	0,11	0,20
	Lô-8	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	2,0	5,5	4,0	3,0	11,0	0,01	0,06	0,03	0,03	0,12	0,25
Khu vực bến (bãi chứa công-ten-nơ rỗng)	Lô-9	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	1,5	5,0	5,0	3,5	10,5	0,01	0,06	0,04	0,03	0,12	0,25
	Lô-10	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	1,0	5,0	5,5	1,5	11,0	0,01	0,06	0,04	0,01	0,12	0,24
	Lô-11	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	5,5	3,5	0,0	12,0	0,00	0,06	0,02	0,00	0,13	0,22
	Lô-12	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	6,0	5,0	2,0	16,0	0,00	0,07	0,04	0,02	0,18	0,30
Khu vực đường sau cảng	Lô-13	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	2,5	3,5	6,0	0,0	9,5	0,02	0,04	0,04	0,00	0,11	0,21
	Lô-14	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	5,5	7,5	0,0	0,5	0,00	0,06	0,06	0,00	0,11	0,22
	Lô-15	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	0,0	7,0	0,0	3,5	14,5	0,00	0,08	0,00	0,03	0,16	0,27
	Lô-16	450	11.400	0,005	0,008	0,005	0,006	0,008	2,5	4,0	4,0	1,0	17,5	0,02	0,04	0,03	0,01	0,20	0,30

16.1.2 Đặt bậc thấm đứng, đệm cát và chất tải

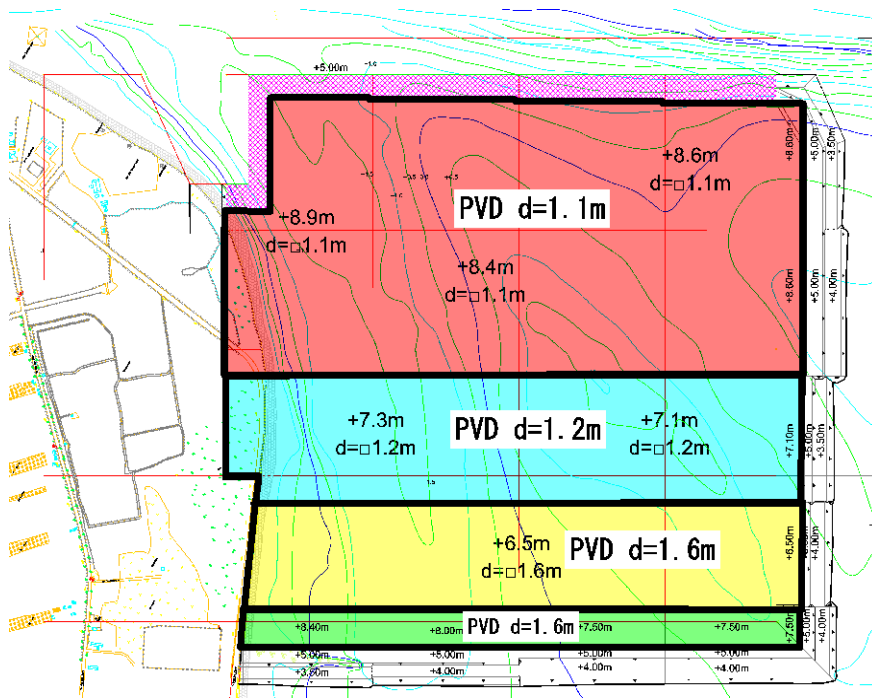
Cao trình tôn tạo hoàn thiện tại Khu bến trong Hợp phần A của Dự án là CD4,5m. Vật liệu tôn tạo là vật liệu cát rời rạc, cấp phối tốt, trong đó khối lượng cỡ hạt lọt sàng 74 μm chiếm ít hơn 5% và không chứa sỏi và đá. Vật liệu san lấp không được chứa thực vật hay rễ cây. Vật liệu thích hợp không được chứa đất mặt, rễ cây, thực vật, bùn hữu cơ, các vật liệu nhiễm bẩn và các vật liệu khác dễ cháy hoặc có thể bị phân rã. Sau khi san lấp cát tới cao trình CD+4,0m, 2 lớp đệm cát sẽ được thi công, lớp thứ nhất từ cao trình CD+4,0m đến CD+4,5m, lớp thứ 2 từ cao trình CD+4,5m đến CD+5,0m. Theo quy định trong Tiêu chuẩn Việt Nam (22 TCN 262-2000), để có thể duy trì khả năng thoát nước tốt, vật liệu của lớp đệm cát này cần có đặc điểm như sau;

- Hạt có cỡ lớn hơn hoặc bằng 0,25mm chiếm > 50%
- Hạt có cỡ nhỏ hơn hoặc bằng 0,08mm chiếm < 5%
- $D_{60} / D_{10} > 6$ hoặc $1 < (D_{30})^2 / D_{10} \cdot D_{60} < 3$
- Hàm lượng hữu cơ < 5%

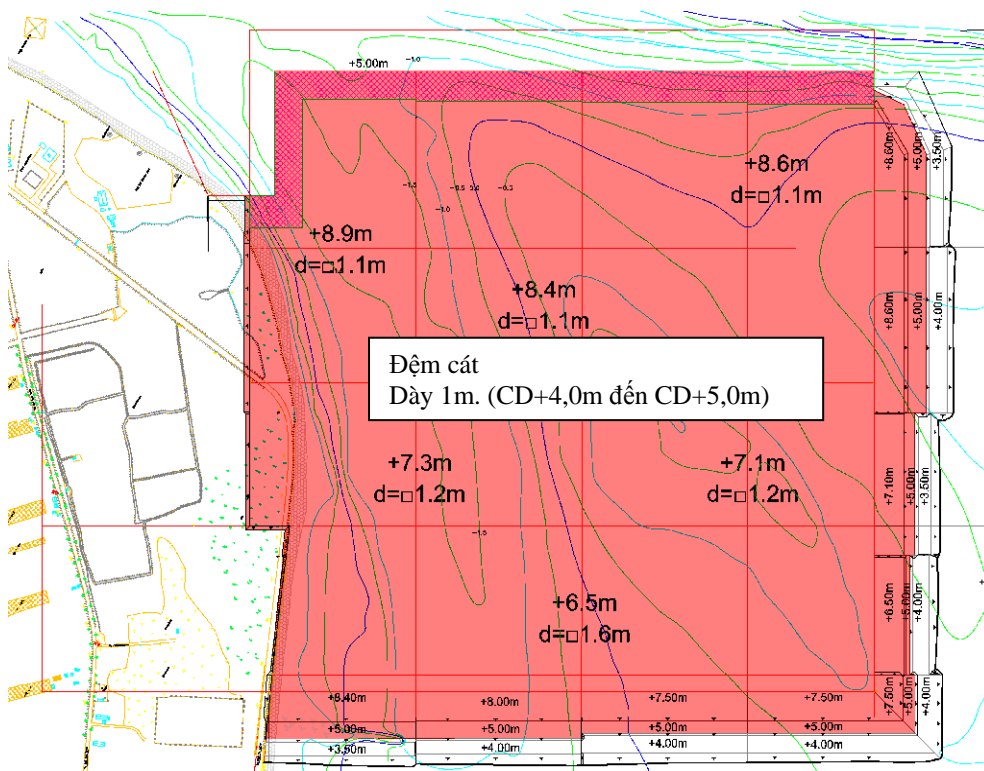
Phạm vi lớp đệm cát được trình bày trong Hình 16.1.2.

Trong Dự án này, gia tải có nghĩa là lớp cát gia tải được đổ trên đệm cát (CD+5,0m), gia tải và bề phản áp tạm thời được thi công ngoài phạm vi kè để bảo vệ mái dốc trong bước xử lý nền đất yếu được trình bày trong Hình 16.1.3. Vật liệu gia tải không được nhiễm bẩn, không được bao gồm chất hữu cơ hoặc bất kỳ chất có hại nào, và phải đáp ứng được những yêu cầu sau:

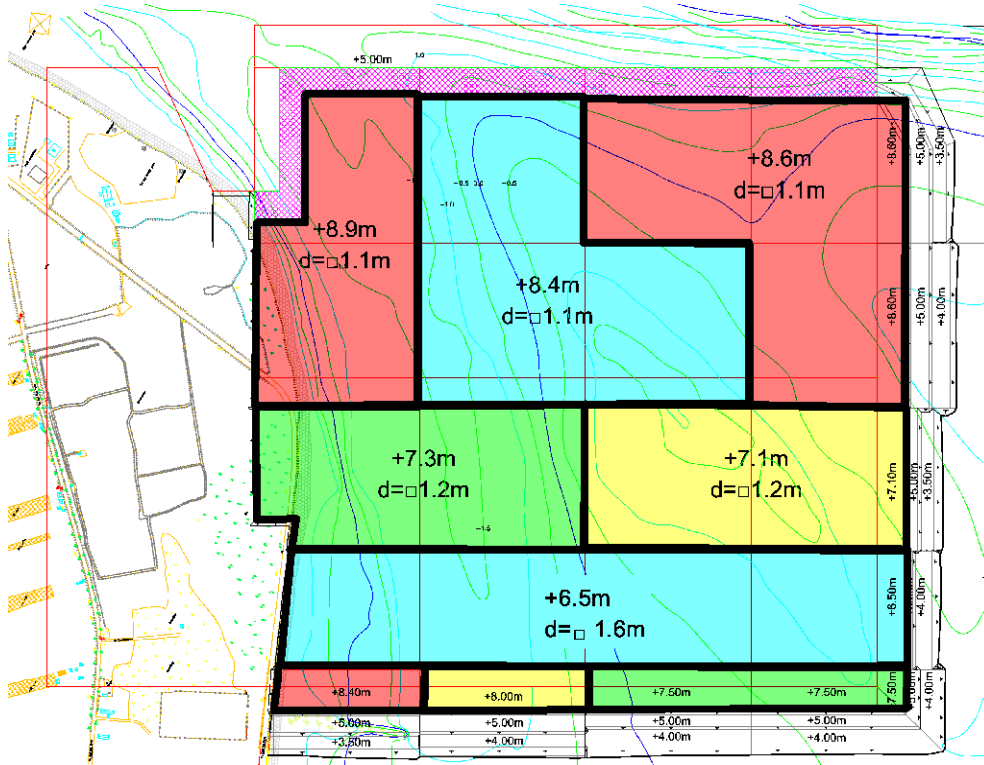
- Dung trọng ướt : > 18kN/m³.
- Hàm lượng hữu cơ : < 5%
- Hàm lượng canxi cacbonat : < 3%
- Hàm lượng bùn và sét (cỡ hạt <0,075 mm) : < 5%



Hình 16.1.1 Phạm vi bố trí bắc thăm đứng



Hình 16.1.2 Phạm vi lớp đệm cát (CD+4,0m đến CD+5,0m)



Hình 16.1.3 Phạm vi gia tải tại khu vực bãi tôn tạo, có bao gồm phạm vi kè

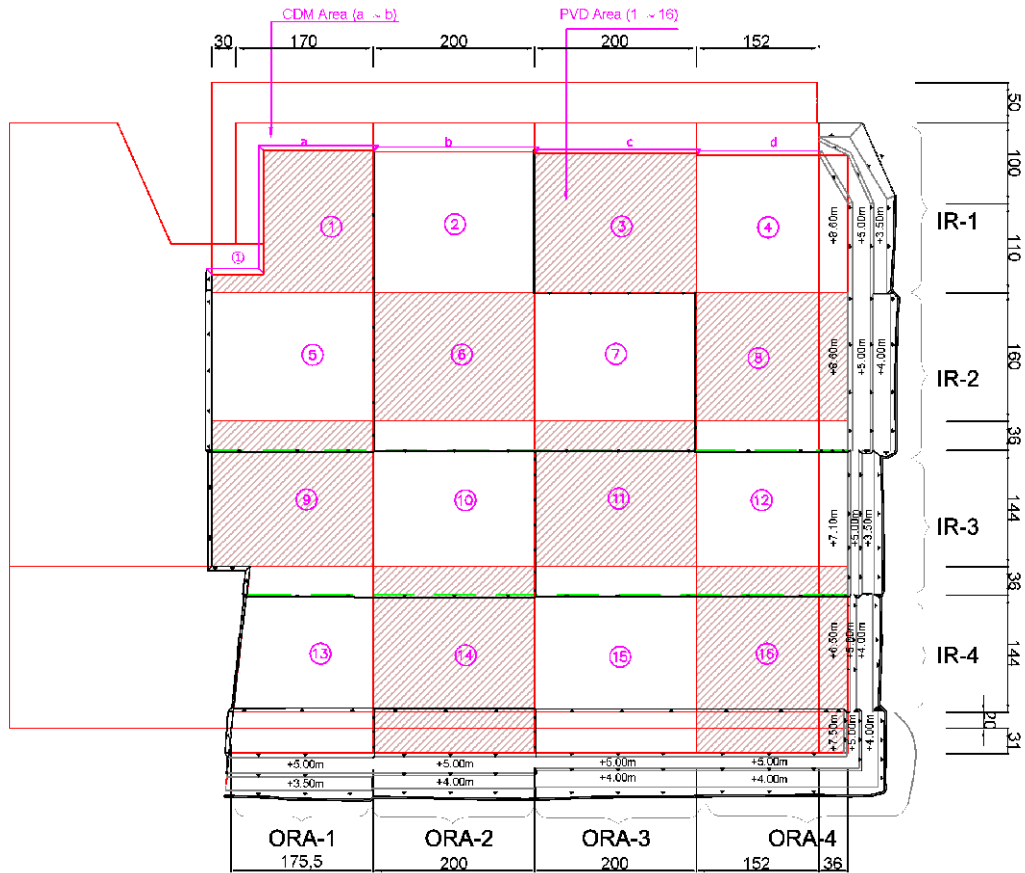
Tổng chiều dài bắc thấm đứng, khối lượng đệm cát, khối lượng gia tải, và khối lượng bê phản áp tạm thời cho tới cao trình CD+4,0m tại phạm vi bãi tôn tạo, có bao gồm phạm vi kè được tóm tắt như sau;

- Bắc thấm : 12.378.000 m
- Đệm cát: 637.000 m³
(Phạm vi trong kè: 553.000 m³ + bê phản áp (nằm ngoài phạm vi kè: 84.000 m³)
- Gia tải trước: 1.598.000 m³
(Phạm vi trong kè: 1.452.000 m³ + bê phản áp (nằm ngoài phạm vi kè): 146.000 m³)
- Bê phản áp trong phạm vi kè: 455.000 m³

Chi tiết khối lượng trên được trình bày trong Bảng 16.1.2, Bảng 16.1.3 và Bảng 16.1.4, bản vẽ chi tiết được trình bày trong phần Phụ lục 16-1.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



Hình 16.1.4 Phân đoạn và các lô trong phạm vi bãi tôn tạo và phạm vi kè

Bảng 16.1.2 Khối lượng bốc thảm

Lô	Khoảng cách giữa các cọc PVD (m)	Số lượng (điểm)	Chiều dài cọc PVD (m)	Tổng chiều dài (m)
1	1,1	20.998	30,5	640.439
2	1,1	28.598	30,5	872.239
3	1,1	28.392	32,0	908.544
4	1,1	26.334	32,5	855.855
5	1,1	26.390	31,0	818.090
6	1,1	26.245	31,0	813.595
7	1,1	26.390	31,0	818.090
8	1,1	24.795	33,0	818.235
9	1,1	6.006	30,5	183.183
	1,2	19.920	30,5	607.560
10	1,1	5.973	31,0	185.163
	1,2	20.040	31,0	621.240
11	1,1	6.006	33,0	198.198
	1,2	20.040	33,0	661.320
12	1,1	5.643	36,0	203.148
	1,2	18.720	36,0	673.920
13	1,2	3.841	30,5	117.151
	1,6	9.265	30,5	282.583
	1,6	3.513	30,0	105.390
14	1,2	5.010	31,5	157.815
	1,6	11.250	31,5	354.375
	1,6	4.000	32,0	128.000
15	1,2	5.010	34,0	170.340
	1,6	11.250	34,0	382.500
	1,6	4.000	34,0	136.000
16	1,2	4.680	35,0	163.800
	1,6	10.600	35,0	371.000
	1,6	3.776	34,5	130.272
Tổng		386.685		12.378.044

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Bảng 16.1.3 Khối lượng đệm cát và gia tải tại phạm vi bãi tôn tạo (trong phạm vi kè)

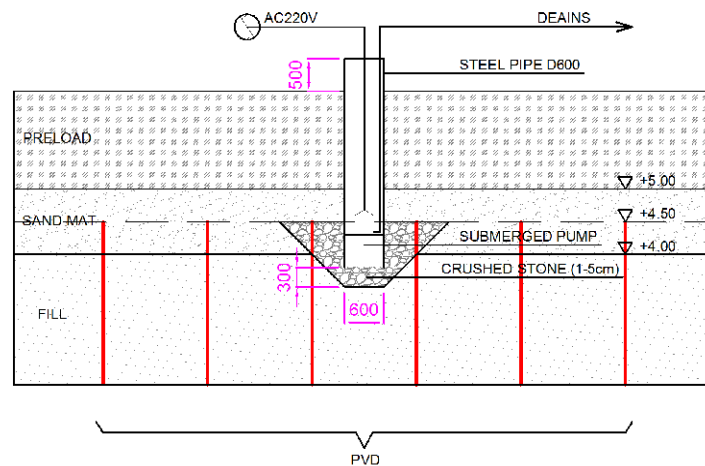
		Gia tải			Đệm cát (CD+4,0m đến +5,0m)		
		Phạm vi (m ²)	Chiều cao (m)	Khối lượng (m ³)	Phạm vi (m ²)	Chiều cao (m)	Khối lượng (m ³)
Khu vực xử lý băng CDM	a	9696,6	-	-	9696,6	1,0	9696,6
	b	7196,8	-	-	7196,8	1,0	7196,8
	c	7616,8	-	-	7616,8	1,0	7616,8
	d	6108,0	-	-	6108,0	1,0	6108,0
	①	2433,6	-	-	2433,6	1,0	2433,6
Khu vực tôn tạo	1	25369,9	3,9	98942,6	25369,9	1,0	25369,9
	2	34803,2	3,4	118330,9	34803,2	1,0	34803,2
	3	34391,6	3,6	123809,8	34391,6	1,0	34391,6
	4	25812,0	3,6	92923,2	25812,0	1,0	25812,0
	5	32000,0	3,9	124800,0	32000,0	1,0	32000,0
	6	32000,0	3,4	108800,0	32000,0	1,0	32000,0
	7	32000,0	3,4	108800,0	32000,0	1,0	32000,0
	8	24320,0	3,6	87552,0	24320,0	1,0	24320,0
	9-1	7200,0	3,9	28080,0	7200,0	1,0	7200,0
	9-2	28800,0	2,3	66240,0	28800,0	1,0	28800,0
	10-1	7200,0	3,4	24480,0	7200,0	1,0	7200,0
	10-2	28800,0	2,3	66240,0	28800,0	1,0	28800,0
	11-1	7200,0	3,4	24480,0	7200,0	1,0	7200,0
	11-2	28800,0	2,1	60480,0	28800,0	1,0	28800,0
	12-1	5472,0	3,6	19699,2	5472,0	1,0	5472,0
	12-2	21888,0	2,1	45964,8	21888,0	1,0	21888,0
	13-1	5551,1	2,3	12767,4	5551,1	1,0	5551,1
	13-2	23787,0	1,5	35680,6	23787,0	1,0	23787,0
	13-3	3489,3	3,4	11863,5	3489,3	1,0	3489,3
	14-1	7200,0	2,3	16560,0	7200,0	1,0	7200,0
	14-2	28800,0	1,5	43200,0	28800,0	1,0	28800,0
	14-3	4000,0	3,0	12000,0	4000,0	1,0	4000,0
	15-1	7200,0	2,1	15120,0	7200,0	1,0	7200,0
	15-2	28800,0	1,5	43200,0	28800,0	1,0	28800,0
15-3	4000,0	2,5	10000,0	4000,0	1,0	4000,0	
16-1	5472,0	2,1	11491,2	5472,0	1,0	5472,0	
16-2	21888,0	1,5	32832,0	21888,0	1,0	21888,0	
16-3	3040,0	2,5	7600,0	3040,0	1,0	3040,0	
Tổng		552.335,8		1.451.937,1		552.335,8	

Bảng 16.1.4 Khối lượng bộ phận áp (đất đắp, đệm cát, và gia tải) tại kè (ngoài phạm vi kè)

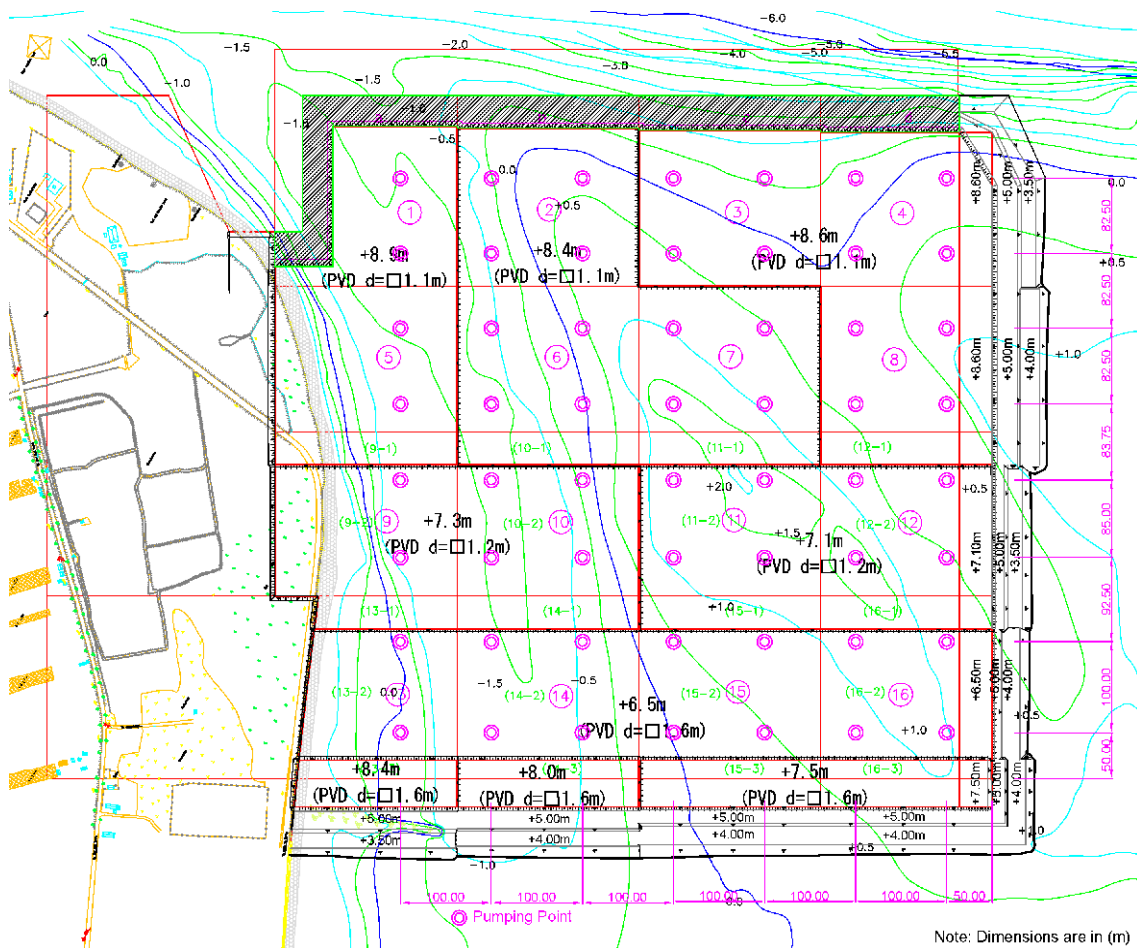
		Bộ phận áp thứ nhất (<CD+4,0m)				Bộ phận áp thứ hai (đến CD+4,0m)				Đệm cát (CD+4,0m đến +5,0m)				Gia tải (>CD+5,0m)				Chiều dài từng đoạn đất đắp bảo vệ (m)	Khu vực đất đắp bảo vệ (m ²)
		Phạm vi mặt cắt (m ²)	Chiều cao (m)	Khoảng cách dọc kè (m)	Khối lượng (m ³)	Phạm vi mặt cắt (m ²)	Chiều cao (m)	Khoảng cách dọc kè (m)	Khối lượng (m ³)	Phạm vi mặt cắt (m ²)	Chiều cao (m)	Khoảng cách dọc kè (m)	Khối lượng (m ³)	Phạm vi mặt cắt (m ²)	Chiều cao (m)	Khoảng cách dọc kè (m)	Khối lượng (m ³)		
		IR-1	1-1	265,2	3,0	110,0	29.172,0	33,6	0,5	110,0	3.692,7	64,9	1,0	110,0	7.139,0	139,3	3,6		
	1-2				33.851,1				2.225,4				3.607,3				4.575,6	27,6	3.508,2
IR-2		278,7	3,0	200,3	55.820,8					64,9	1,0	200,3	12.998,8	139,3	3,6	200,3	27.904,4	34,7	6.940,0
IR-3		219,5	3,0	172,7	37.901,2	26,5	0,5	172,7	4.568,2	50,7	1,0	172,7	8.747,8	78,9	2,1	172,7	13.628,5	29,2	5.048,3
IR-4		245,0	3,5	143,7	35.199,2					43,4	1,0	143,7	6.228,1	55,7	1,5	143,7	8.001,0	34,2	4.913,5
ORA-1		330,4	4,0	178,7	59.039,2	29,9	0,5	178,7	5.346,4	57,6	1,0	178,7	10.292,5	114,1	3,4	178,7	20.383,2	33,4	5.966,5
ORA-2		297,1	4,0	200,0	59.426,0					57,0	1,0	200,0	11.400,0	99,8	3,0	200,0	19.950,0	30,2	6.046,0
ORA-3		315,0	4,0	200,0	63.000,0					51,3	1,0	200,0	10.250,0	82,2	2,5	200,0	16.438,0	35,8	7.162,0
ORA-4	4-1	231,8	4,0	187,2	43.379,0					51,3	1,0	187,2	9.593,0	82,2	2,5	187,2	15.384,3	32,7	6.113,3
	4-2	291,8	3,0	31,0	9.044,3					71,3	1,0	31,0	2.208,8	132,2	2,5	31,0	4.097,9	32,7	1.012,2
	4-3	127,5	3,0	102,3	13.038,2					16,5	1,0	102,3	1.687,3					32,7	3.338,8
Tổng		2601,9	34,5	1525,8	438.870,8	89,9	1,5	461,4	15.832,6	528,7	10,0	1.525,8	84.152,5	923,6	24,7	1.423,5	145.688,1	353,3	53.374,0

- 1. Đắp đất (đến CD+4,0m) = 454.703,44 m³
- 2. Đệm cát (CD+4,0m đến CD+5,0m) = 84.152,53 m³
- 3. Gia tải = 145.688,07 m³
- 4. Khu vực đắp đất bảo vệ = 53.374,05 m²

Đối với việc thoát nước từ các bậc thấm PVD, để ngăn ngừa việc lớp đệm cát bị lún do đặt các máy xây dựng hạng nặng, cần phải hút nước từ lớp đệm cát ra ngoài như trình bày trong các hình sau. Nước hút từ lớp đệm cát sẽ được thải ra ngoài bãi tôn tạo bằng ống xả mềm hoặc hào thoát nước.



Hình 16.1.5 Chi tiết điểm bơm



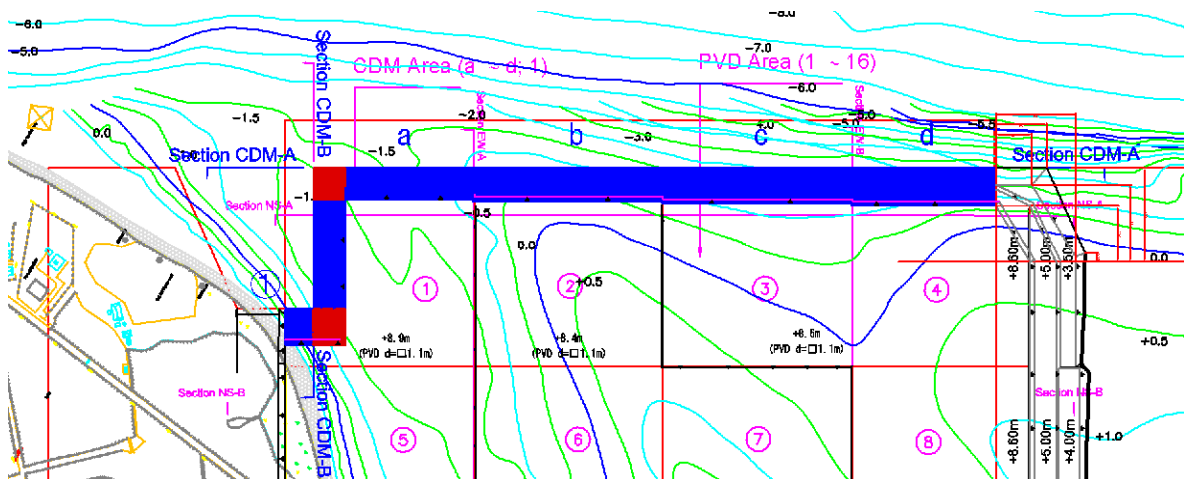
Hình 16.1.6 Mặt bằng các điểm bơm

16.1.3 Thi công cọc CDM

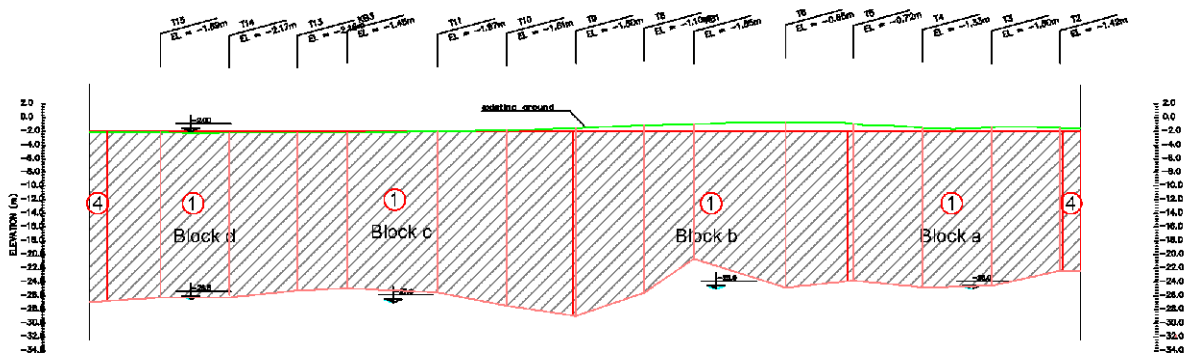
Việc xử lý đất yếu bằng cọc CDM sau tường bên của bến công-ten-nơ và bến công vụ được trình bày trong Chương 7, Báo cáo Thiết kế Cơ sở, và trong Hình 16.1.7 của báo cáo này.

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

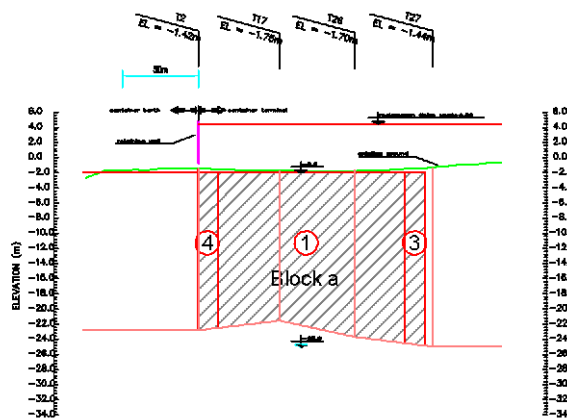
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



Cross Section (CDM - A)



Cross Section (CDM-B)

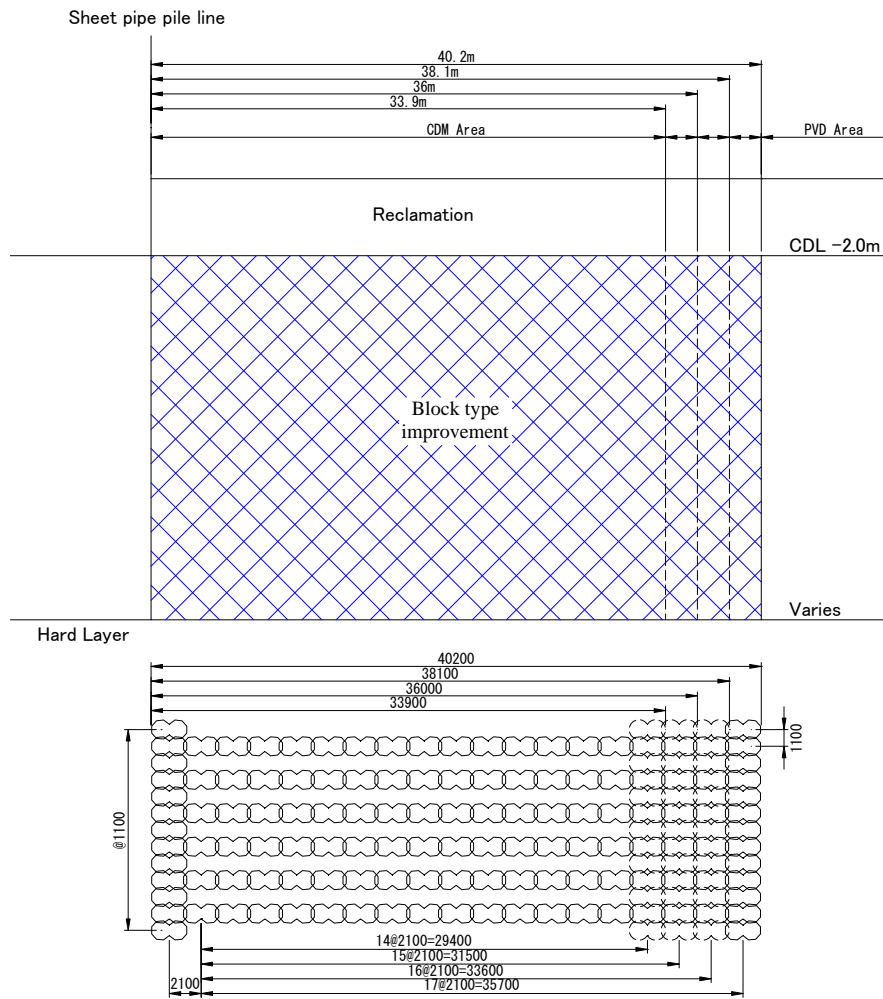


Hình 16.1.7 Mặt bằng xử lý CDM và mặt cắt ngang

Chi tiết mặt bằng xử lý CDM và khối lượng cọc CDM được trình bày lần lượt trong Hình 16.1.8 và Bảng 16.1.5. Chi tiết mặt bằng cọc CDM được trình bày trong Phụ lục 16-1.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



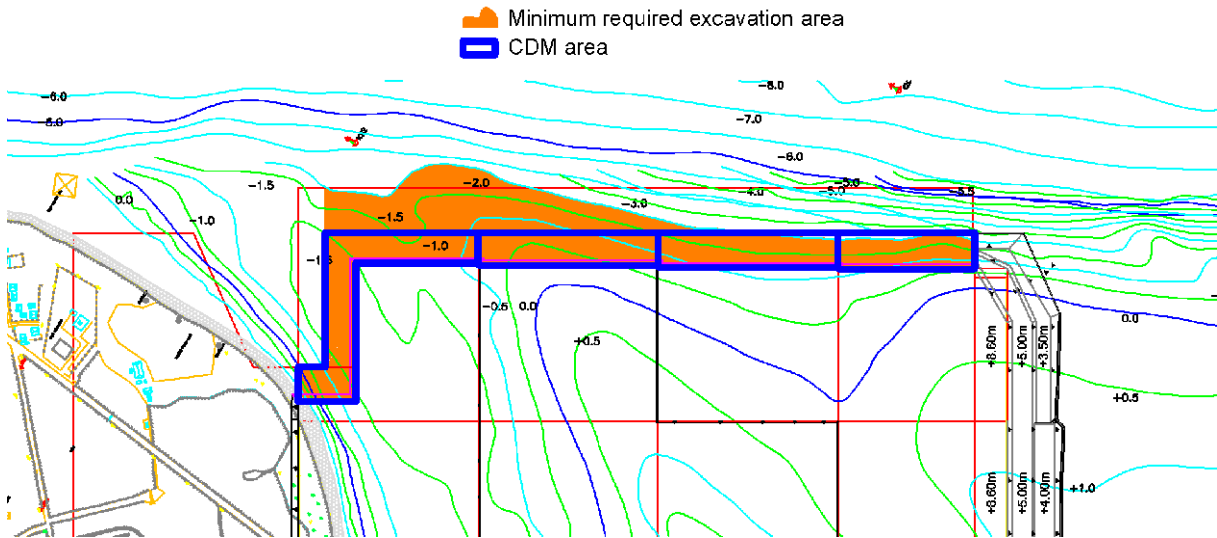
Hình 16.1.8 Chi tiết mặt bằng bố trí cọc CDM và mặt cắt ngang

Bảng 16.1.5 Khối lượng cọc CDM

Lô	Khu vực	Chiều dài khu vực (m)	Số cọc trên 1 m chiều dài (cọc/m)	Cọc xử lý nền (cọc)	Thông số xử lý nền					Khối lượng đất xử lý nền	
					Mức thành tạo CDL (m)	Cao trình mặt xử lý CDL (m)	Cao trình đáy xử lý CDL (m)	Chiều dài đoạn không xử lý (m)	Chiều dài đoạn xử lý (m)	Phần không xử lý nền (m ³)	Phần xử lý nền (m ³)
①		204,0	3,64	746,0	5,0	-2,0	-26,0	7,0	24,0	13.368,3	45.834,2
a		640,0	3,64	2.485,0	5,0	-2,0	-25,0	7,0	23,0	44.531,2	146.316,8
b		472,0	3,64	1.727,0	5,0	-2,0	-25,0	7,0	23,0	30.947,8	101.685,8
c		476,2	3,64	1.821,0	5,0	-2,0	-27,0	7,0	25,0	32.632,3	116.544,0
d		384,7	3,64	1.450,0	5,0	-2,0	-26,5	7,0	24,5	25.984,0	90.944,0
Tổng		2.176,9		8.229,0						147.463,7	501.324,8

Cọc CDM dự kiến sẽ được thi công dưới nước bằng tàu có thiết bị thi công cọc CDM, sau khi mặt đất tự nhiên được nạo vét tới cao trình CD-2,0m. Hình 16.1.9 cho thấy một khu vực tối thiểu cần được nạo vét để tàu CDM đi vào thi công cọc.

Việc thi công cọc CDM theo từng khối có thể bắt đầu ngay sau khi nạo vét đáy biển để việc nạo vét không làm ảnh hưởng nhiều đến tiến độ thi công cọc CDM. Và cao độ nạo vét cũng ko quá cao, nằm trong khoảng từ 0,5m đến 1,5m theo cao trình đáy biển hiện tại.



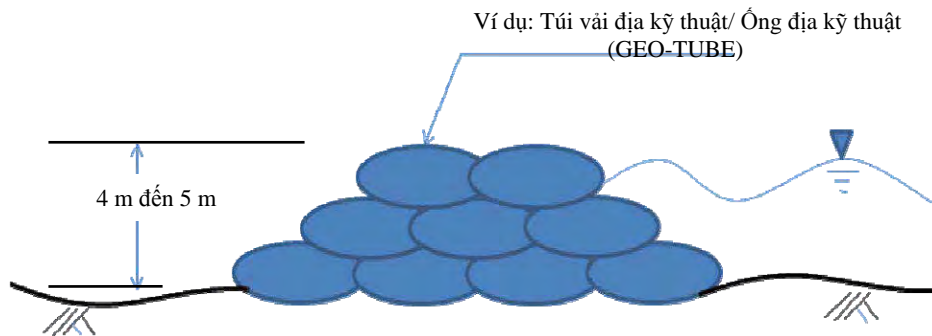
Hình 16.1.9 Khu vực tối thiểu cần nạo vét để tàu CDM đi vào (nạo vét đến cao trình CD-2,0m)

16.1.4 Đê bao tạm thời cho hạng mục tôn tạo bãi và Bộ phản áp để bảo vệ mái dốc kè

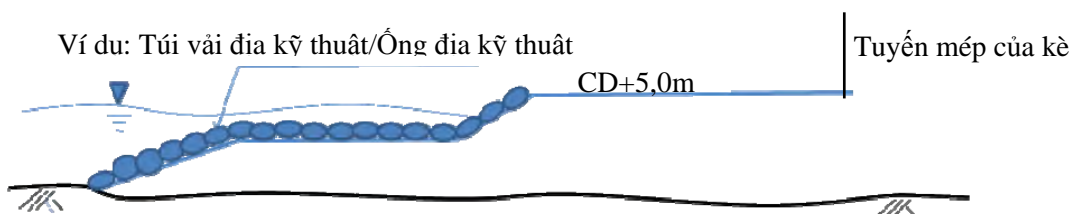
Cần xây dựng Đê tạm bao quanh khu vực bãi tôn tạo để tránh ảnh hưởng tới môi trường. Và đặc biệt là cần có biện pháp bảo vệ mái dốc dọc bộ phản áp để chống xói lở do sóng cao trong mùa mưa và mùa gió.

Có một số biện pháp về đê bao tạm và bảo vệ mái dốc bộ phản áp tại khu vực bãi tôn tạo nói trên. Dưới đây là hai biện pháp có thể áp dụng;

- 1) Túi vải địa kỹ thuật
- 2) Ống địa kỹ thuật (GEO-TUBE):



Hình 16.1.10 Đê tạm cho khu vực tôn tạo



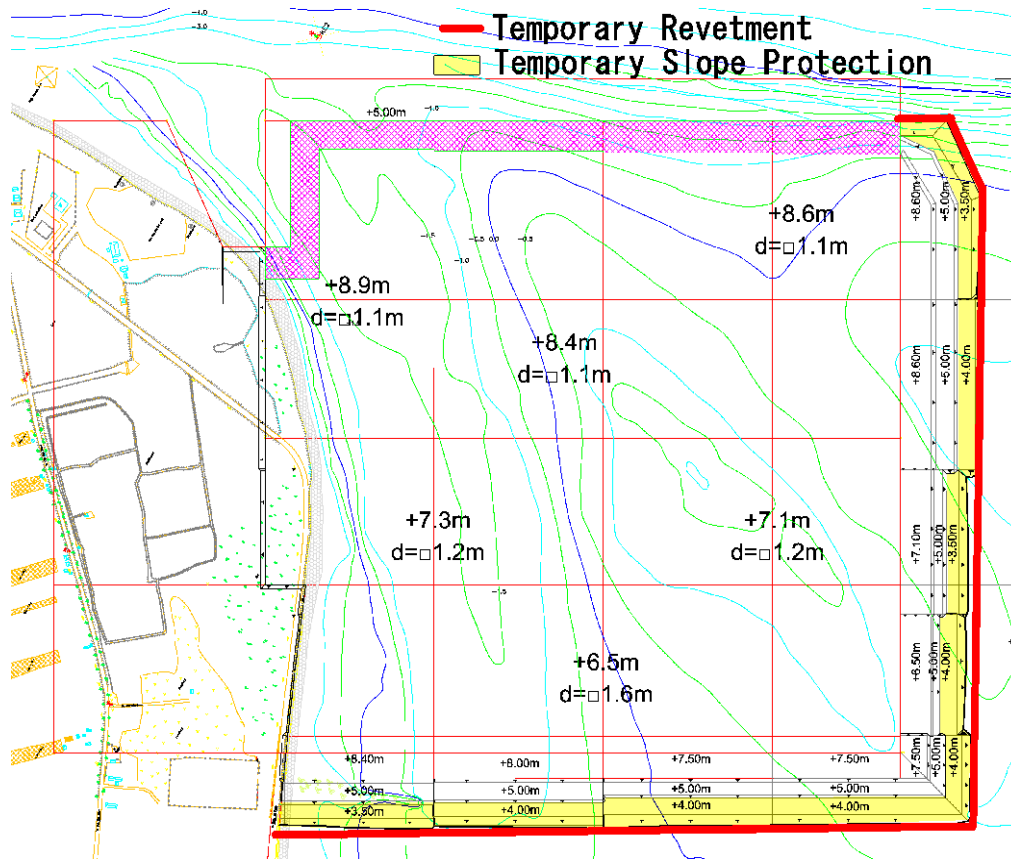
Hình 16.1.11 Bảo vệ tạm thời cho mái dốc của bộ phản áp tại phạm vi kè

Tổng chiều dài của đê bao tạm phục vụ thi công tôn tạo bãi và tổng diện tích khu vực cần bảo vệ mái dốc cho bộ phản áp tại khu vực bãi tôn tạo được trình bày như sau;

- Chiều dài đê bao tạm: 1.500 m

- Khu vực bảo vệ mái dốc tạm: 53.400 m²

Vị trí, diện tích của đê bao tạm và bảo vệ khu vực tôn tạo được trình bày trong Hình 16.1.12.



Hình 16.1.12 Vị trí đê bao tạm và bảo vệ khu vực tôn tạo

Nếu khu vực Nam đảo Cát Hải, gần Đê chắn sóng A, được chọn làm vị trí đổ đất thì tùy theo tiến độ và biện pháp đổ đất mà có thể không cần xây đê bao tạm và công trình tạm bảo vệ mái dốc nói trên. Và tại một số khu vực áp dọc Đê chắn sóng A có thể không cần phải có bộ phận áp nếu đất nạo vét được đổ gần phía trước Đê chắn sóng A trước khi tôn tạo nền kè này.

16.2 Phân tích biến dạng nền đất trong xử lý nền đất yếu

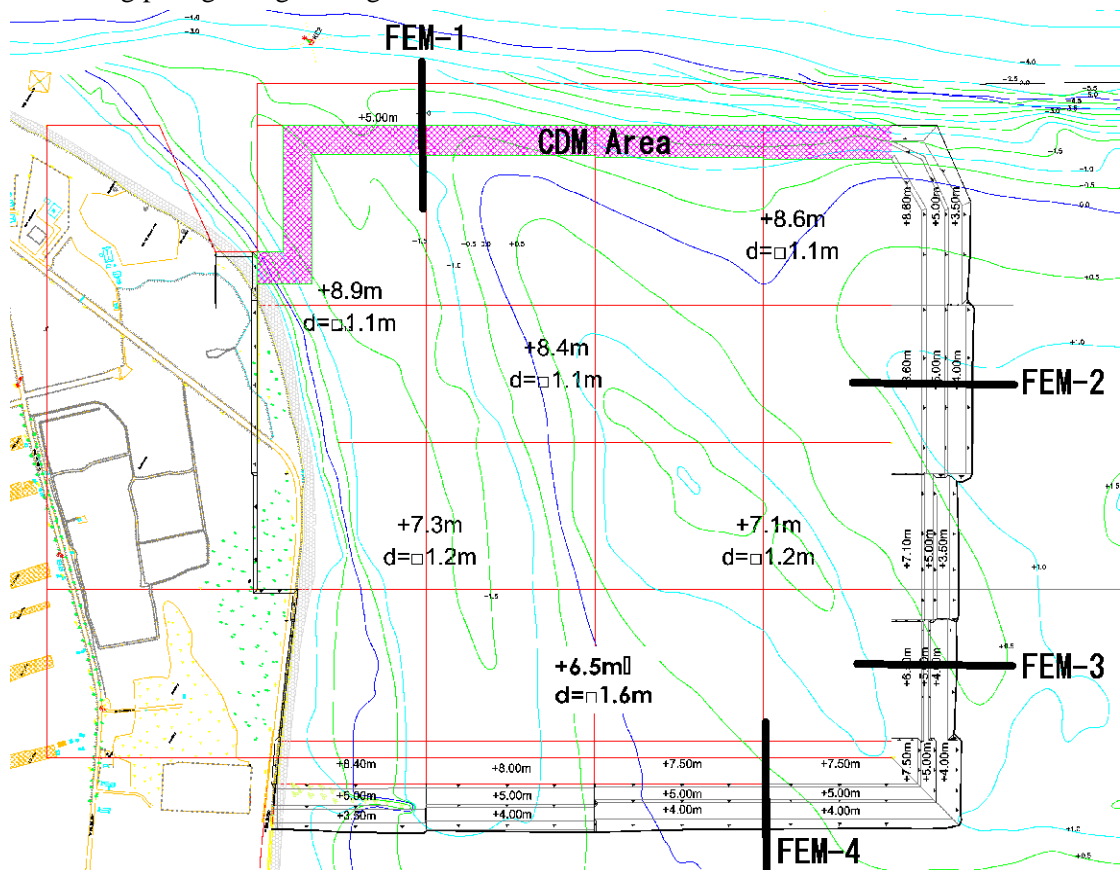
16.2.1 Mục đích phân tích

Một trong những nội dung quan trọng trong thiết kế hạng mục xử lý nền đất yếu là sự biến dạng nền đất trong quá trình xử lý nền đất yếu. Đặc biệt là không thể phân tích biến dạng theo phương ngang cho bển công-ten-nơ và kê theo phương pháp thiết kế thông thường để tính toán độ lún dư và độ ổn định mái dốc.

Trong Phần này, tất cả có 4 vị trí (1 vị trí tại bển, 2 vị trí tại kê hạ lưu, 1 vị trí tại đê chắn sóng A, như được chỉ ra tại Hình 16.2.1) được chọn để phân tích sự biến dạng nền đất trong quá trình xử lý nền đất yếu và trong quá trình cố kết của đất.

Để có thể ước tính sự biến dạng tại bển công-ten-nơ và kê, phân tích FEM-mã hiệu DACSAR về tương tác Đeo-Nhót-Đàn hồi của đất-nước là phân tích để tính toán sự chuyển vị phương thẳng đứng và phương ngang (phân tích hai chiều) đã được thực hiện. Đặc điểm phân tích của FEM là:

- Có khả năng tính toán biến dạng cắt và biến dạng cố kết do việc thi công tôn tạo và gia tải theo lịch tiến độ thi công.
- Quá trình thi công có thể được mô phỏng với các yếu tố thêm vào hoặc bớt đi.
- Các thông số địa chất trong phân tích FEM có thể được xác định theo kết quả thí nghiệm trong phòng thông thường.



Hình 16.2.1 Vị trí các đoạn kê được phân tích biến dạng bằng phương pháp FEM

16.2.2 Quy trình phân tích FEM và các điều kiện cố kết

1) Quy trình phân tích FEM

Quy trình phân tích FEM được trình bày trong Hình 16.2.2



Hình 16.2.2 Quy trình phân tích biến dạng FEM

2) Mô hình phân tích, lưới tính toán và lịch tiến độ thi công

Mô hình phân tích, lưới tính toán và lịch tiến độ thi công được trình bày trong phần trình bày về kết quả phân tích.

3) Phương trình kết cấu

Phương trình kết cấu được lập riêng dựa trên Tính chất cơ lý của từng lớp đất.

- Lớp đất pha sét (Lớp 1b, 2, 3b, 4, 5) : mô hình đàn hồi - nhớt - dẻo
- Lớp cát tôn tạo và gia tải, Lớp cát pha (Lớp 1a, 3a, 3c) : mô hình đàn hồi tuyến tính

4) Điều kiện biên

- Điểm cuối bên trái, phải của Mô hình phân tích: cố định trên trục X (phương ngang)
: linh hoạt trên trục Y (phương thẳng đứng)
- Đáy của mô hình phân tích : cố định trên cả hai trục X và Y

5) Điều kiện biên nước

- Lớp cát tôn tạo và Lớp cát pha trên cùng (1a) : lớp thoát nước

6) Mục nước ngầm

- Mục nước ngầm dùng trong phân tích được xác định như sau;
 - Tại khu vực tôn tạo : CD+1,47m (Mục nước dư)
 - Phía biển : CD+0,43m (Mục nước thấp thiết kế)

16.2.3 Tính chất cơ lý đất trong phân tích của FEM

1) Tính chất cơ lý đất cho lớp tôn tạo, lớp gia tải và lớp đất pha cát (mô hình đàn hồi tuyến tính)

Trong phân tích FEM đã thực hiện, lớp cát tôn tạo và các lớp đất pha cát (Lớp 1a, 3a, 3c) đã được mô phỏng như vật liệu đàn hồi tuyến tính và tính chất cơ lý của các lớp này trong phân tích FEM được xác định dựa trên kết quả khảo sát hiện trường và thí nghiệm trong phòng như trình bày trong Bảng 16.2.1.

Bảng 16.2.1 Tính chất cơ lý đầu vào của các lớp đất pha cát (mô hình đàn hồi tuyến tính)

Tên lớp	Chiều dày (m)	Giá trị N trung bình	Trọng lượng riêng Gs	Dung trọng γ_i (kN/m ³)	Dung trọng ướt γ' (kN/m ³)	Hệ số biến dạng E (kN/m ²)	Hệ số Poisson ν	20% kích thước hạt D ₂₀ (mm)	Độ thấm k (x=y) x 10 ⁻⁵ (m/giây)
Tôn tạo	-	3	2,7	18,0	10,0	2.100	0,333	0,10	2,0
1a	2,0	4	2,7	18,0	8,0	2.800	0,333	0,11	2,0
3a	1,5	4	2,7	19,0	9,0	2.800	0,333	0,10	2,0
3c	3,5	6	2,7	19,0	9,0	4.200	0,333	0,10	2,0

* E = 700 x N (kN/m²)

* k được giả thiết theo D₂₀ tại Bảng Creager

2) Tính chất cơ lý của lớp đất mịn (mô hình đàn hồi – nhớt – dẻo)

Trong phân tích FEM đã thực hiện, lớp đất mịn (Lớp 1b, 2, 3b, 4, 5) được mô phỏng như vật liệu đàn hồi – nhớt – dẻo (mô hình Sekiguchi-Ohta) và những tính chất cơ lý của các lớp này trong phân tích FEM được xác định dựa trên kết quả khảo sát hiện trường và thí nghiệm trong phòng như trình bày trong Bảng 16.2.3. Quy trình xác định tính chất cơ lý từ kết quả thí nghiệm trong phòng được trình bày dưới đây.

Các chỉ tiêu đầu vào được lấy theo quy trình tại Hình 16.2.3. Do thí nghiệm nén ba trục không được thực hiện trong nghiên cứu này, góc ma sát trong có ích ϕ' được tính từ chỉ số dẻo (IP).

3) Tính chất cơ lý của kết cấu thép tại bến công-ten-nơ

Tính chất cơ lý của kết cấu thép tại bến công-ten-nơ (đoạn FEM-1) trình bày trong Bảng 16.2.2.

Bảng 16.2.2 Danh sách Tính chất cơ lý đầu vào cho kết cấu thép với tường neo tại bến công-ten-nơ

Tên vật liệu	Mô-đun biến dạng E (kN/m ²)	Diện tích mặt cắt A (m ² /m)	Mômen quán tính I (m ⁴ /m)
Cọc ống thép $\phi 800\text{mm} \times 10\text{mm}$ (SKY400)	2,1x10 ⁸	3.271x10 ⁻⁵	2.230x10 ⁻⁶
Thanh giằng giữa cọc ván thép và cọc chịu lực	2,1x10 ⁸	5.193x10 ⁻⁷	100x10 ⁻¹²
Tên vật liệu	Mô-đun biến dạng E (kN/m ²)	Dung trọng γ đơn vị (kN/m ³)	Hệ số Poisson ν
Tường neo	2.400x10 ⁷	23,0	0,333

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

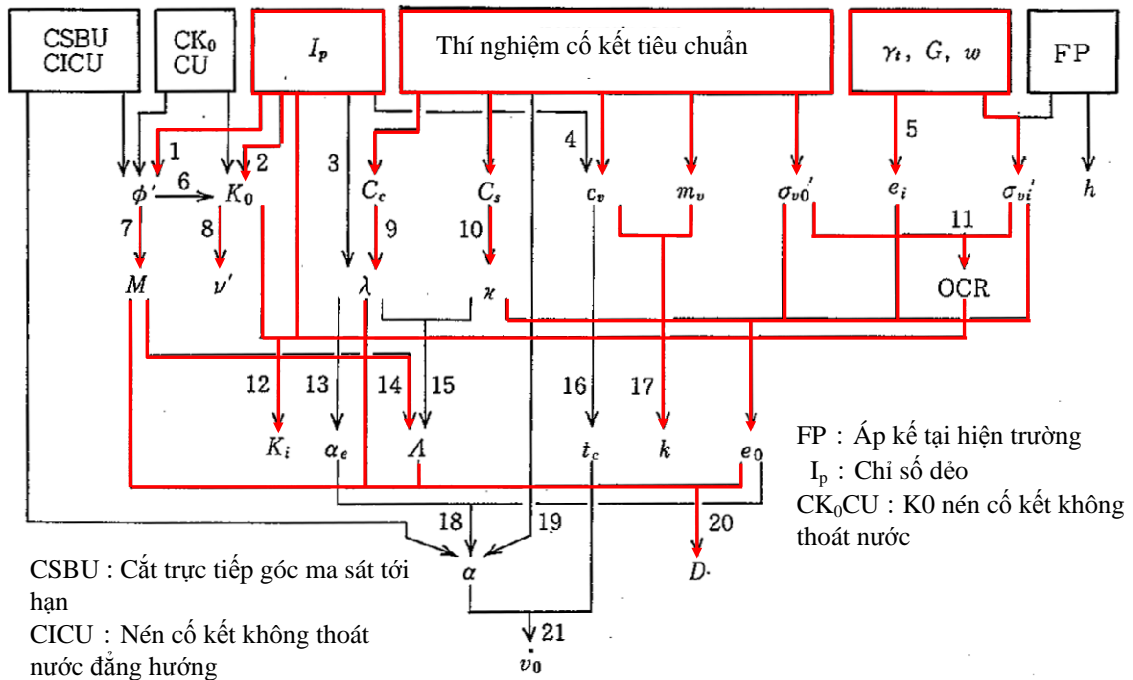
Bảng 16.2.3 Tính chất cơ lý đầu vào của lớp đất pha sét (mô hình đàn hồi – nhớt – dẻo)

Layer	Ave. Layer Thickness	Average	Specific	Unit Weight	Submerged	Natural Water	Plasticity	Initial Void	Compression	Recompression	Coeff. of volumetric	Coeff. Conso.	Coeff. Conso.	Preconsolidation	Effective Overburden	Coeff.
	H (m)	N	Gravity Gs	γ (kN/m ³)	Unit Weight γ' (kN/m ³)	Content Wn (%)	Index PI	Ratio e_0	Index C_c	(Swelling) Index C_r	Compression m_v x 10 ⁻³ (m ³ /kN)	C_v (OC) x 10 ⁻⁷ (m ² /sec)	C_v (NC) x 10 ⁻⁷ (m ² /sec)	Pressure σ'_p (kN/m ²)	Pressure σ'_v (kN/m ²)	$C_{\alpha\varepsilon}$
1b	2.5	1	2.7	18.0	8.0	37	19	1.05	0.30	0.07	0.15	1.2	1.2	80	$\Sigma \gamma' z$	0.004
2	6.0	1	2.7	17.0	7.0	52	37	1.45	0.60	0.12	0.30	1.0	0.6	80	$\Sigma \gamma' z$	0.007
3b	4.5	5	2.7	19.0	9.0	29	18	0.80	0.25	0.05	0.15	1.2	1.2	$\Sigma \gamma' z + 50$	$\Sigma \gamma' z$	0.004
4	4.0	10	2.7	19.0	9.0	32	28	0.85	0.35	0.04	0.10	1.2	0.8	$\Sigma \gamma' z + 100$	$\Sigma \gamma' z$	0.006
5	12.5	6	2.7	17.5	7.5	44	36	1.20	0.60	0.08	0.20	2.2	0.8	$\Sigma \gamma' z + 75$	$\Sigma \gamma' z$	0.008

Layer	Critical State	Effective Poisson's Ratio	Permeability at OC	Permeability at NC	Coeff. of Earth Pressure at Rest	Coeff. of in-situ earth Pressure at Rest	Coefficient of Secondary Compression	Elapsed time from soil layer	Initial Volumetric Strain Ratio	Void Ratio at Preconsolidated state	Compression Index	Swelling Index	Irreversibility Ratio	Over Consolidation Ratio	
	$\sin \phi$	Parameter M	ν'	k (x-y) x 10 ⁻¹⁰ (m/sec)	k (x-y) x 10 ⁻¹⁰ (m/sec)	K_0	K_0	α	$t_c = t$	ν_v' (1/day)	e	λ	κ	Λ	OCR
1b	0.51	1.23	0.33	1.8	1.8	0.49	$K_0(OCR)^{0.54e_{p1} - PI122}$	0.0017	511	3.4E-06	1.05	0.13	0.03	0.71	$\sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$
2	0.44	1.04	0.36	3.0	1.8	0.56	$K_0(OCR)^{0.54e_{p1} - PI122}$	0.0030	5889	5.2E-07	1.45	0.26	0.05	0.60	$\sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$
3b	0.52	1.25	0.33	1.8	1.8	0.48	$K_0(OCR)^{0.54e_{p1} - PI122}$	0.0017	1656	1.0E-06	0.80	0.11	0.02	0.71	$\sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$
4	0.47	1.12	0.35	1.2	0.8	0.53	$K_0(OCR)^{0.54e_{p1} - PI122}$	0.0026	1963	1.3E-06	0.85	0.15	0.02	0.64	$\sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$
5	0.45	1.05	0.36	4.4	1.6	0.55	$K_0(OCR)^{0.54e_{p1} - PI122}$	0.0035	19170	1.8E-07	1.20	0.26	0.03	0.60	$\sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$

- (1) $\sin \phi = 0.81 - 0.233 \log PI$ (Kenney 1959)
 - (2) $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$
 - (3) $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$
 - (4), (5) $k = C_v \times m_v \times \gamma_w$
 - (6) $K_0 = 1 - \sin \phi$
 - (7) $K_i = K_0(OCR)^{0.54e_{p1} - PI122}$ (Alpan 1967)
 - (8) $\alpha = 0.434 \times C_c / (1 + e_0)$
 - (9) $t_c = t_0 = H^2 \times (T_v 90\% = 0.848) / C_v$
 - (10) $\nu_v' = \alpha / t_c$
 - (11) From labo test result ($e = e_0$)
 - (12) $\lambda = 0.434 C_c$
 - (13) $\kappa = 0.434 C_r$
 - (14) $\Lambda = M / 1.75$ (Karube 1975)
 - (15) $OCR = \sigma_{v0}' / \sigma_{vi}'$
 - (a) From Labotest result ($-P_c$)
 - (b) From Boring & Labotest results $\sigma_{vi}' = \Sigma \gamma' z$
 - (c) $C_{\alpha\varepsilon} = C_{\alpha\varepsilon}' / (1 + e_0)$
- * $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

① Ứng suất đã có trong quá khứ : $\sigma_{v0}' \cdot K_0$ ② Ứng suất ban đầu hiện tại : $\sigma_{vi}' \cdot K_t \cdot h$
 ③ Thông số kỹ thuật của đất : Nén · Cát : $\Lambda \cdot M \cdot D$, mức phụ thuộc thời gian : $\alpha \cdot \nu_0$, hệ số thấm : k



("Iizuka,A.và Ohta,H.: Quy trình xác định các Chỉ số Dẻo-Nhớt-Đàn hồi Phương pháp FEM, Địa chất và Nền móng, Quyển 27, Số 3, pp.71 - 87, 1987.")

Hình 16.2.3 Xác định Thông số đầu vào cho FEM theo kết quả thí nghiệm trong phòng

16.2.4 Kết quả phân tích

Phần này trình bày kết quả phân tích FEM cho những đoạn được phân tích như sau;

Đoạn FEM-1 tại Bến công-ten-nơ

Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

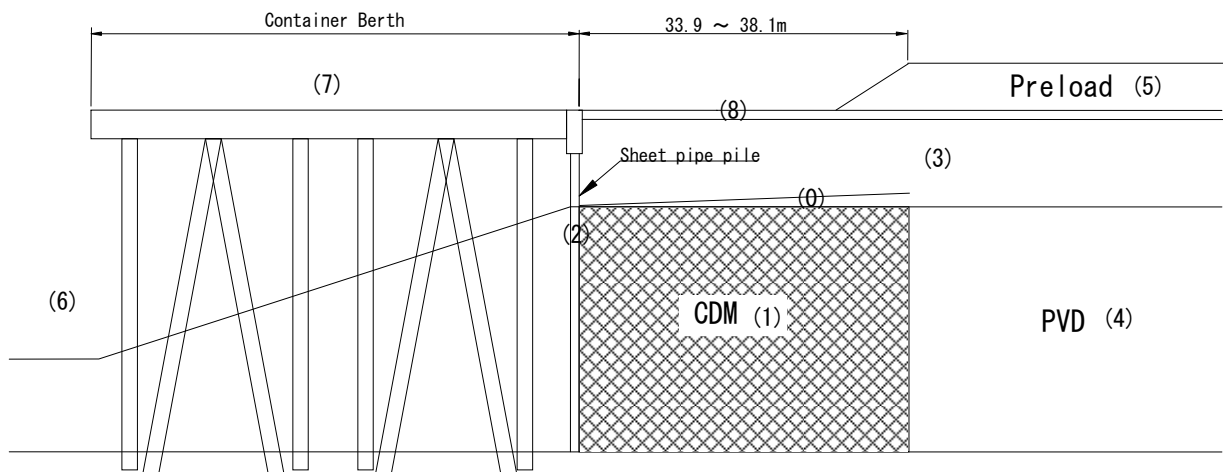
1) Đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

a) Lưới Mô hình đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

Mô hình và lưới phân tích được lập dựa theo kết quả khảo sát nền đất và số liệu thiết kế của bến công-ten-nơ. Hình 16.2.5 và Hình 16.2.6 lần lượt chỉ ra mô hình và lưới phân tích này.

b) Các bước phân tích (theo lịch tiến độ thi công) cho đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

Các bước phân tích dựa trên lịch tiến độ thi công giả thiết cho đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ trình bày trong Hình 16.2.4 và Bảng 16.2.4.



TT	Hạng mục công việc	Thời gian thi công dự kiến
1	Nạo vét phục vụ thi công cọc CDM (0)	1 tháng (3/2013)
2	Thi công cọc CDM (1)	2 tháng (4/2013)
3	Tường chắn đất (SSP) (2)	2 tháng (6/2013)
4	San lấp tôn tạo (3)	2 tháng (8/2013)
5	Đặt bậc thấm đứng PVD (4)	2 tháng (10/2013)
6	Thời gian thi công công trình bảo vệ cát san lấp	4 tháng (12/2013)
7	Gia tải (5)	2 tháng (4/2014)
8	Thời gian gia tải	4 tháng (6/2014)
9	Dỡ cát gia tải (5)	2 tháng (10/2014)
10	Nạo vét ở phía trước tường cọc ván thép (6)	2 tháng (12/2014)
11	Thi công bến công-ten-nơ (7)	4 tháng (2/2015)
12	Làm mặt bãi (8)	1 tháng (6/2015)

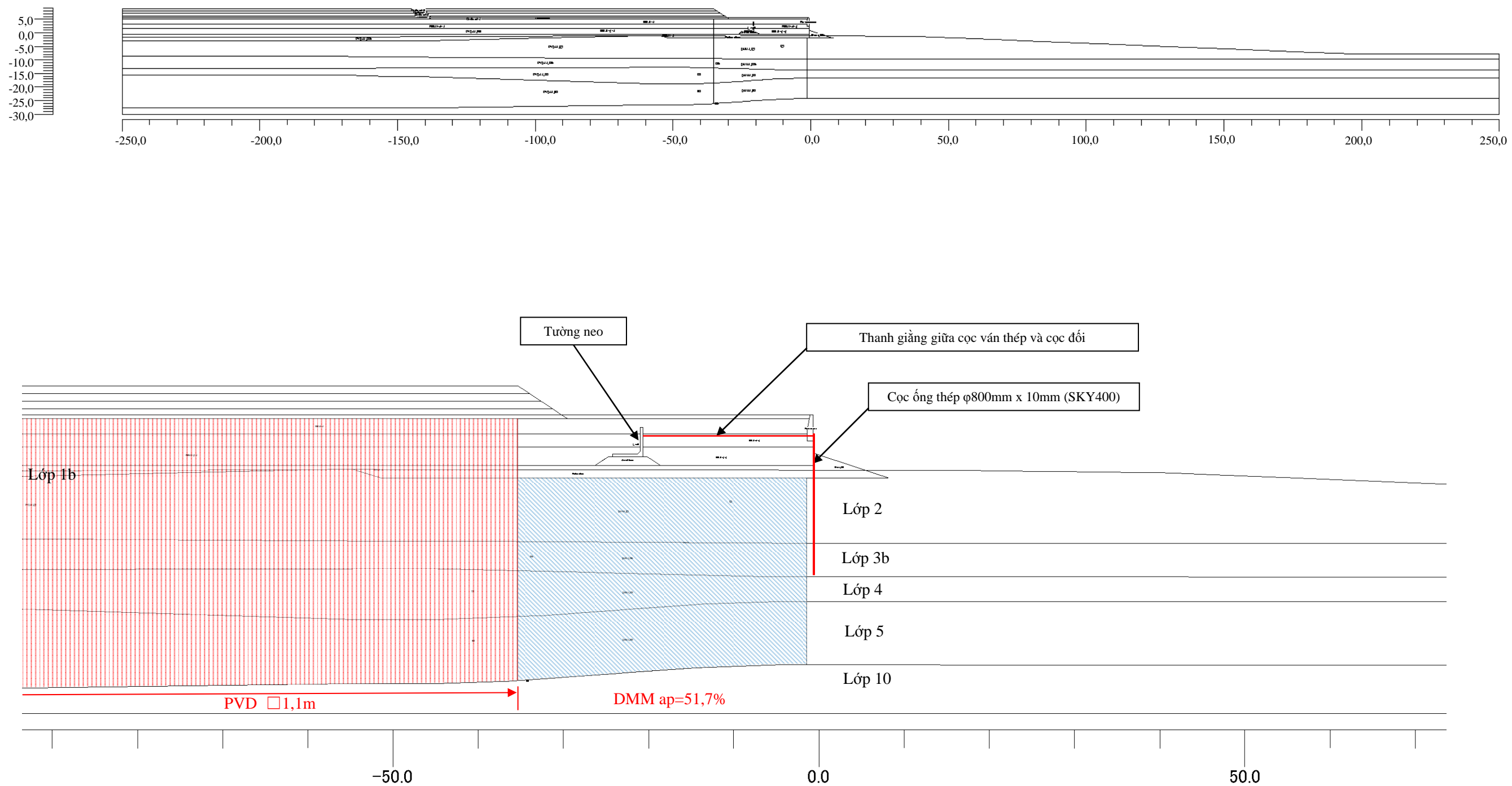
Hình 16.2.4 Các bước phân tích theo lịch tiến độ thi công giả thiết cho Đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

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

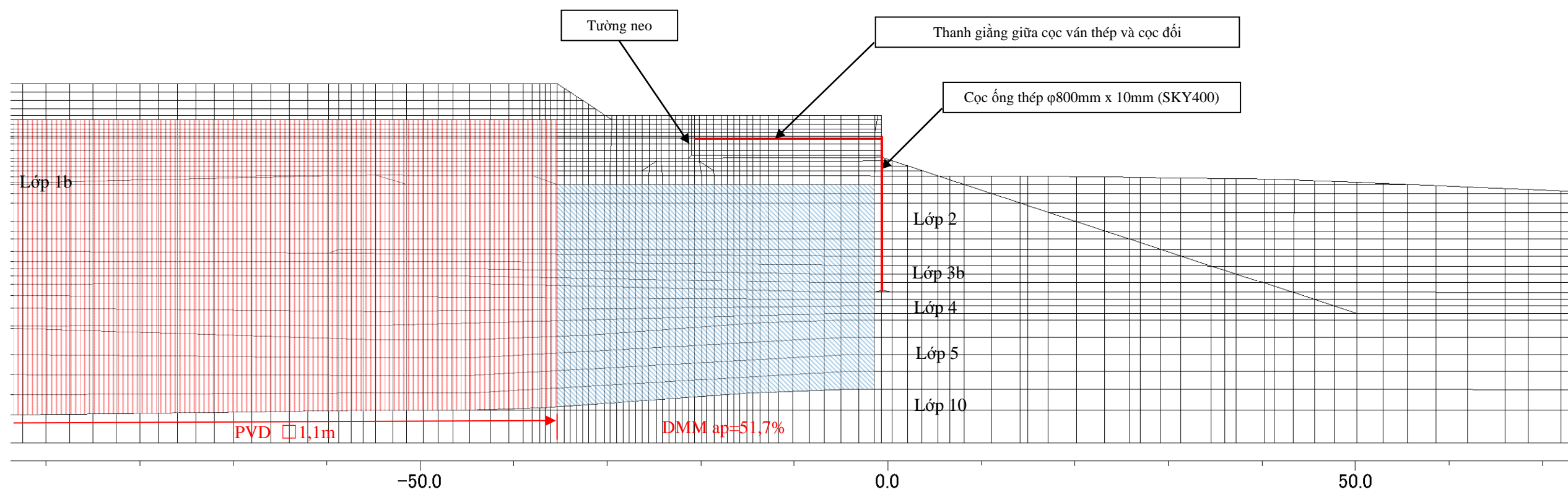
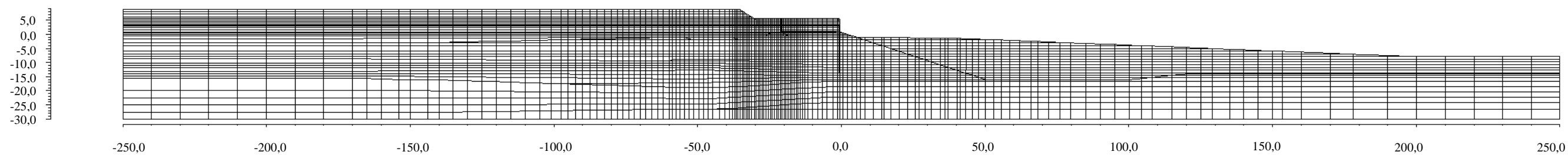
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Bảng 16.2.4 Các bước phân tích theo lịch tiến độ thi công giả thiết cho Đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

	Hạng mục	Bắt đầu	Kết thúc	Thời gian	Tổng thời gian tính từ khi bắt đầu bước 1
Bước 1	Bắt đầu			0	0
Bước 2	Nạo vét phục vụ thi công cọc CDM	1/3/2013	31/3/2013	31	31
Bước 3	Thi công cọc CDM	1/4/2013	31/5/2013	61	92
Bước 6	Tường chắn đất (SPP)	1/6/2013	31/7/2013	61	153
Bước 7	San lấp tôn tạo-1	1/8/2013	15/8/2013	15	168
Bước 8	San lấp tôn tạo-2	16/8/2013	31/8/2013	16	184
Bước 9	San lấp tôn tạo-3	1/9/2013	15/9/2013	15	199
Bước 10	San lấp tôn tạo-4	16/9/2013	30/9/2013	15	214
Bước 11	Đặt bắc thăm đúng	1/10/2013	30/11/2013	61	275
Bước 12	Thi công công trình bảo vệ cát san lấp 1-1	1/12/2013	31/12/2013	31	306
Bước 13	Thi công công trình bảo vệ cát san lấp 1-2	1/1/2014	31/1/2014	31	337
Bước 14	Thi công công trình bảo vệ cát san lấp 1-3	1/2/2014	28/2/2014	28	365
Bước 15	Thi công công trình bảo vệ cát san lấp 1-4	1/3/2014	31/3/2014	31	396
Bước 16	Gia tải-1	1/4/2014	13/4/2014	13	409
Bước 17	Gia tải-2	14/4/2014	25/4/2014	12	421
Bước 18	Gia tải-3	26/4/2014	7/5/2014	12	433
Bước 19	Gia tải-4	8/5/2014	19/5/2014	12	445
Bước 20	Gia tải-5	20/5/2014	31/5/2014	12	457
Bước 21	Thời gian gia tải 2-1	1/6/2014	30/6/2014	30	487
Bước 22	Thời gian gia tải 2-2 & 1 năm sau	1/7/2014	31/7/2014	31	518
Bước 23	Thời gian gia tải 2-3	1/8/2014	31/8/2014	31	549
Bước 24	Thời gian gia tải 2-4	1/9/2014	30/9/2014	30	579
Bước 25	Đỡ cát gia tải-1	1/10/2014	13/10/2014	13	592
Bước 26	Đỡ cát gia tải-2	14/10/2014	25/10/2014	12	604
Bước 27	Đỡ cát gia tải-3	26/10/2014	6/11/2014	12	616
Bước 28	Đỡ cát gia tải-4	7/11/2014	18/11/2014	12	628
Bước 29	Đỡ cát gia tải-5	19/11/2014	30/11/2014	12	640
Bước 30	Nạo vét phía trước tường cọc ván thép-1	1/12/2014	13/12/2014	13	653
Bước 31	Nạo vét phía trước tường cọc ván thép-2	14/12/2014	26/12/2014	13	666
Bước 32	Nạo vét phía trước tường cọc ván thép-3	27/12/2014	7/1/2015	12	678
Bước 33	Nạo vét phía trước tường cọc ván thép-4	8/1/2015	19/1/2015	12	690
Bước 34	Nạo vét phía trước tường cọc ván thép-5	20/1/2015	31/1/2015	12	702
Bước 35	Thi công bến công-ten-nơ-1	1/2/2015	28/2/2015	28	730
Bước 36	Thi công bến công-ten-nơ-2	1/3/2015	31/3/2015	31	761
Bước 37	Thi công bến công-ten-nơ-3	1/4/2015	30/4/2015	30	791
Bước 38	Thi công bến công-ten-nơ-4	1/5/2015	31/5/2015	31	822
Bước 39	Làm mặt bãi	1/6/2015	30/6/2015	30	852
Bước 40	1 tháng & 2 năm sau	1/7/2015	31/7/2015	31	883
Bước 41	3 tháng	1/8/2015	30/9/2015	61	944
Bước 42	6 tháng	1/10/2015	31/12/2015	92	1036
Bước 43	1 năm	1/1/2016	30/6/2016	182	1218
Bước 44	2 năm	1/7/2016	30/6/2017	365	1583
Bước 45	3 năm	1/7/2017	30/6/2018	365	1948
Bước 46	5 năm sau khi hoàn thành kết cấu	1/7/2018	31/7/2018	31	1979
Bước 47	5 năm	1/8/2018	30/6/2020	700	2679
Bước 48	10 năm sau khi hoàn thành kết cấu	1/7/2020	31/7/2023	1126	3805
Bước 49	10 năm	1/8/2023	30/6/2025	700	4505
Bước 50	15 năm sau khi hoàn thành kết cấu	1/7/2025	31/7/2028	1127	5632
Bước 51	15 năm	1/8/2028	30/6/2030	699	6331
Bước 52	20 năm sau khi hoàn thành kết cấu	1/7/2030	31/7/2033	1127	7458



Hình 16.2.5 Mô hình (Phạm vi) phân tích cho Đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ



Hình 16.2.6 Lưới phân tích cho Đoạn FEM-1 tại bên công-ten-nơ

c) Kết quả phân tích cho đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

i) Biến dạng theo phương thẳng đứng

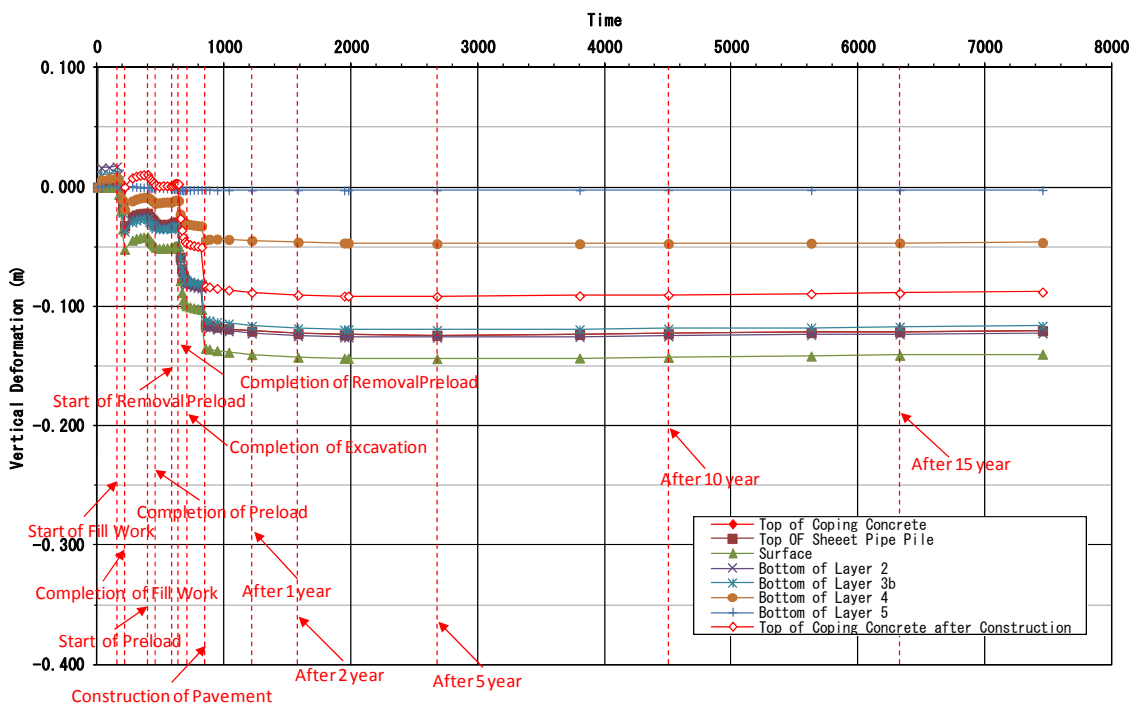
Biến dạng theo phương thẳng đứng theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của tường bến ở những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.5 và Hình 16.2.7.

Như trình bày trong Bảng 16.2.5 và Hình 16.2.7, đỉnh cọc ống thép và bề mặt đáy tại tuyến mép của tường bến có độ lún lần lượt là 12cm và 14cm tại thời điểm hoàn thành thi công mặt bãi. Những giá trị này cho thấy ngay cả sau khi hoàn thành thi công mặt bãi 15 năm, độ lún vẫn không thay đổi.

Bảng 16.2.5 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép tường bến (đoạn FEM-1)

Các bước phân tích	Thời gian (ngày)	Đỉnh cọc ống thép	Bề mặt đáy	Đáy lớp 2	Đáy lớp 3b	Đáy lớp 4	Đáy lớp 5	Đỉnh mũ bê tông (sau khi thi công)
Cao trình ban đầu CD (m)	-	3,20	-1,50	-9,72	-13,72	-16,72	-24,22	5,50
1) Bắt đầu san lấp tôn tạo	153	0,000	0,000	0,017	0,012	0,008	0,001	0,000
2) Hoàn thành san lấp tôn tạo	214	-0,032	-0,052	-0,035	-0,037	-0,019	-0,001	0,000
3) Bắt đầu gia tải	396	-0,022	-0,042	-0,024	-0,026	-0,008	-0,001	0,105
4) Hoàn thành gia tải	457	-0,031	-0,050	-0,033	-0,035	-0,014	0,000	0,002
5) Bắt đầu dỡ tải	579	-0,032	-0,051	-0,034	-0,035	-0,013	-0,001	0,001
6) Hoàn thành dỡ tải	640	-0,030	-0,050	-0,032	-0,033	-0,011	-0,002	0,003
7) Hoàn thành nạo vét	702	-0,080	-0,099	-0,082	-0,078	-0,031	-0,003	-0,047
8) Hoàn thành mặt bãi	852	-0,115	-0,135	-0,117	-0,112	-0,044	-0,002	-0,083
9) 1 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	1218	-0,121	-0,140	-0,123	-0,116	-0,045	-0,003	-0,088
10) 2 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	1583	-0,123	-0,143	-0,125	-0,118	-0,046	-0,003	-0,090
11) 5 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	2679	-0,124	-0,144	-0,126	-0,120	-0,047	-0,003	-0,092
12) 10 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	4505	-0,123	-0,143	-0,125	-0,119	-0,047	-0,003	-0,091
13) 15 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	6331	-0,121	-0,141	-0,123	-0,117	-0,047	-0,003	-0,089

* Đơn vị: m, +: Phía biển, -: Phía đất liền



Hình 16.2.7 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của tường bến (Đoạn FEM -1)

ii) Biến dạng theo phương ngang

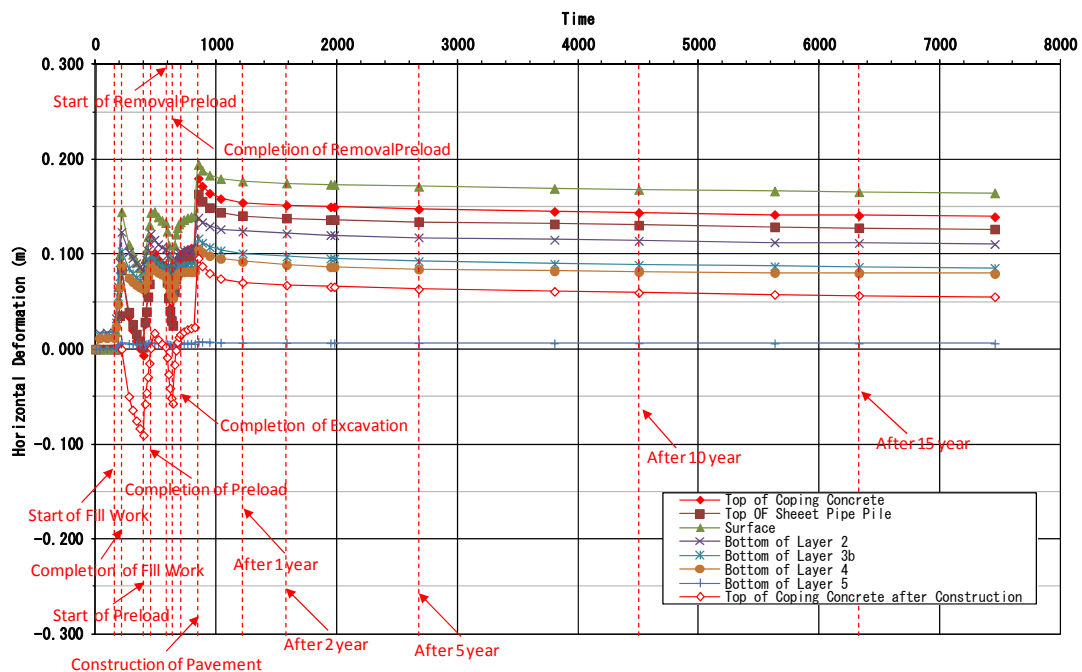
Biến dạng theo phương ngang theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của tường bến tại những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.6 và Hình 16.2.8.

Như trình bày trong Bảng 16.2.6 và Hình 16.2.8, vào thời điểm hoàn thành mặt bãi, đỉnh cọc ống thép và mặt đáy dịch chuyển theo phương ngang ra phía biển lần lượt là 16cm và 20cm. Việc san lấp và gia tải sẽ gây ra sự dịch chuyển về phía biển, sau đó quá trình cố kết lại gây ra sự dịch chuyển nhỏ về phía đất liền. Độ dịch chuyển này sẽ giảm đi theo thời gian và cuối cùng dừng lại cách vị trí ban đầu 13cm và 17cm về phía biển vào thời điểm 15 năm sau khi mặt bãi đã hoàn thành.

Bảng 16.2.6 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép của tường bến (đoạn FEM -1)

Các bước phân tích	Thời gian (ngày)	Đỉnh cọc ống thép	Bề mặt đáy	Đáy lớp 2	Đáy lớp 3b	Đáy lớp 4	Đáy lớp 5	Đỉnh mũ bê tông (sau khi thi công)
Cao trình ban đầu CDL (m)	-	3,20	-1,50	-9,72	-13,72	-16,72	-24,22	5,50
1) Bắt đầu san lấp tôn tạo	153	0,000	0,000	0,018	0,015	0,012	0,000	0,000
2) Hoàn thành san lấp tôn tạo	214	0,083	0,145	0,123	0,103	0,088	0,007	0,000
3) Bắt đầu gia tải	396	0,002	0,080	0,083	0,069	0,063	0,005	-0,091
4) Hoàn thành gia tải	457	0,084	0,144	0,121	0,100	0,088	0,007	0,001
5) Bắt đầu dỡ tải	579	0,081	0,133	0,105	0,085	0,077	0,006	0,002
6) Hoàn thành dỡ tải	640	0,025	0,084	0,070	0,056	0,054	0,004	-0,057
7) Hoàn thành nạo vét	702	0,089	0,134	0,103	0,088	0,081	0,006	0,015
8) Hoàn thành xây dựng mặt bãi	852	0,163	0,195	0,139	0,117	0,105	0,008	0,096
9) 1 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	1218	0,141	0,177	0,124	0,101	0,092	0,007	0,070
10) 2 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	1583	0,138	0,175	0,122	0,098	0,089	0,007	0,067
11) 5 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	2679	0,134	0,171	0,118	0,093	0,084	0,006	0,063
12) 10 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	4505	0,131	0,168	0,114	0,089	0,082	0,006	0,059
13) 15 năm sau khi hoàn thành mặt bãi	6331	0,128	0,166	0,112	0,087	0,080	0,006	0,057

* Đơn vị: m, +: Phía biển, -: Phía đất liền

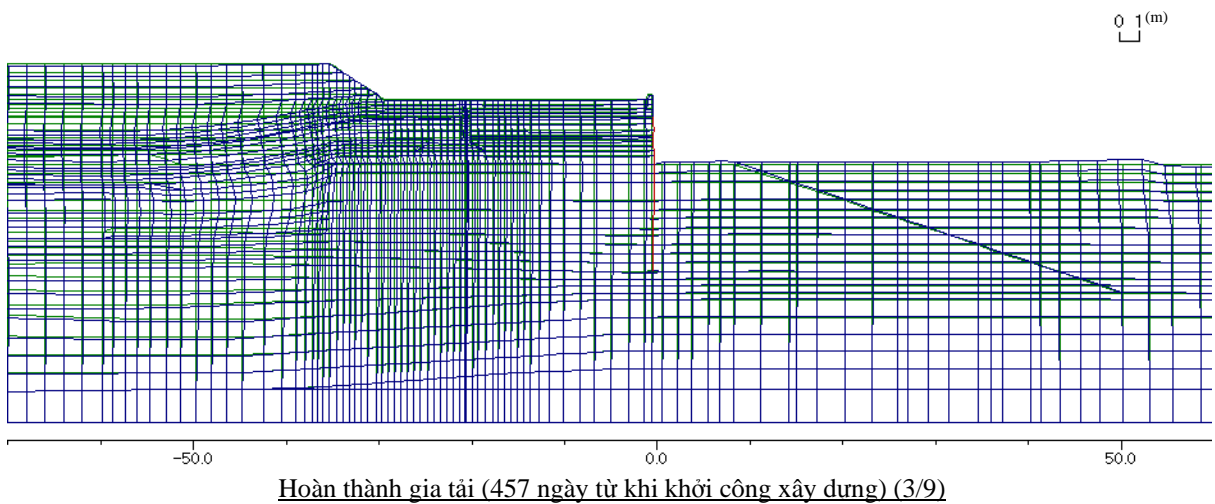
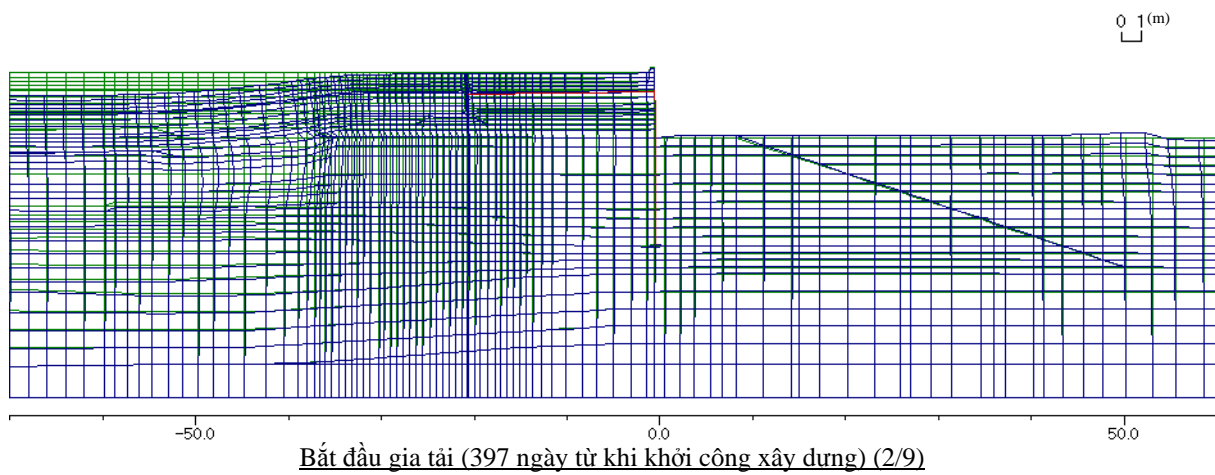
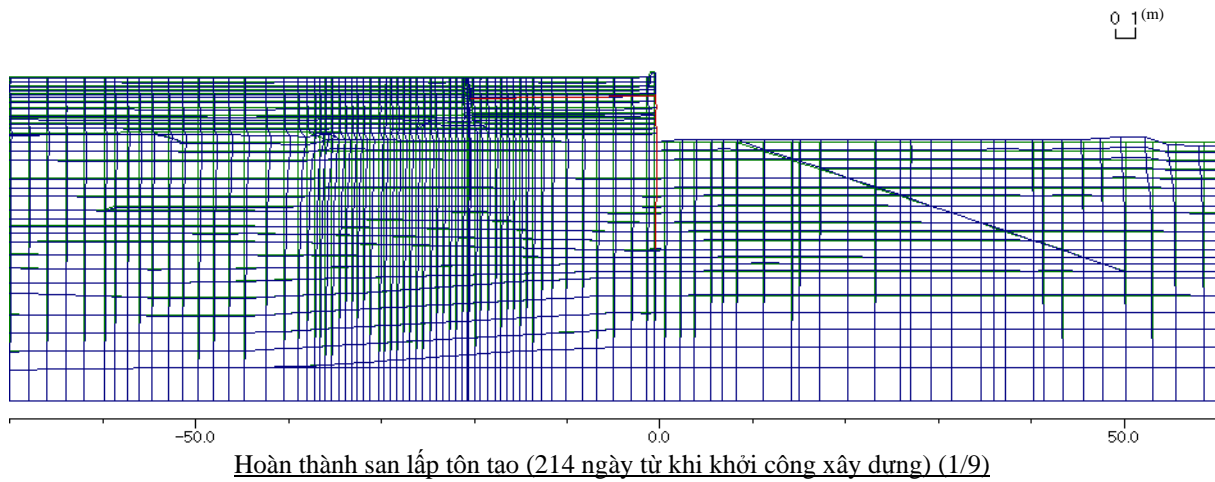


Hình 16.2.8 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép của tường bến (Đoạn FEM-1)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

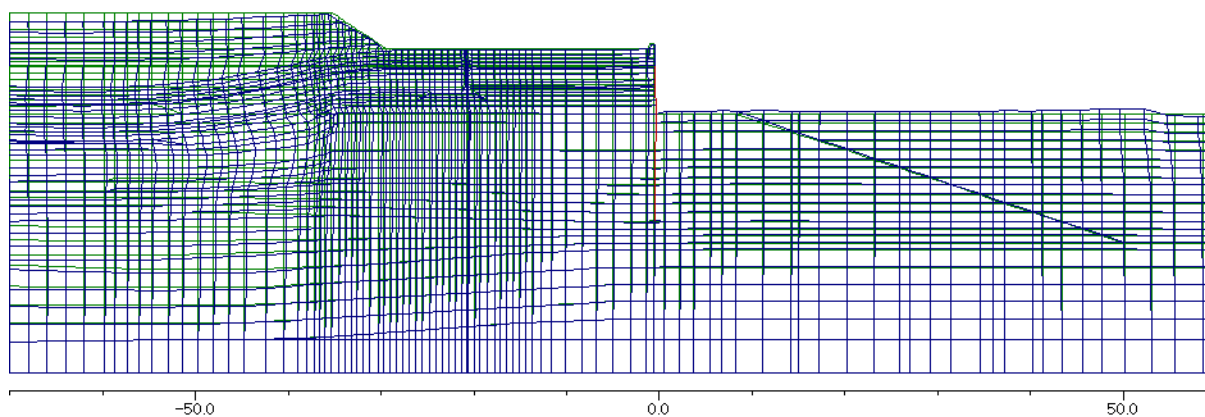
Các biểu đồ thể hiện sự biến dạng tại các bước thi công đại diện được trình bày trong Hình 16.2.9.



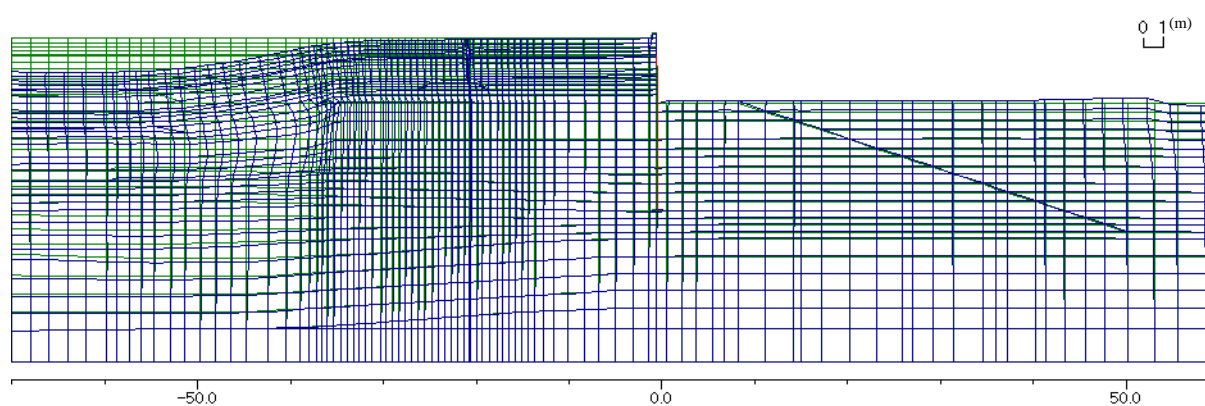
0 1(m)

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

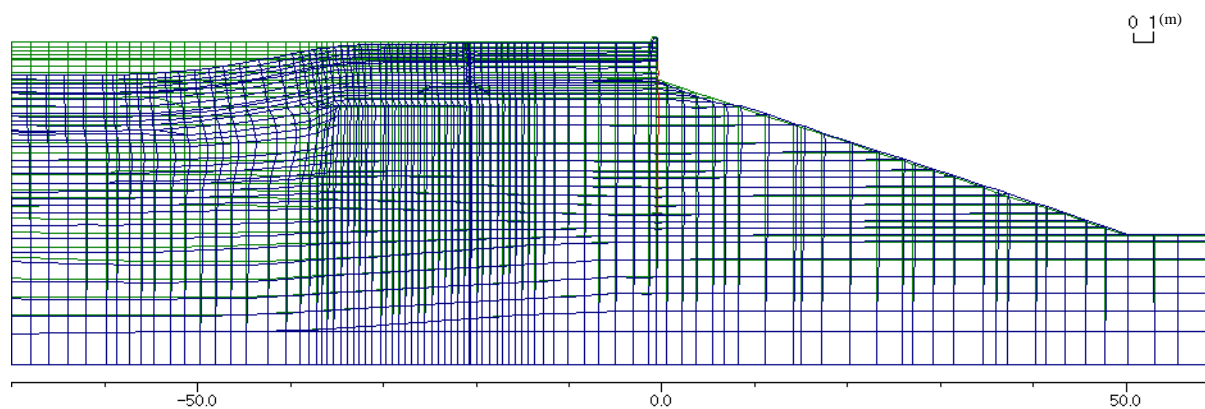
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



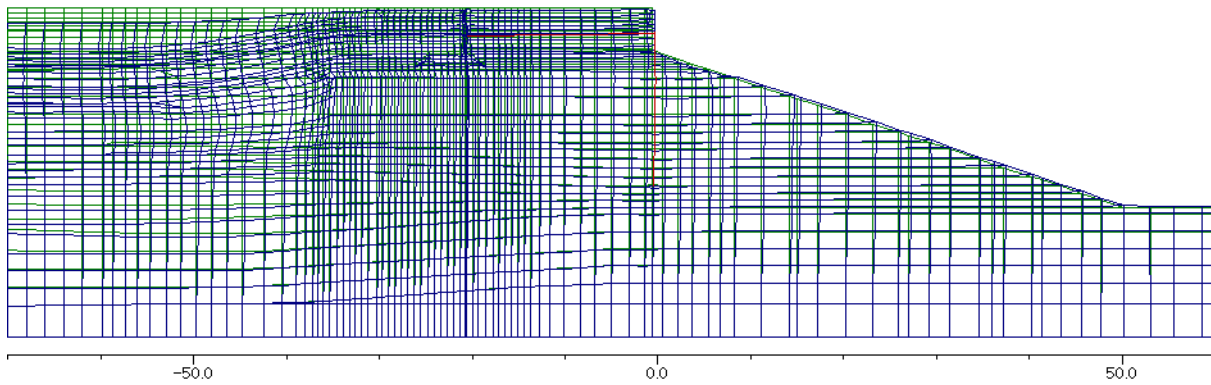
Hoàn thành nạo vét (591 ngày từ khi khởi công xây dựng) (4/9)



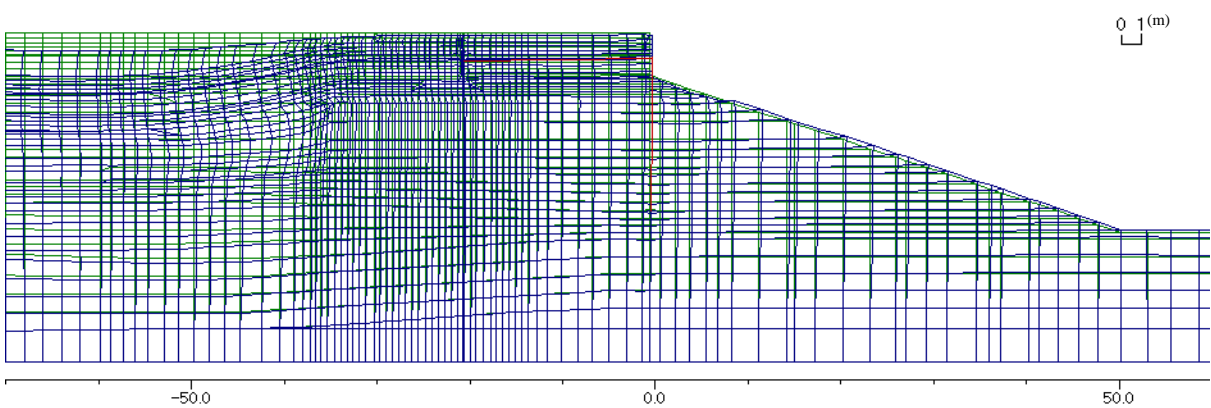
Bắt đầu dỡ tải (640 ngày từ khi khởi công xây dựng) (5/9)



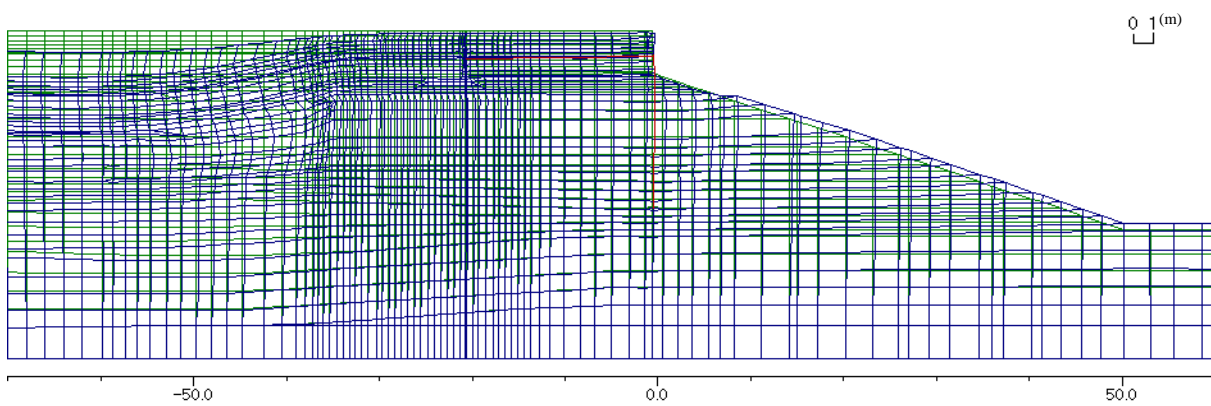
Hoàn thành dỡ tải (702 ngày từ khi khởi công xây dựng) (6/9)



Thi công mặt bãi (852 ngày từ khi khởi công xây dựng) (7/9)



1 năm sau khi hoàn thành mặt bãi (1218 ngày từ khi khởi công xây dựng) (8/9)



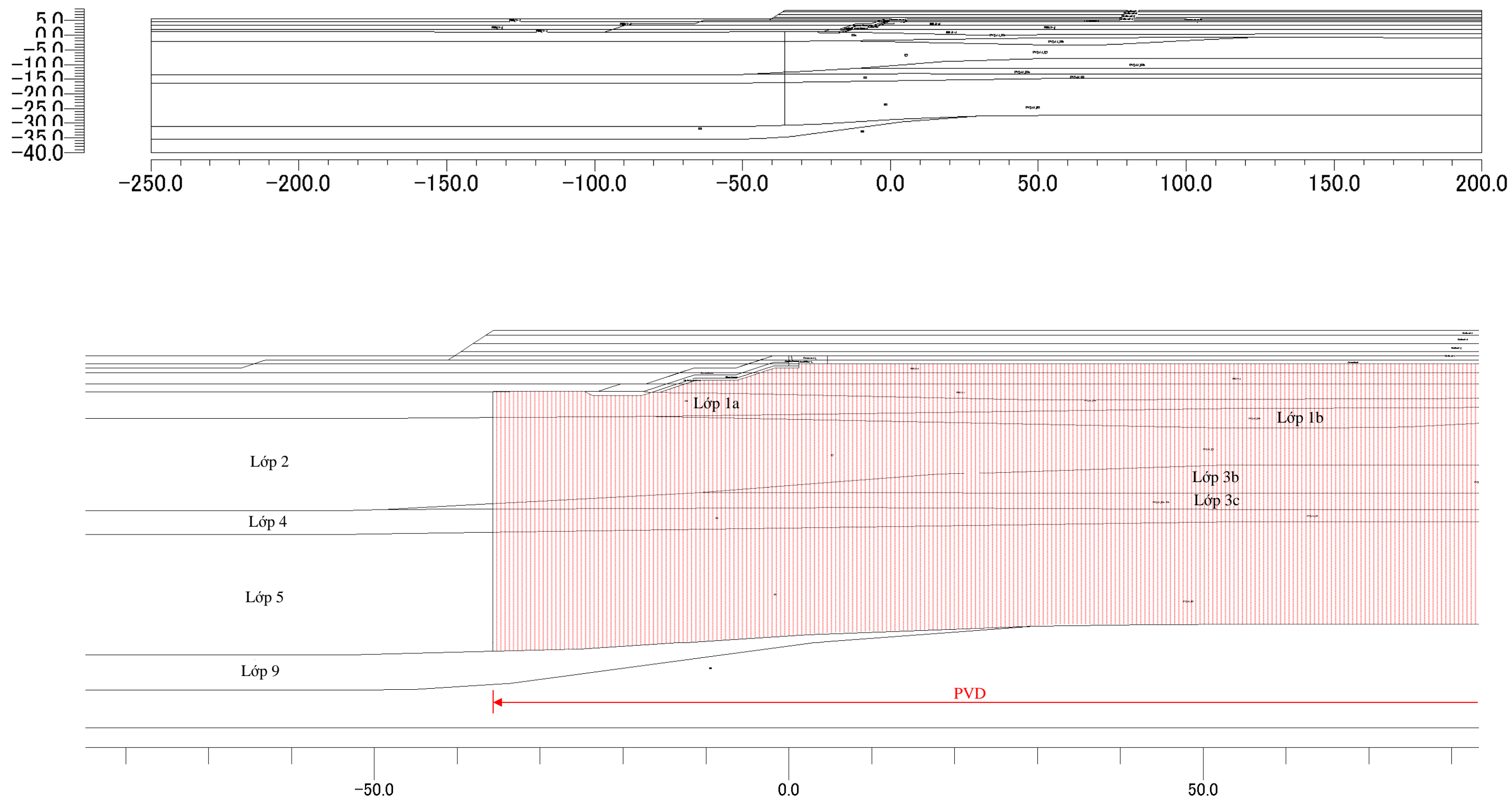
15 năm sau khi hoàn thành mặt bãi (6331 ngày từ khi khởi công xây dựng) (9/9)

Hình 16.2.9 Số liệu về biến dạng theo các bước thi công đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ

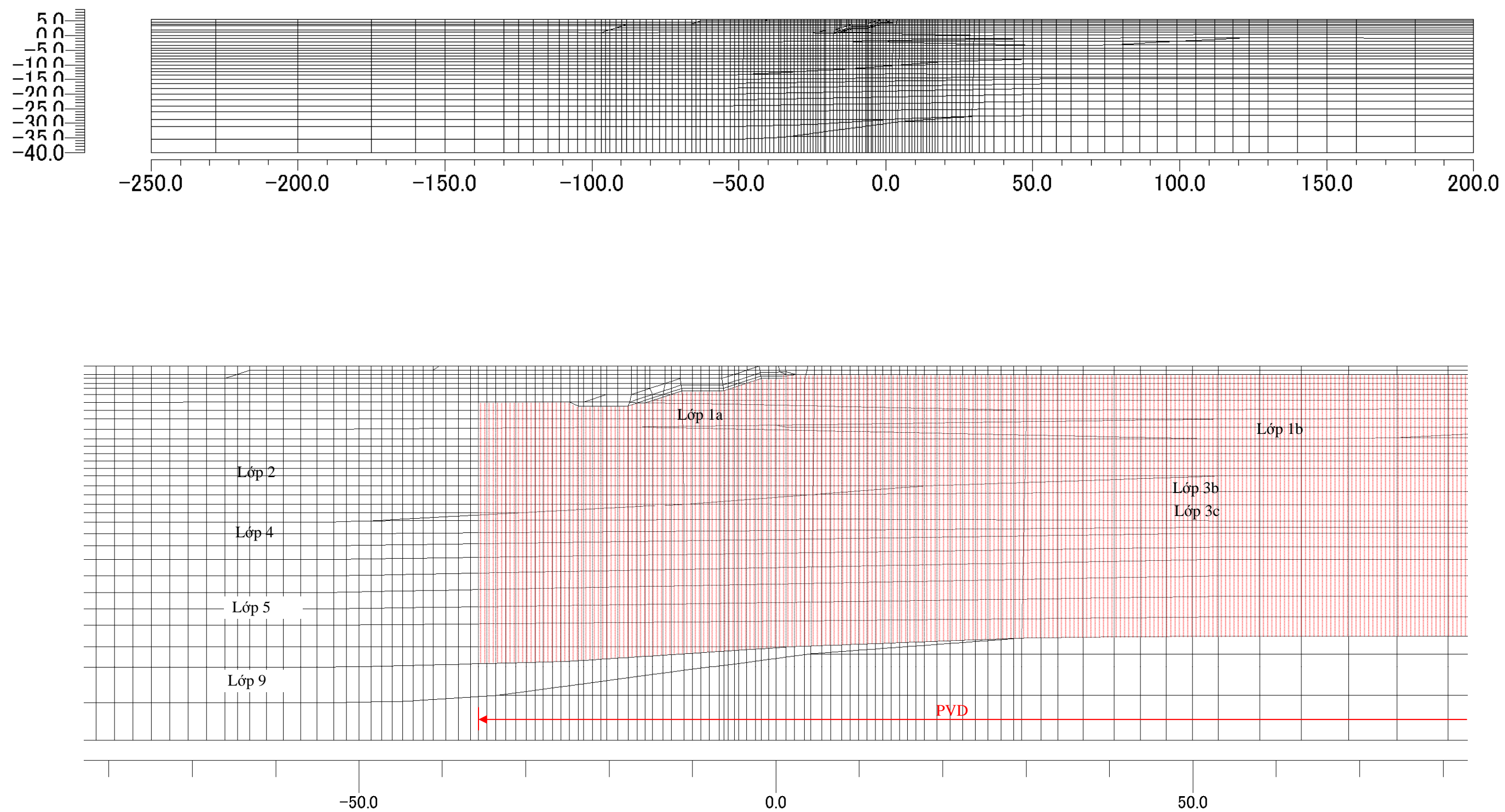
2) Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

a) Lưới trong Mô hình trong phân tích đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

Mô hình và lưới phân tích được lập dựa theo kết quả khảo sát nền đất và số liệu thiết kế Kè hạ lưu. Hình 16.2.10 và Hình 16.2.11 lần lượt trình bày mô hình và lưới phân tích này.



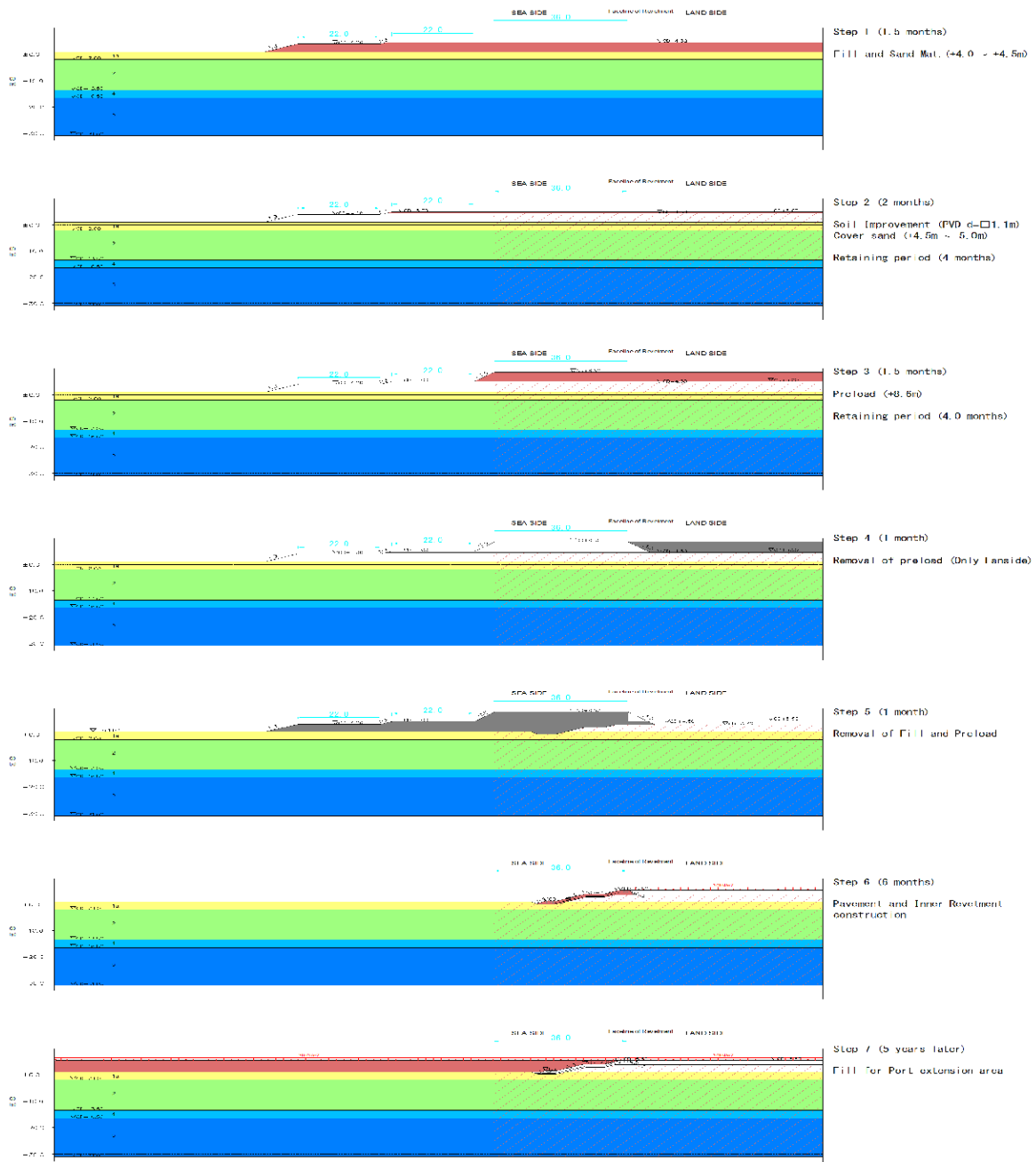
Hình 16.2.10 Mô hình (Phạm vi) phân tích cho Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng



Hình 16.2.11 Lưới phân tích cho Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

b) Các bước phân tích (lịch tiến độ thi công) cho Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

Các bước phân tích dựa trên lịch tiến độ thi công giả thiết cho đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng được trình bày trong Hình 16.2.12 và Bảng 16.2.7.



Hình 16.2.12 Các bước phân tích theo lịch tiến độ thi công giả thiết cho Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh 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- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Bảng 16.2.7 Các bước phân tích theo lịch tiến độ thi công giả thiết cho Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

	Hạng mục	Bắt đầu	Kết thúc	Thời gian	Tổng thời gian tính từ khi bắt đầu bước 1
Bước 1	Bắt đầu			0	0
Bước 2	San lấp tôn tạo (1)-1	1/8/2012	15/8/2012	15	15
Bước 3	San lấp tôn tạo (1)-2	16/8/2012	31/8/2012	16	31
Bước 4	San lấp tôn tạo (1)-3	1/9/2012	15/9/2012	15	46
Bước 5	Đổ cát tôn tạo	16/9/2012	30/9/2012	15	61
Bước 6	Xử lý nền đất yếu	1/10/2012	15/11/2012	46	107
Bước 7	Thời gian cố kết1-1	16/11/2012	15/12/2012	30	137
Bước 8	Thời gian cố kết1-2	16/12/2012	15/1/2013	31	168
Bước 9	Thời gian cố kết1-3	16/1/2013	15/2/2013	31	199
Bước 10	Thời gian cố kết1-4	16/2/2013	15/3/2013	28	227
Bước 11	Gia tải-1	16/3/2013	26/3/2013	11	238
Bước 12	Gia tải-2	27/3/2013	6/4/2013	11	249
Bước 13	Gia tải-3	7/4/2013	18/4/2013	12	261
Bước 14	Gia tải-4	19/4/2013	30/4/2013	12	273
Bước 15	Thời gian cố kết 2-1	1/5/2013	24/5/2013	24	297
Bước 16	Thời gian cố kết2-2	25/5/2013	17/6/2013	24	321
Bước 17	Thời gian cố kết2-3	18/6/2013	12/7/2013	25	346
Bước 18	Thời gian cố kết2-4	13/7/2013	6/8/2013	25	371
Bước 19	Thời gian cố kết2-5	7/8/2013	31/8/2013	25	396
Bước 20	Dỡ tải phía đất liền-1	1/9/2013	10/9/2013	10	406
Bước 21	Dỡ tải phía đất liền-2	11/9/2013	20/9/2013	10	416
Bước 22	Dỡ tải phía đất liền-3	21/9/2013	30/9/2013	10	426
Bước 23	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-1	1/10/2013	8/10/2013	8	434
Bước 24	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-2	9/10/2013	16/10/2013	8	442
Bước 25	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-3	17/10/2013	24/10/2013	8	450
Bước 26	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-4	25/10/2013	31/10/2013	7	457
Bước 27	Thi công mặt bãi và kè	1/11/2013	30/4/2014	181	638
Bước 28	Thời gian cố kết 1 năm	1/5/2014	30/4/2015	365	1003
Bước 29	Thời gian cố kết 2 năm	1/5/2015	30/4/2016	366	1369
Bước 30	Thời gian cố kết 3 năm	1/5/2016	30/4/2017	365	1734
Bước 31	Thời gian cố kết 4 năm	1/5/2017	30/4/2018	365	2099
Bước 32	Thời gian cố kết 5 năm	1/5/2018	30/4/2019	365	2464
Bước 33	San lấp tôn tạo (2)-1	1/5/2019	30/6/2019	61	2525
Bước 34	San lấp tôn tạo (2)-2	1/7/2019	31/8/2019	62	2587
Bước 35	San lấp tôn tạo (2)-3	1/9/2019	31/10/2019	61	2648
Bước 36	San lấp tôn tạo (2)-4	1/11/2019	31/12/2019	61	2709
Bước 37	1 tháng	1/1/2020	31/1/2020	31	2740
Bước 38	3 tháng	1/2/2020	31/3/2020	60	2800
Bước 39	6 tháng	1/4/2020	30/6/2020	91	2891
Bước 40	1 năm	1/7/2020	31/12/2020	184	3075
Bước 41	2 năm	1/1/2021	31/12/2021	365	3440
Bước 42	3 năm	1/1/2022	31/12/2022	365	3805
Bước 43	5 năm	1/1/2023	31/12/2024	731	4536
Bước 44	10 năm	1/1/2025	31/12/2029	1826	6362
Bước 45	15 năm	1/1/2030	31/12/2034	1826	8188

c) Kết quả phân tích cho Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

i) Biến dạng theo phương thẳng đứng

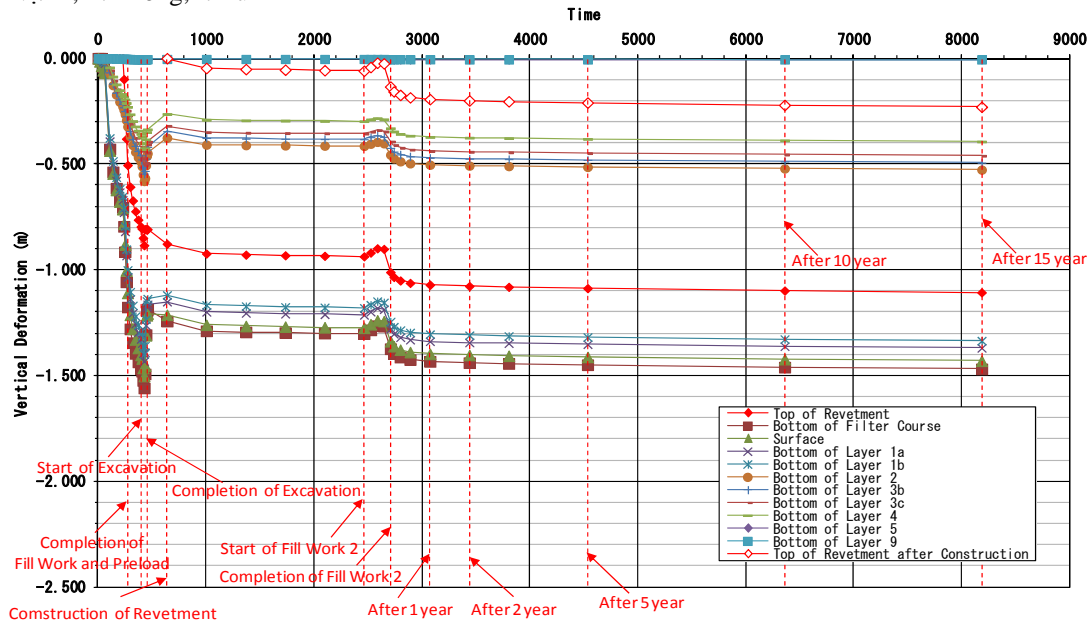
Biến dạng theo phương thẳng đứng theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của Kè hạ lưu ở những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.8 và Hình 16.2.13.

Như trình bày trong Bảng 16.2.8 và Hình 16.2.13, tại đoạn này, đỉnh kè và bề mặt đáy tại tuyến mép của kè có độ lún lần lượt là khoảng 6cm và 128cm tại thời điểm triển khai tôn tạo giai đoạn 2 (tôn tạo để mở rộng cảng trong tương lai; theo giả thiết, thời điểm này là khoảng 5 năm sau khi kè hoàn thành). Độ lún này sẽ tăng theo thời gian và cuối cùng sẽ đạt mức 23cm và 143cm tại thời điểm 20 năm sau khi kè hoàn thành (15 năm sau khi triển khai tôn tạo giai đoạn 2).

Bảng 16.2.8 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM -2)

Các bước phân tích		Thời gian (ngày)	Bề mặt đáy	Đáy lớp 1b	Đáy lớp 2	Đáy lớp 3b	Đáy lớp 4	Đáy lớp 5	Đỉnh kè (sau khi xây dựng)
Các bước thi công									
Cao trình ban đầu CDL (m)	-		0,77	-2,23	-10,40	-11,27	-15,58	-28,75	5,50
1) Bắt đầu san lấp tôn tạo lần 1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2) Hoàn thành san lấp tôn tạo đoạn 1	46	-0,057	-0,012	-0,004	-0,004	-0,004	-0,004	-0,001	0,000
3) Hoàn thành san lấp tôn tạo và gia tải	273	-1,110	-1,001	-0,323	-0,300	-0,230	-0,004	0,000	0,000
4) Bắt đầu dỡ tải và san lấp	396	-1,403	-1,292	-0,489	-0,459	-0,358	-0,007	0,000	0,000
5) Hoàn thành dỡ tải và san lấp	457	-1,207	-1,137	-0,450	-0,419	-0,336	-0,005	0,000	0,000
6) Thi công xây dựng kè	638	-1,214	-1,119	-0,376	-0,345	-0,264	-0,004	0,000	0,000
7) Bắt đầu san lấp tôn tạo lần 2	2464	-1,275	-1,181	-0,415	-0,383	-0,298	-0,004	-0,059	-0,059
8) Hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (5 năm sau khi hoàn thành kè)	2709	-1,338	-1,245	-0,456	-0,424	-0,331	-0,005	-0,134	-0,134
9) 1 năm sau khi hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (6 năm sau khi hoàn thành kè)	3075	-1,398	-1,305	-0,504	-0,471	-0,372	-0,006	-0,194	-0,194
10) 2 năm sau khi hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (7 năm sau khi hoàn thành kè)	3440	-1,404	-1,310	-0,508	-0,475	-0,376	-0,006	-0,200	-0,200
11) 5 năm sau khi hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (10 năm sau khi hoàn thành kè)	4536	-1,413	-1,319	-0,514	-0,481	-0,382	-0,006	-0,210	-0,210
12) 10 năm sau khi hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (15 năm sau khi hoàn thành kè)	6362	-1,423	-1,328	-0,521	-0,488	-0,388	-0,006	-0,221	-0,221
13) 15 năm sau khi hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (20 năm sau khi hoàn thành kè)	8188	-1,431	-1,335	-0,527	-0,494	-0,394	-0,006	-0,230	-0,230

* Đơn vị: m, +: Phồng, -: Lún



Hình 16.2.13 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM -2)

ii) Biến dạng theo phương ngang

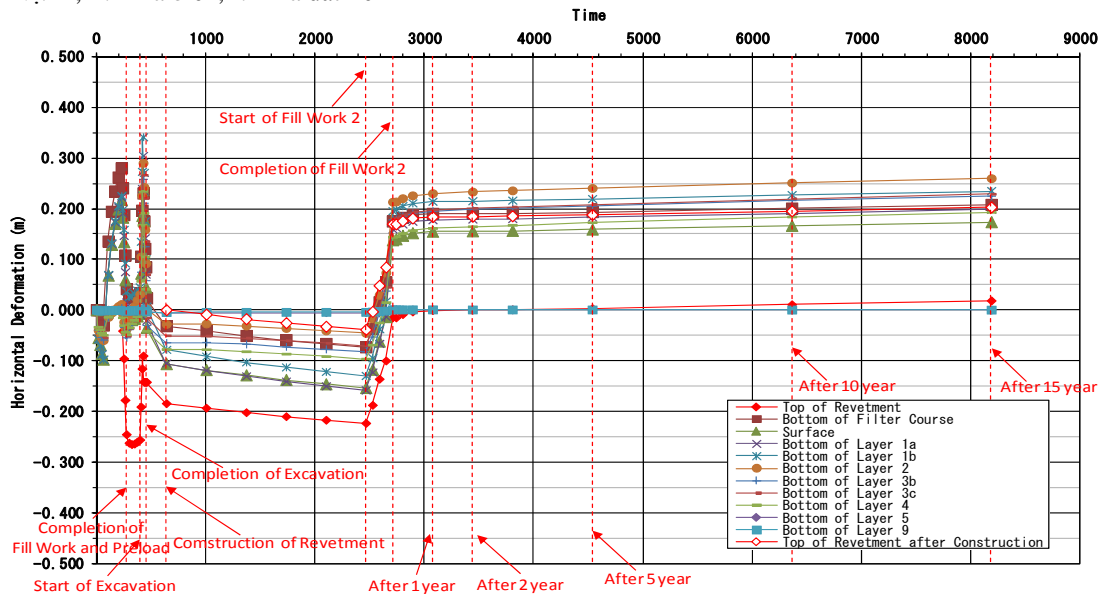
Biến dạng theo phương ngang theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của Kè hạ lưu tại những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.9 và Hình 16.2.14.

Như trình bày trong Bảng 16.3.4.9 và Hình 16.3.4.17, ở đoạn này, đỉnh kè và bề mặt đáy dịch chuyển theo phương ngang về phía bãi đã tôn tạo lần lượt khoảng 4cm và 15cm tại thời điểm triển khai tôn tạo bãi giai đoạn 2 (tôn tạo để mở rộng cảng trong tương lai; theo giả thiết là khoảng 5 năm sau khi kè hoàn thành). Quá trình cố kết gây ra sự dịch chuyển về phía đất liền, sau đó việc thi công tôn tạo bãi cho khu vực mở rộng cảng trong tương lai lại gây ra sự dịch chuyển về phía biển. Sau đó, sự dịch chuyển này tăng lên theo thời gian, và cuối cùng sẽ cách vị trí ban đầu 20cm và 17cm về phía biển tại thời điểm 20 năm sau khi kè hoàn thành (15 năm sau khi triển khai tôn tạo bãi giai đoạn 2).

Bảng 16.2.9 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM -2)

Các bước phân tích		Thời gian (ngày)	Bề mặt đáy	Đáy lớp 1b	Đáy lớp 2	Đáy lớp 3b	Đáy lớp 4	Đáy lớp 5	Đỉnh kè (sau khi thi công)
Các bước thi công									
Cao trình ban đầu CDL (m)		-	0,77	-2,23	-10,40	-11,27	-15,59	-28,75	5,50
1) Bắt đầu san lấp tôn tạo lần 1		0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2) Hoàn thành san lấp tôn tạo đoạn 1		46	-0,086	-0,087	-0,055	-0,054	-0,046	-0,002	0,000
3) Hoàn thành san lấp tôn tạo và gia tải		273	-0,004	0,037	-0,037	-0,055	-0,048	-0,002	0,000
4) Bắt đầu dỡ tải và san lấp		396	-0,007	0,045	0,031	0,003	-0,006	-0,001	0,000
5) Hoàn thành dỡ tải và san lấp		457	-0,035	0,007	0,004	-0,030	-0,042	-0,004	0,000
6) Thi công xây dựng kè		638	-0,106	-0,078	-0,028	-0,064	-0,078	-0,005	0,000
7) Bắt đầu san lấp tôn tạo lần 2		2464	-0,154	-0,130	-0,046	-0,082	-0,096	-0,005	-0,039
8) Hoàn thành san lấp tôn tạo lần 2 (5 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)		2709	0,138	0,195	0,213	0,178	0,144	0,001	0,169
9) 1 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (6 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)		3075	0,155	0,214	0,230	0,195	0,161	0,001	0,184
10) 2 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (7 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)		3440	0,155	0,215	0,233	0,198	0,165	0,001	0,184
11) 5 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (10 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)		4536	0,159	0,219	0,240	0,205	0,172	0,000	0,188
12) 10 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (15 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)		6362	0,166	0,227	0,251	0,216	0,184	0,000	0,195
13) 15 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (20 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)		8188	0,173	0,235	0,259	0,225	0,193	0,000	0,203

* Đơn vị: m, +: Phía biển, -: Phía đất liền

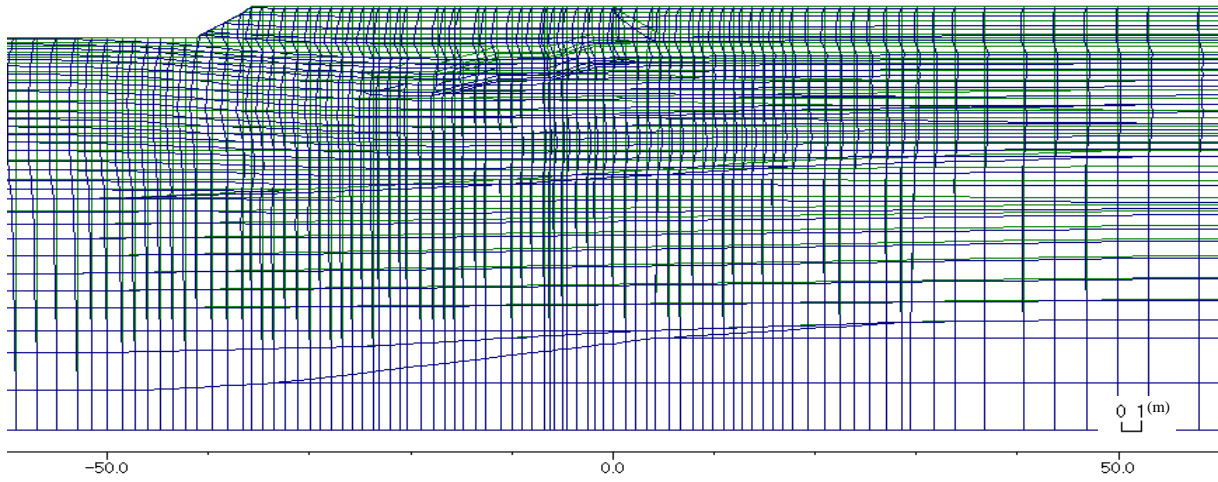


Hình 16.2.14 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM-2)

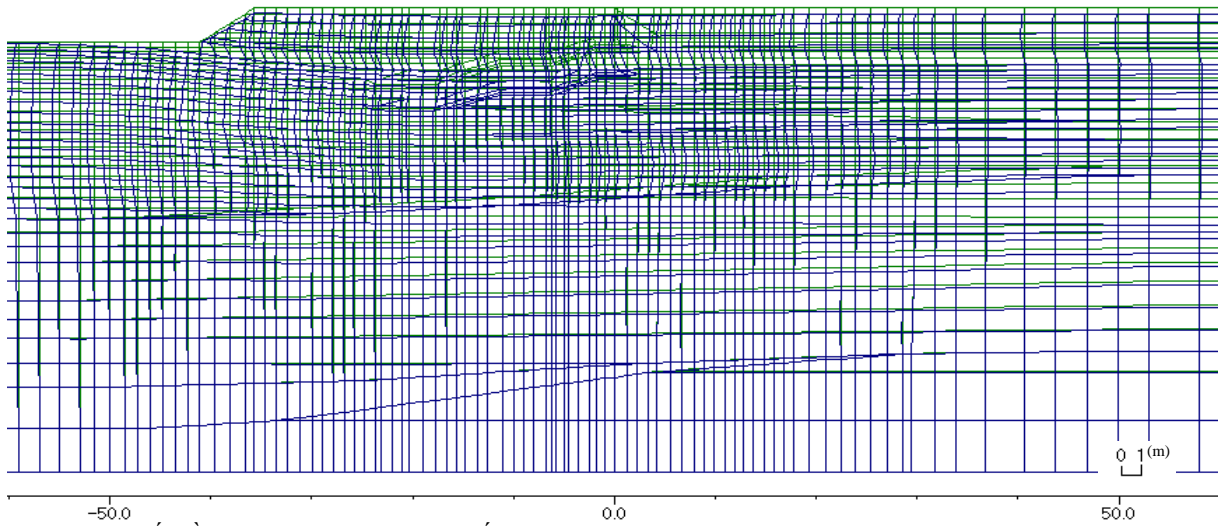
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

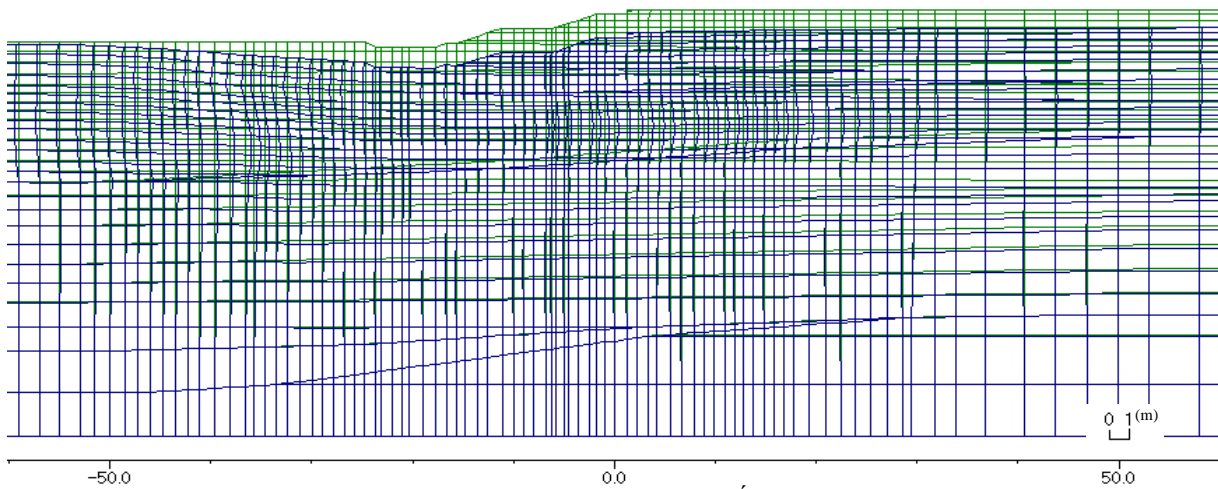
Các biểu đồ thể hiện sự biến dạng tại các bước thi công đại diện được trình bày trong Hình 16.2.15.



Hoàn thành hạng mục tôn tạo và gia tải (273 ngày từ khi khởi công xây dựng) (1/9)



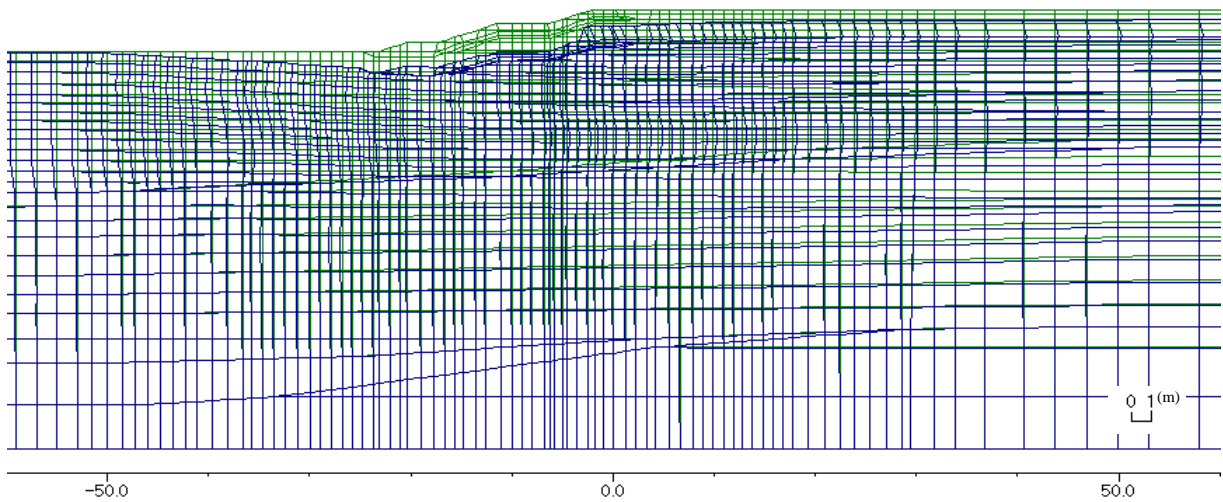
Bắt đầu đào dỡ (Dỡ lớp cát san lấp và gia tải) (396 ngày từ khi khởi công xây dựng) (2/9)



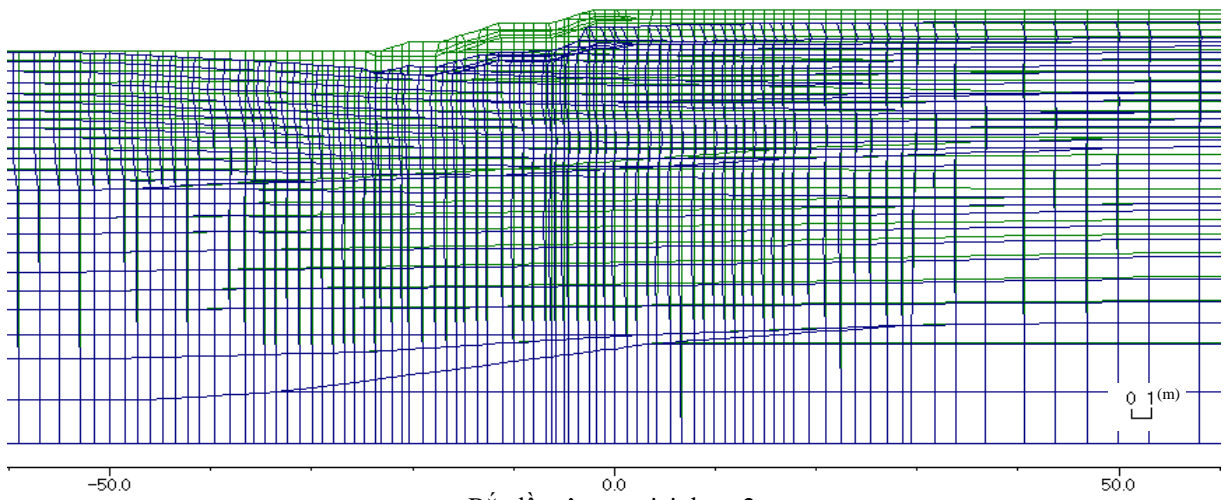
Hoàn thành đào dỡ (Dỡ lớp cát san lấp và gia tải)
(457 ngày từ khi khởi công xây dựng) (3/9)

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

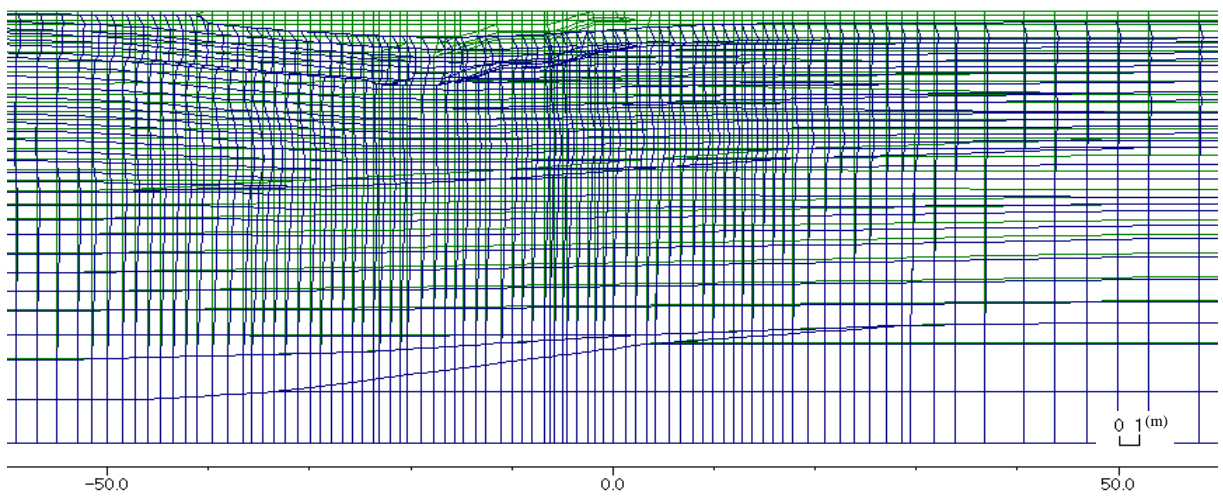
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



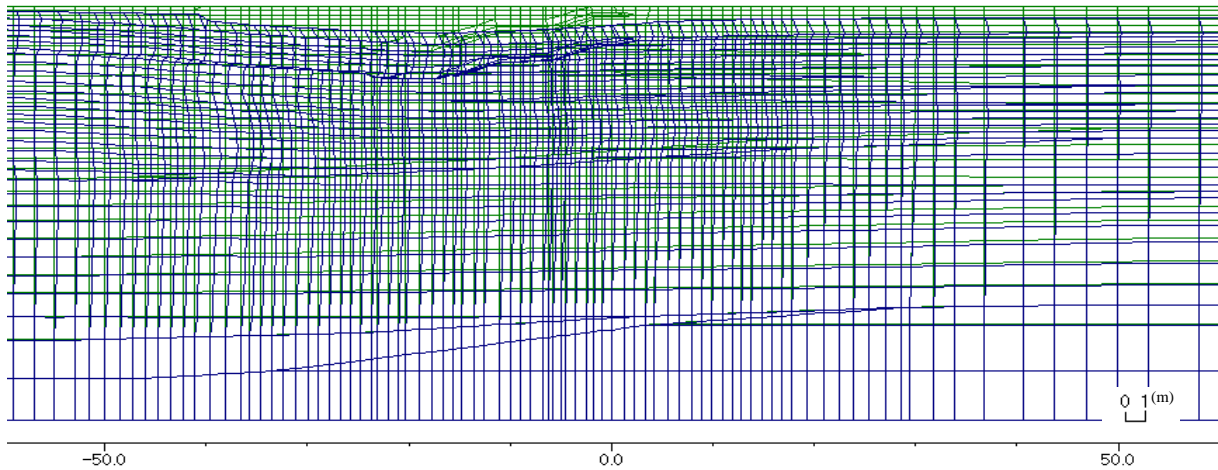
Thi công xây dựng kè (638 ngày từ khi khởi công xây dựng) (4/9)



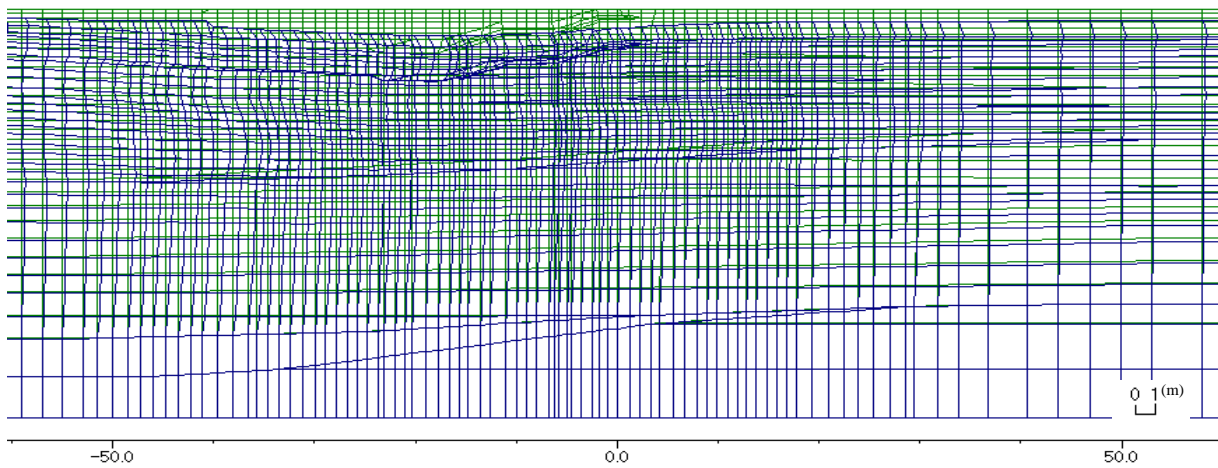
Bắt đầu tôn tạo giai đoạn 2
(4,3 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè; 2464 ngày từ khi khởi công xây dựng) (5/9)



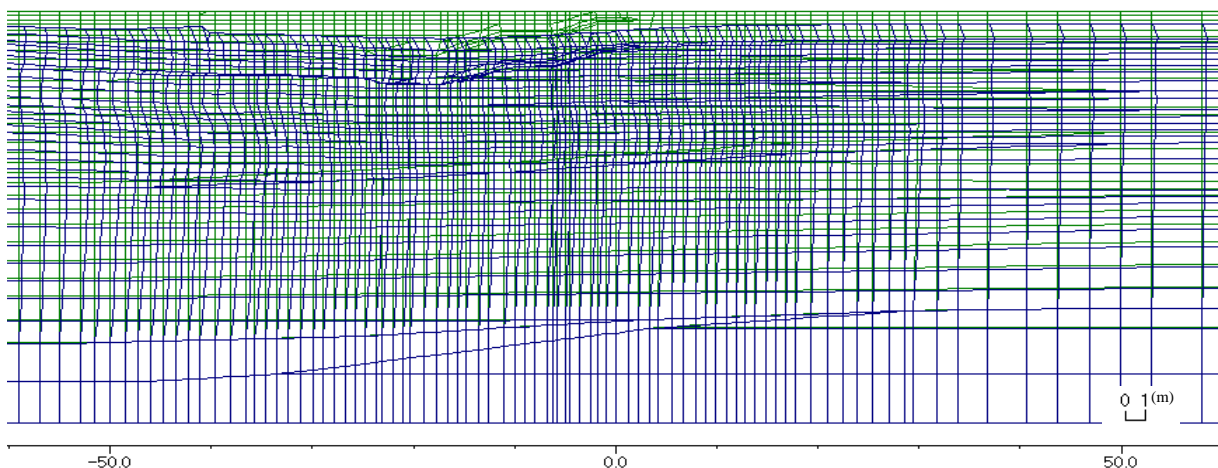
Hoàn thành tôn tạo giai đoạn 2
(5 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè; 2709 ngày từ khi khởi công xây dựng) (6/9)



Hoàn thành tôn tạo giai đoạn 2
(5 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè; 3075 ngày từ khi khởi công xây dựng) (7/9)



5 năm sau khi hoàn thành tôn tạo bãi giai đoạn 2
(10 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè; 4536 ngày từ khi khởi công xây dựng) (8/9)



15 năm sau khi hoàn thành tôn tạo bãi giai đoạn 2
(20 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè; 8188 ngày từ khi khởi công xây dựng) (9/9)

Hình 16.2.15 Biểu đồ biến dạng theo các bước thi công đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng

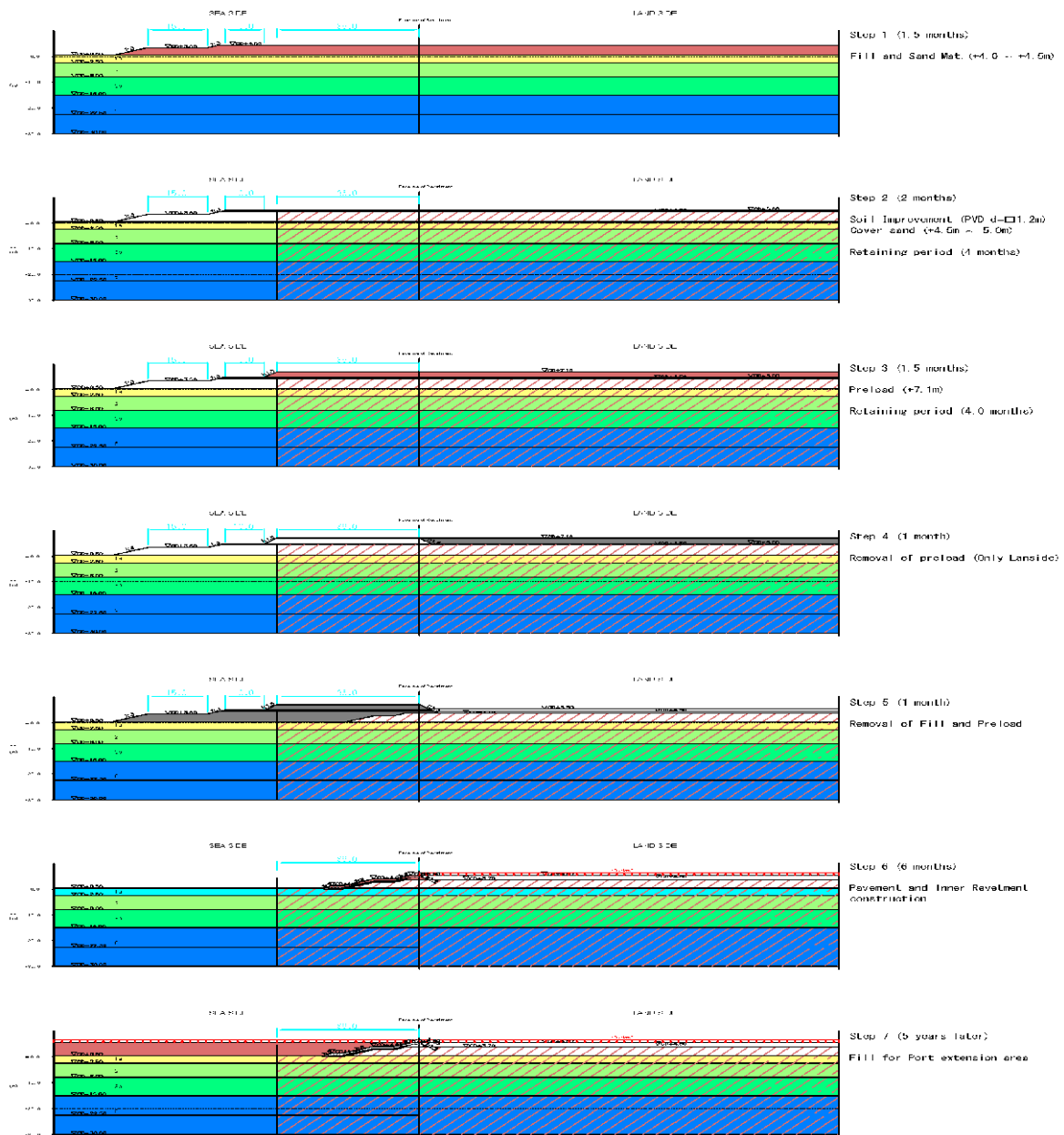
3) Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

a) Lưới cho Mô hình phân tích đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

Mô hình và lưới phân tích được lập dựa theo kết quả khảo sát nền đất và số liệu thiết kế Kè hạ lưu. Hình 16.2.17 và Hình 16.2.18 lần lượt trình bày mô hình và lưới phân tích này.

b) Các bước phân tích (lịch tiến độ thi công) cho Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

Các bước phân tích dựa trên lịch tiến độ thi công giả thiết cho đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng được trình bày trong Hình 16.2.16 và Bảng 16.2.10.



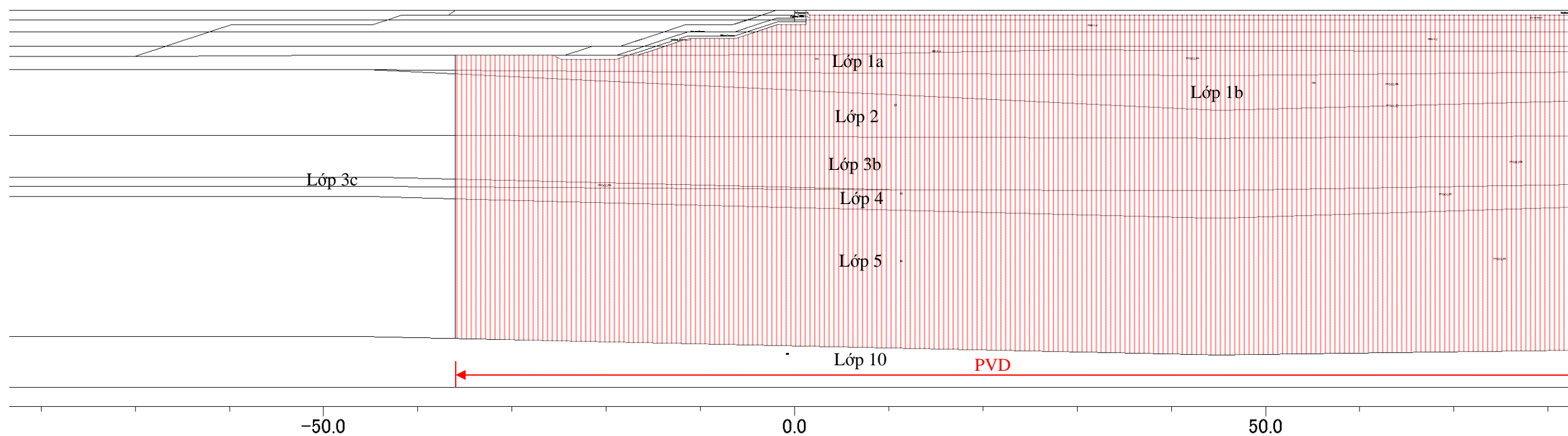
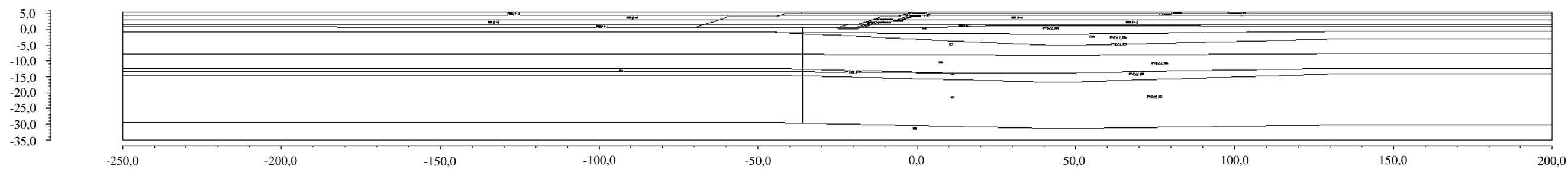
Hình 16.2.16 Các bước phân tích theo lịch tiến độ thi công giả thiết cho Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

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

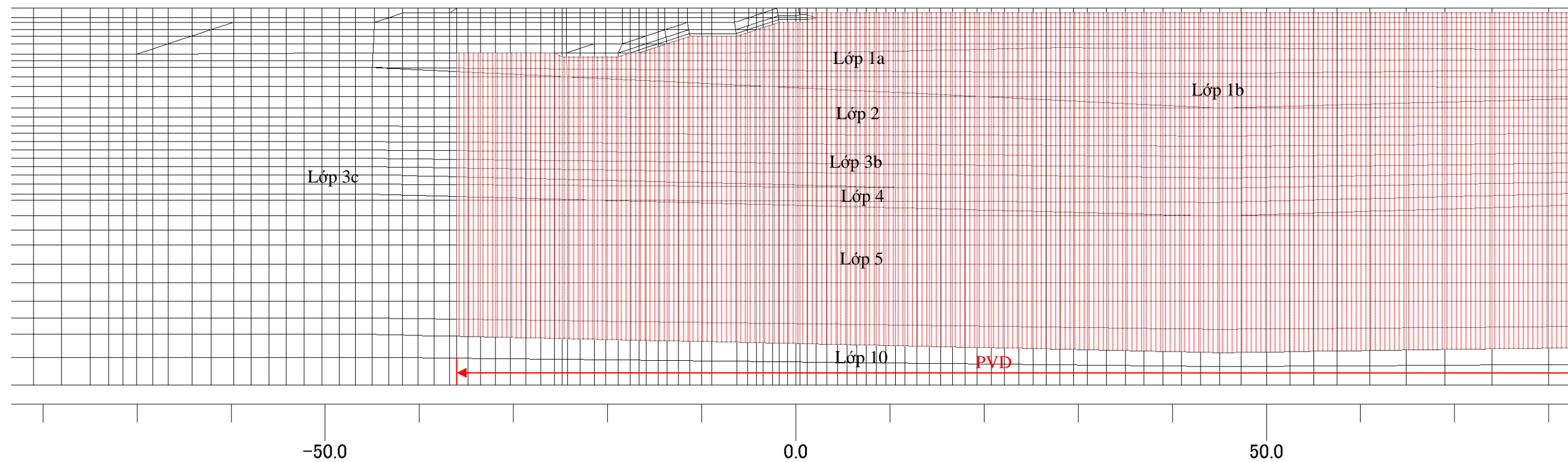
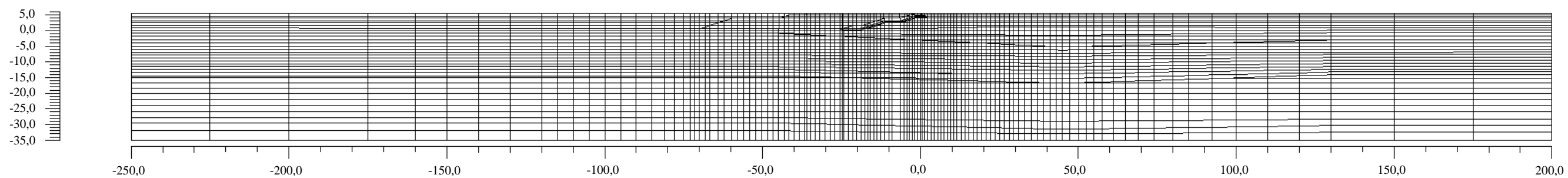
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Bảng 16.2.10 Các bước phân tích theo lịch tiến độ thi công giả thiết cho Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

	Hạng mục	Bắt đầu	Kết thúc	Thời gian	Tổng thời gian tính từ khi bắt đầu bước 1
Bước 1	Bắt đầu			0	0
Bước 2	San lấp tôn tạo (1)-1	1/8/2012	15/8/2012	15	15
Bước 3	San lấp tôn tạo (1)-2	16/8/2012	31/8/2012	16	31
Bước 4	San lấp tôn tạo (1)-3	1/9/2012	15/9/2012	15	46
Bước 5	Đổ cát tôn tạo	16/9/2012	30/9/2012	15	61
Bước 6	Xử lý nền đất yếu	1/10/2012	15/11/2012	46	107
Bước 7	Gia tải-1	16/11/2012	30/11/2012	15	122
Bước 8	Thời gian cố kết-1	1/12/2012	11/2/2013	73	195
Bước 9	Thời gian cố kết-2	12/2/2013	25/4/2013	73	268
Bước 10	Thời gian cố kết-3	26/4/2013	7/7/2013	73	341
Bước 11	Thời gian cố kết-4	8/7/2013	18/9/2013	73	414
Bước 12	Thời gian cố kết-5	19/9/2013	30/11/2013	73	487
Bước 13	Dỡ tải phía đất liền-1	1/12/2013	15/12/2013	15	502
Bước 14	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-1	16/12/2013	31/12/2013	16	518
Bước 15	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-2	1/1/2014	15/1/2014	15	533
Bước 16	Thi công mặt bãi và kè	16/1/2014	15/7/2014	181	714
Bước 17	Thời gian cố kết 1 năm	16/7/2014	15/7/2015	365	1079
Bước 18	Thời gian cố kết 2 năm	16/7/2015	15/7/2016	366	1445
Bước 19	Thời gian cố kết 3 năm	16/7/2016	15/7/2017	365	1810
Bước 20	Thời gian cố kết 4 năm	16/7/2017	15/7/2018	365	2175
Bước 21	Thời gian cố kết 5 năm	16/7/2018	15/7/2019	365	2540
Bước 22	San lấp tôn tạo (2)-1	16/7/2019	15/9/2019	62	2602
Bước 23	San lấp tôn tạo (2)-2	16/9/2019	15/11/2019	61	2663
Bước 24	San lấp tôn tạo (2)-3	16/11/2019	15/1/2020	61	2724
Bước 25	San lấp tôn tạo (2)-4	16/1/2020	15/3/2020	60	2784
Bước 26	1 tháng	16/3/2020	15/4/2020	31	2815
Bước 27	3 tháng	16/4/2020	15/6/2020	61	2876
Bước 28	6 tháng	16/6/2020	15/9/2020	92	2968
Bước 29	1 năm	16/9/2020	15/3/2021	181	3149
Bước 30	2 năm	16/3/2021	15/3/2022	365	3514
Bước 31	3 năm	16/3/2022	15/3/2023	365	3879
Bước 32	5 năm	16/3/2023	15/3/2025	731	4610
Bước 33	10 năm	16/3/2025	15/3/2030	1826	6436
Bước 34	15 năm	16/3/2030	15/3/2035	1826	8262



Hình 16.2.17 Mô hình (Phạm vi) phân tích cho Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rộng



Hình 16.2.18 Lưới phân tích cho Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

c) Kết quả phân tích cho Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

i) Biến dạng theo phương thẳng đứng

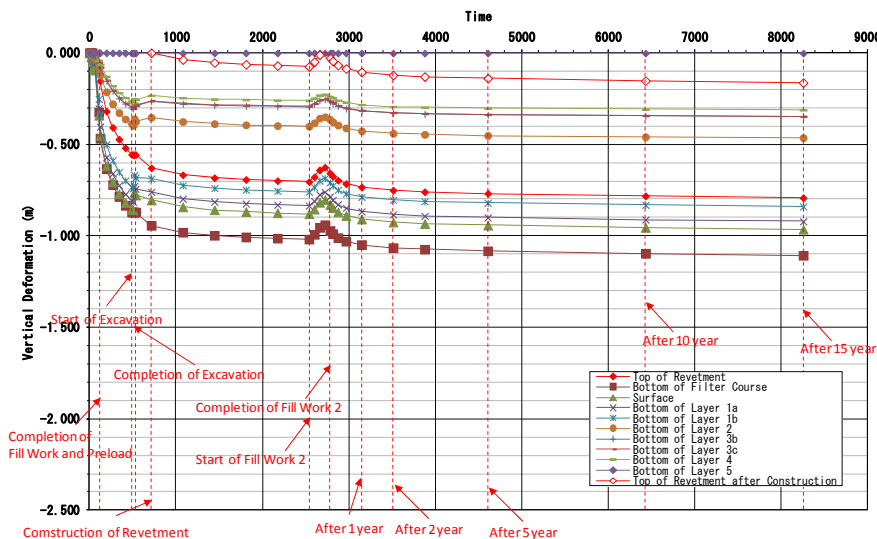
Biến dạng theo phương thẳng đứng theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của Kè hạ lưu ở những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.11 và Hình 16.2.19.

Như trình bày trong Bảng 16.2.11 và Hình 16.2.19, đỉnh kè và bề mặt đáy tại tuyến mép của kè có độ lún lần lượt là khoảng 8cm và 88cm tại thời điểm triển khai tôn tạo giai đoạn 2 (tôn tạo để mở rộng cảng trong tương lai; theo giả thiết, thời điểm này là khoảng 5 năm sau khi kè hoàn thành). Độ lún này sẽ tăng theo thời gian và cuối cùng sẽ đạt mức 16cm và 96cm tại thời điểm 20 năm sau khi kè hoàn thành (15 năm sau khi triển khai tôn tạo giai đoạn 2).

Bảng 16.2.11 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM-3)

Các bước phân tích		Bề mặt đáy	Đáy lớp 1b	Đáy lớp 2	Đáy lớp 3b	Đáy lớp 4	Đáy lớp 5	Đỉnh kè (sau khi xây dựng)
Các bước thi công	Thời gian (ngày)							
Cao trình ban đầu CDL (m)	-	0,77	-3,02	-8,02	-13,44	-15,62	-28,40	5,50
1) Bắt đầu san lấp tôn tạo lần 1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2) Hoàn thành san lấp tôn tạo lần 1	46	-0,078	-0,035	-0,027	-0,016	-0,009	-0,001	0,000
3) Hoàn thành hạng mục san lấp và gia tải	122	-0,451	-0,339	-0,122	-0,080	-0,063	0,000	0,000
4) Bắt đầu dỡ tải và san lấp	487	-0,854	-0,732	-0,388	-0,299	-0,264	-0,002	0,000
5) Hoàn thành dỡ tải và san lấp	533	-0,778	-0,682	-0,376	-0,291	-0,257	-0,002	0,000
6) Thi công kè	714	-0,805	-0,688	-0,353	-0,264	-0,233	-0,001	0,000
7) Bắt đầu san lấp tôn tạo lần 2	2540	-0,880	-0,760	-0,402	-0,294	-0,260	-0,002	-0,075
8) Hoàn thành san lấp lần 2 (5 năm sau khi hoàn thành kè)	2784	-0,829	-0,708	-0,364	-0,267	-0,238	-0,002	-0,028
9) 1 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (6 năm sau khi hoàn thành kè)	3149	-0,909	-0,788	-0,427	-0,318	-0,283	-0,002	-0,105
10) 2 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (7 năm sau khi hoàn thành kè)	3514	-0,925	-0,804	-0,440	-0,329	-0,293	-0,002	-0,122
11) 5 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (10 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)	4610	-0,942	-0,820	-0,452	-0,340	-0,303	-0,002	-0,139
12) 10 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (15 năm sau khi hoàn thành kè)	6436	-0,954	-0,832	-0,459	-0,346	-0,308	-0,002	-0,152
13) 15 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (20 năm sau khi hoàn thành kè)	8262	-0,964	-0,840	-0,464	-0,350	-0,312	-0,002	-0,163

*Đơn vị: m, +: Phồng, -: Lún



Hình 16.2.19 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM-3)

ii) Biến dạng theo phương ngang

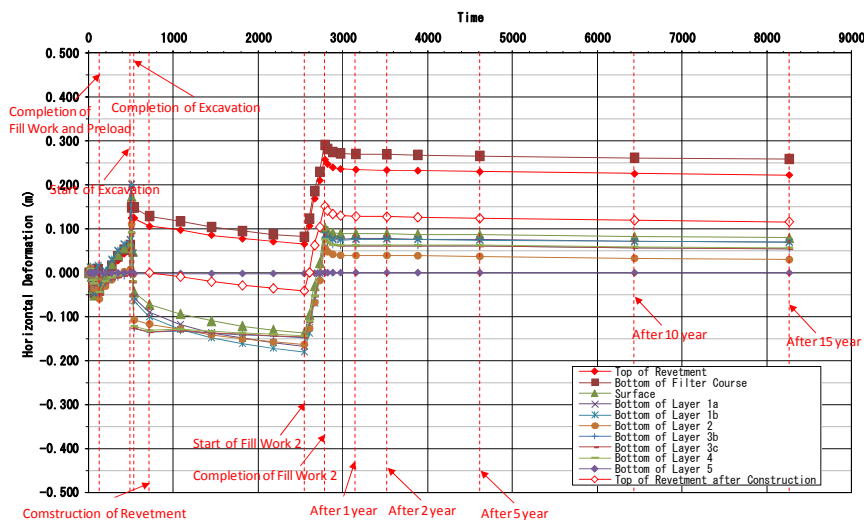
Biến dạng theo phương ngang theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của Kè hạ lưu tại những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.12 và Hình 16.2.20.

Như trình bày trong Bảng 16.2.12 và Hình 16.2.20, trong đoạn này, đỉnh kè và bề mặt đáy dịch chuyển theo phương ngang theo hướng đất tón tạo khoảng 4cm và 14cm tại thời điểm triển khai tón tạo bãi giai đoạn 2 (tón tạo để mở rộng cảng trong tương lai; theo giả thiết là khoảng 5 năm sau khi kè hoàn thành). Quá trình cô kết gây ra sự dịch chuyển về phía đất liền, sau đó việc san lấp tón tạo bãi cho khu vực mở rộng trong tương lai lại gây ra sự dịch chuyển về phía biển. Sau đó sự dịch chuyển tăng lên theo thời gian, và cuối cùng dừng lại ở cách vị trí ban đầu 12cm và 8cm về phía biển tại thời điểm 20 năm sau khi kè hoàn thành (15 năm sau khi thi công tón tạo bãi giai đoạn 2).

Bảng 16.2.12 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM-3)

Các bước phân tích		Bề mặt đáy	Đáy của lớp 1b	Đáy của lớp 2	Đáy của lớp 3b	Đáy của lớp 4	Đáy của lớp 5	Đỉnh kè (sau khi thi công)
Các bước thi công	Thời gian (ngày)							
Cao trình ban đầu CDL (m)	-	0,77	-3,02	-8,02	-13,44	-15,62	-28,40	5,50
1) Bắt đầu san lấp tón tạo lần 1	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2) Hoàn thành san lấp tón tạo lần 1	46	-0,036	-0,030	-0,025	-0,020	-0,016	0,000	0,000
3) Hoàn thành san lấp và gia tải	122	-0,036	-0,024	-0,059	-0,050	-0,043	0,000	0,000
4) Bắt đầu đỡ tải và san lấp	487	0,067	0,075	0,008	-0,005	-0,001	0,000	0,000
5) Hoàn thành đỡ tải và san lấp	533	-0,044	-0,064	-0,107	-0,127	-0,122	-0,002	0,000
6) Thi công kè	714	-0,072	-0,100	-0,117	-0,135	-0,131	-0,002	0,000
7) Bắt đầu san lấp tón tạo lần 2	2540	-0,137	-0,180	-0,163	-0,147	-0,143	-0,002	-0,041
8) Hoàn thành san lấp tón tạo lần 2 (5 năm sau khi hoàn thành kè)	2784	0,102	0,086	0,057	0,077	0,076	0,001	0,152
9) 1 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (6 năm sau khi hoàn thành xây dựng kè)	3149	0,089	0,076	0,040	0,061	0,063	0,000	0,129
10) 2 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (7 năm sau khi hoàn thành kè)	3514	0,089	0,076	0,040	0,062	0,063	0,000	0,128
11) 5 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (10 năm sau khi hoàn thành kè)	4610	0,086	0,074	0,038	0,061	0,062	0,000	0,124
12) 10 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (15 năm sau khi hoàn thành kè)	6436	0,082	0,071	0,033	0,057	0,060	0,000	0,120
13) 15 năm sau khi hoàn thành san lấp lần 2 (20 năm sau khi hoàn thành kè)	8262	0,080	0,069	0,030	0,055	0,057	0,000	0,116

* Đơn vị: m, +: Phía biển, -: Phía đất liền

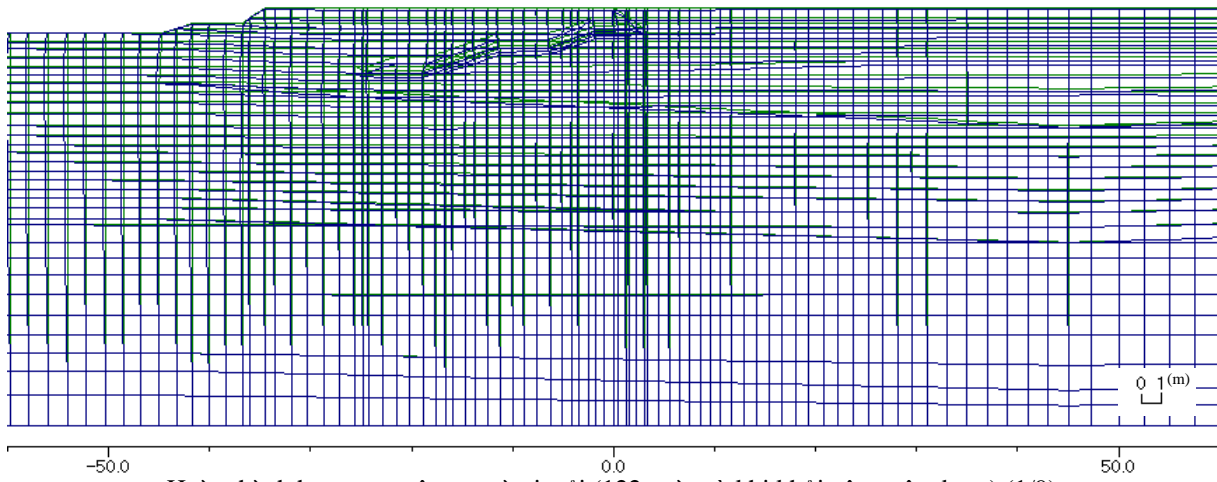


Hình 16.2.20 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép của Kè hạ lưu (Đoạn FEM -3)

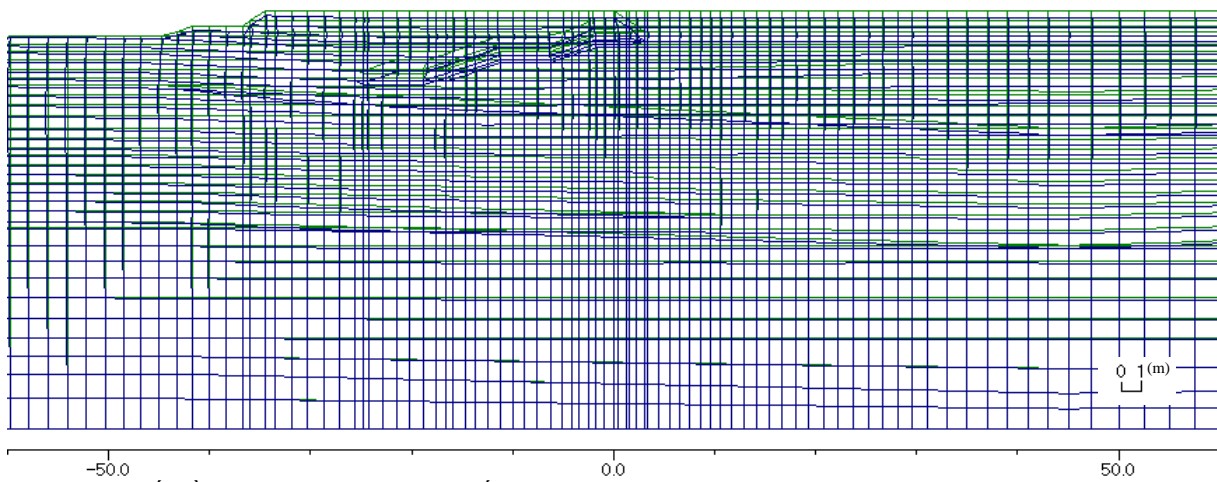
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

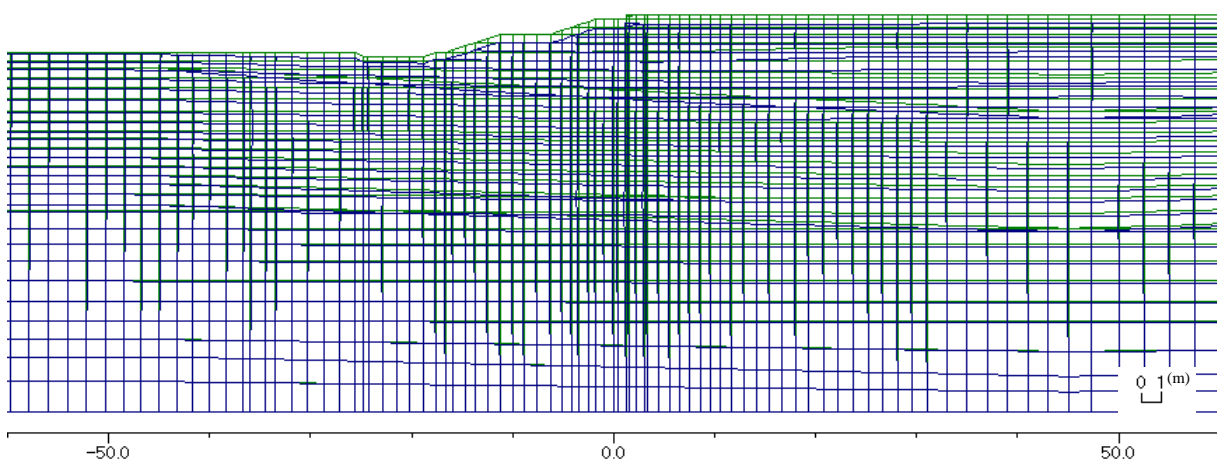
Số liệu biến dạng đại diện cho các bước thi công được trình bày trong Hình 16.2.21.



Hoàn thành hạng mục tôn tạo và gia tải (122 ngày từ khi khởi công xây dựng) (1/9)



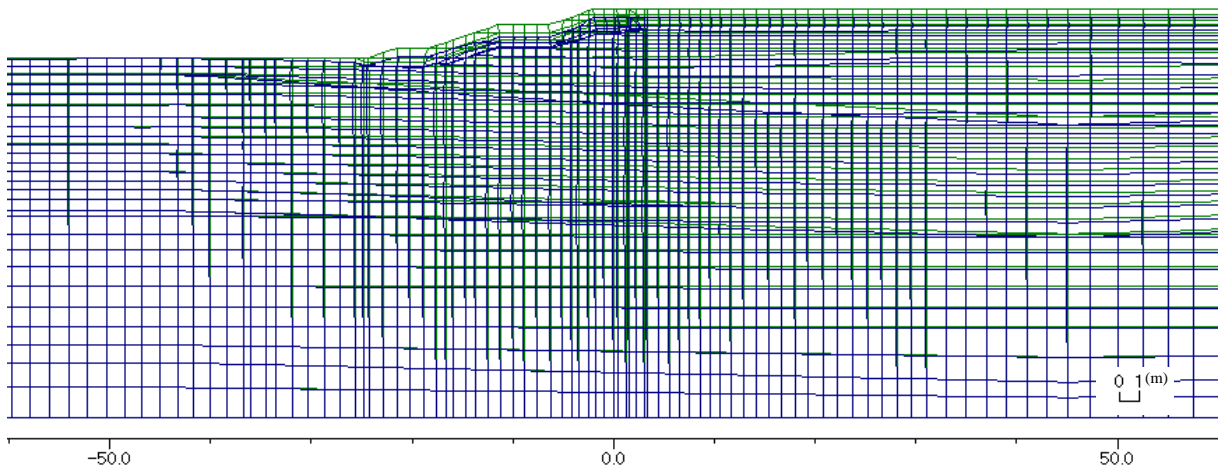
Bắt đầu đào dỡ (Dỡ lớp cát san lấp và gia tải) (487 ngày từ khi khởi công xây dựng) (2/9)



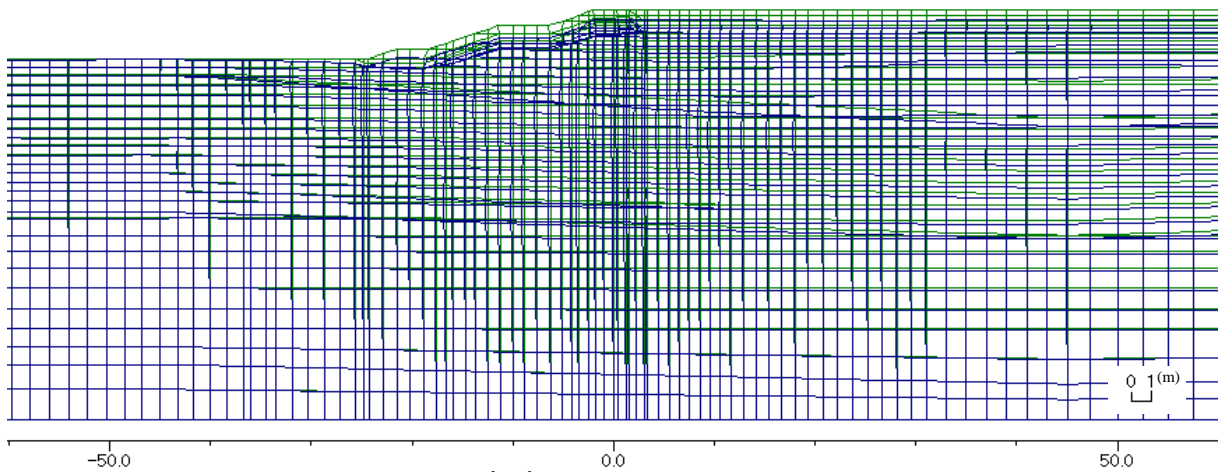
Hoàn thành đào dỡ (Dỡ bỏ lớp cát san lấp và gia tải)
(533 ngày từ khi khởi công xây dựng) (3/9)

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

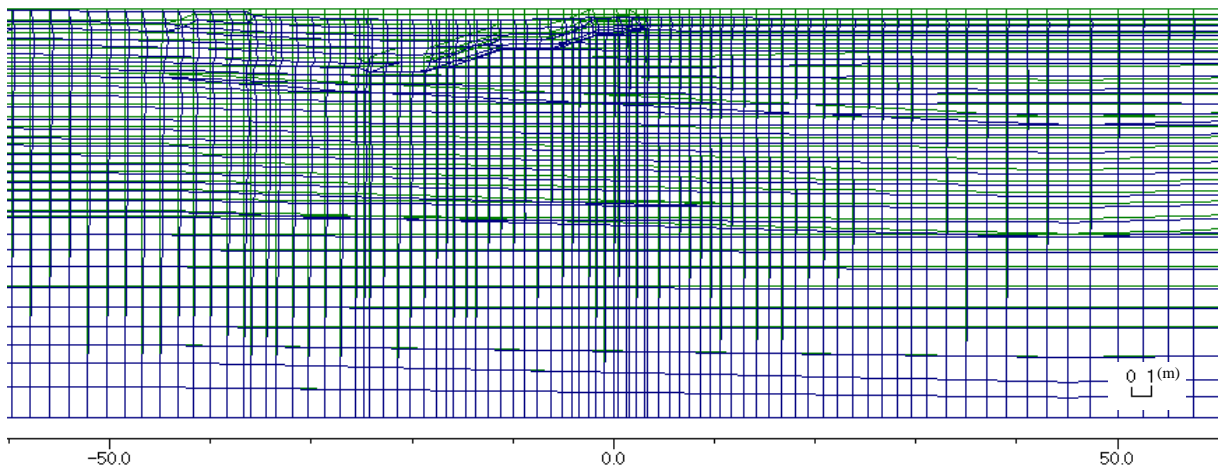
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



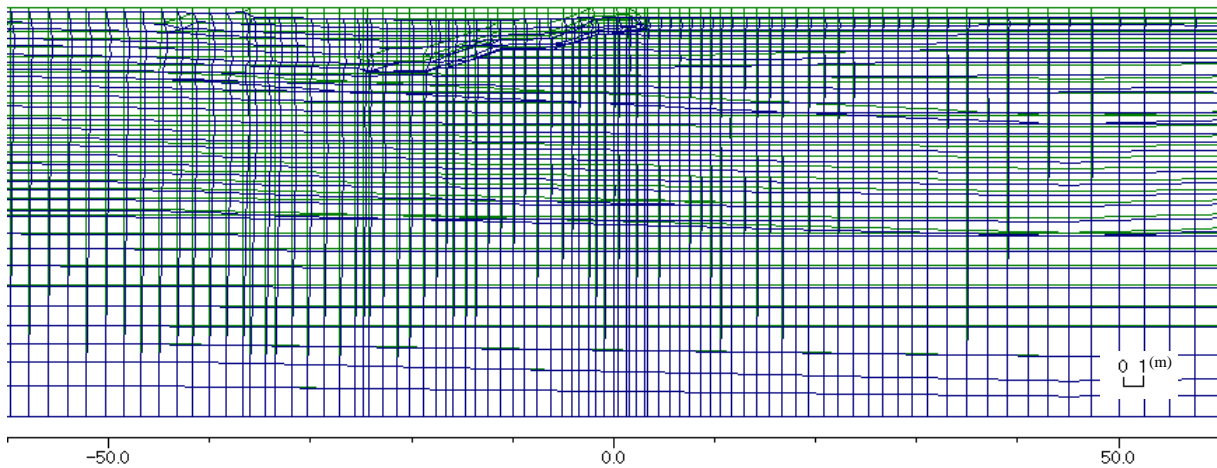
Thi công xây dựng kè (714 ngày từ khi khởi công xây dựng) (4/9)



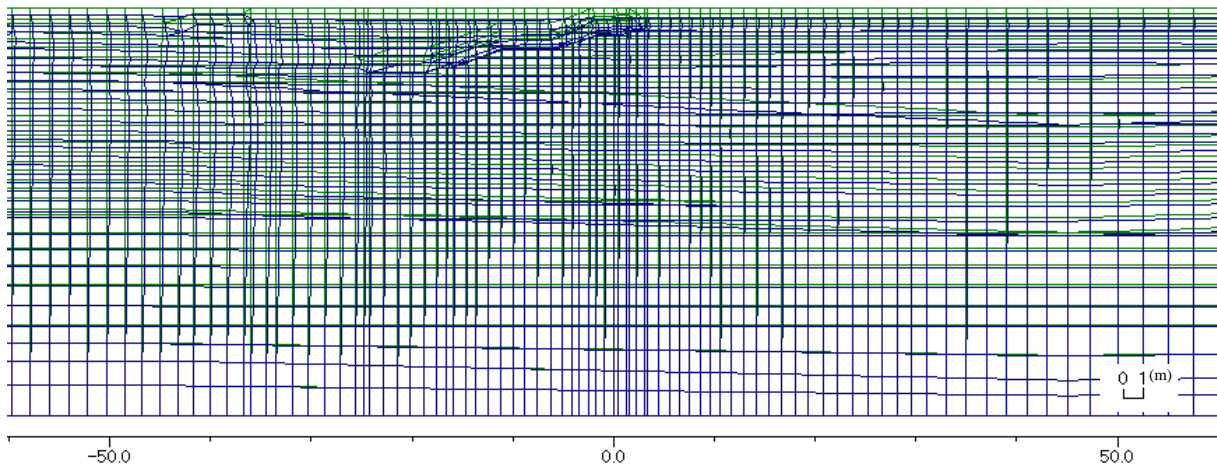
Bắt đầu tôn tạo giai đoạn 2
(4,3 năm sau khi kè hoàn thành : 2540 ngày từ khi khởi công xây dựng) (5/9)



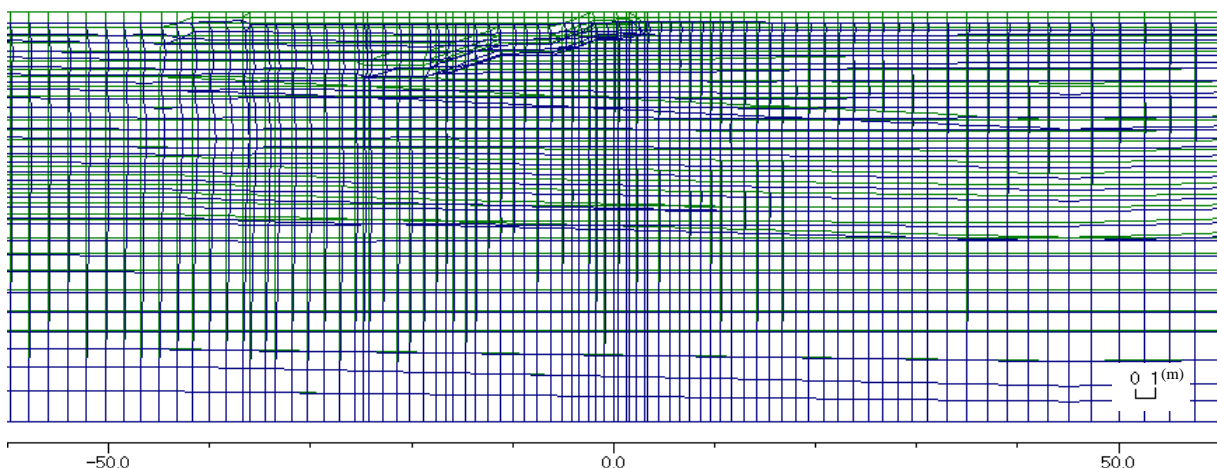
Hoàn thành tôn tạo giai đoạn 2
(5 năm sau khi kè hoàn thành; 2784 ngày từ khi khởi công xây dựng) (6/9)



1 năm sau khi hoàn thành tôn tạo bãi lần 2
(6 năm sau khi kè hoàn thành; 3149 ngày từ khi khởi công xây dựng) (7/9)



5 năm sau khi hoàn thành tôn tạo bãi giai đoạn 2
(10 năm sau khi kè hoàn thành; 4610 ngày từ khi khởi công xây dựng) (8/9)



15 năm sau khi hoàn thành tôn tạo bãi giai đoạn 2
(20 năm sau khi kè hoàn thành; 8262 ngày từ khi khởi công xây dựng) (9/9)

Hình 16.2.21 Số liệu biến dạng theo các bước thi công Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng

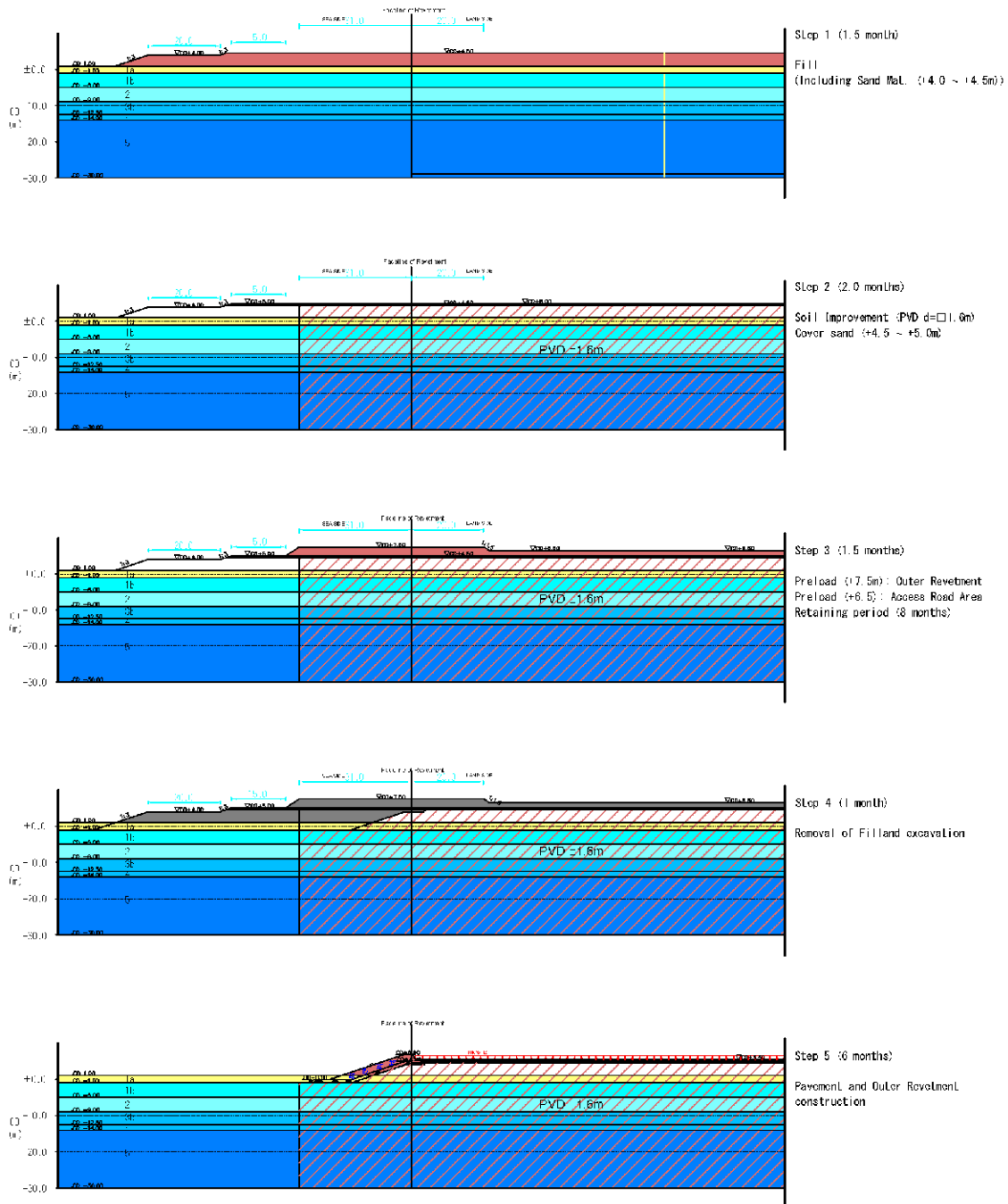
4) Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

a) Lưới cho Mô hình phân tích đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

Mô hình và lưới phân tích được lập dựa theo kết quả khảo sát nền đất và số liệu thiết kế Đê chắn sóng A. Hình 16.2.23 và Hình 16.2.24 lần lượt trình bày mô hình và lưới phân tích này.

b) Các bước phân tích (lịch tiến độ thi công) cho Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

Các bước phân tích dựa trên lịch tiến độ thi công giả thiết cho đoạn FEM-4 tại đoạn Đê chắn sóng A được trình bày trong Hình 16.2.22 và Bảng 16.2.13.



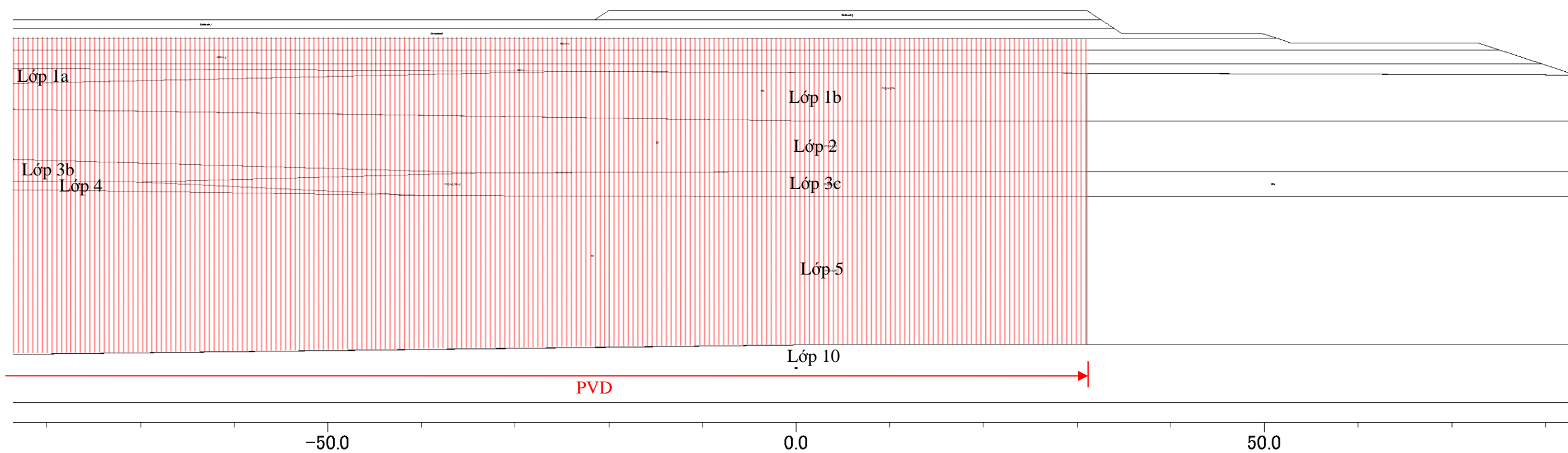
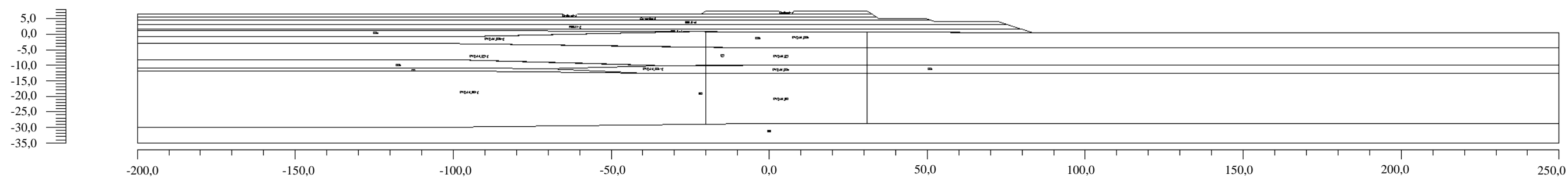
Hình 16.2.22 Các bước phân tích Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A, theo lịch thi công giả thiết

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

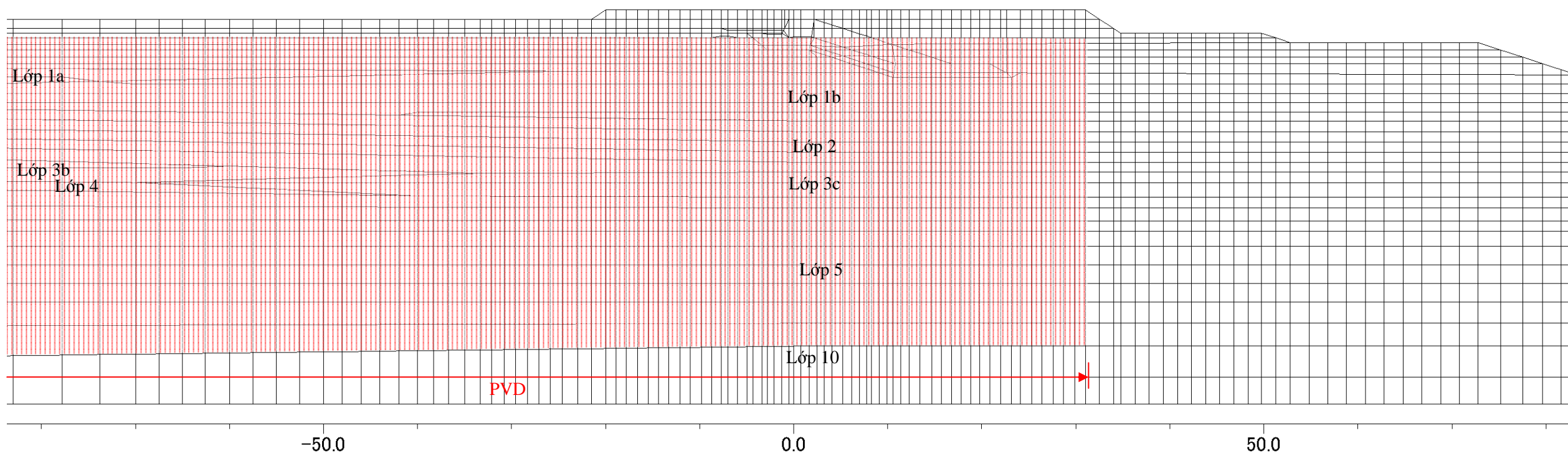
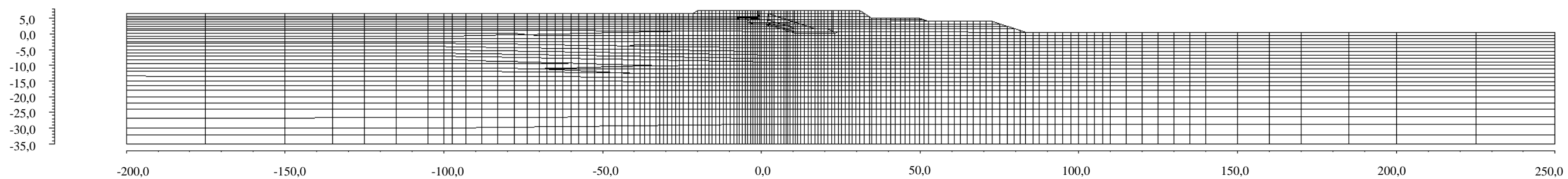
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Bảng 16.2.13 Các bước phân tích Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A, theo lịch thi công giả thiết

	Hạng mục	Bắt đầu	Kết thúc	Thời gian	Tổng thời gian tính từ khi bắt đầu bước 1
Bước 1	Bắt đầu			0	0
Bước 2	San lấp tôn tạo (1)-1	1/8/2012	15/8/2012	15	15
Bước 3	San lấp tôn tạo (1)-2	16/8/2012	31/8/2012	16	31
Bước 4	San lấp tôn tạo (1)-3	1/9/2012	15/9/2012	15	46
Bước 5	Đổ cát tôn tạo	16/9/2012	30/9/2012	15	61
Bước 6	Xử lý nền đất yếu	1/10/2012	15/11/2012	46	107
Bước 7	Gia tải-1	16/11/2012	5/12/2012	20	127
Bước 8	Gia tải-2	6/12/2012	31/12/2012	26	153
Bước 9	Thời gian cố kết-1	1/1/2013	16/2/2013	47	200
Bước 10	Thời gian cố kết-2	17/2/2013	6/4/2013	49	249
Bước 11	Thời gian cố kết-3	7/4/2013	25/5/2013	49	298
Bước 12	Thời gian cố kết-4	26/5/2013	13/7/2013	49	347
Bước 13	Thời gian cố kết-5	14/7/2013	31/8/2013	49	396
Bước 14	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-1	1/9/2013	10/9/2013	10	406
Bước 15	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-2	11/9/2013	20/9/2013	10	416
Bước 16	Dỡ cát tôn tạo và dỡ tải-3	21/9/2013	30/9/2013	10	426
Bước 17	Thi công mặt bãi và kè	1/10/2013	31/3/2014	182	608
Bước 18	1 tháng	1/4/2014	30/4/2014	30	638
Bước 19	3 tháng	1/5/2014	30/6/2014	61	699
Bước 20	6 tháng	1/7/2014	30/9/2014	92	791
Bước 21	1 năm	1/10/2014	31/3/2015	182	973
Bước 22	2 năm	1/4/2015	31/3/2016	366	1339
Bước 23	3 năm	1/4/2016	31/3/2017	365	1704
Bước 24	5 năm	1/4/2017	31/3/2019	730	2434
Bước 25	10 năm	1/4/2019	31/3/2024	1827	4261
Bước 26	15 năm	1/4/2024	31/3/2029	1826	6087



Hình 16.2.23 Mô hình (Phạm vi) phân tích cho Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A



Hình 16.2.24 Lưới phân tích cho Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

c) Kết quả phân tích cho Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

i) Biến dạng theo phương thẳng đứng

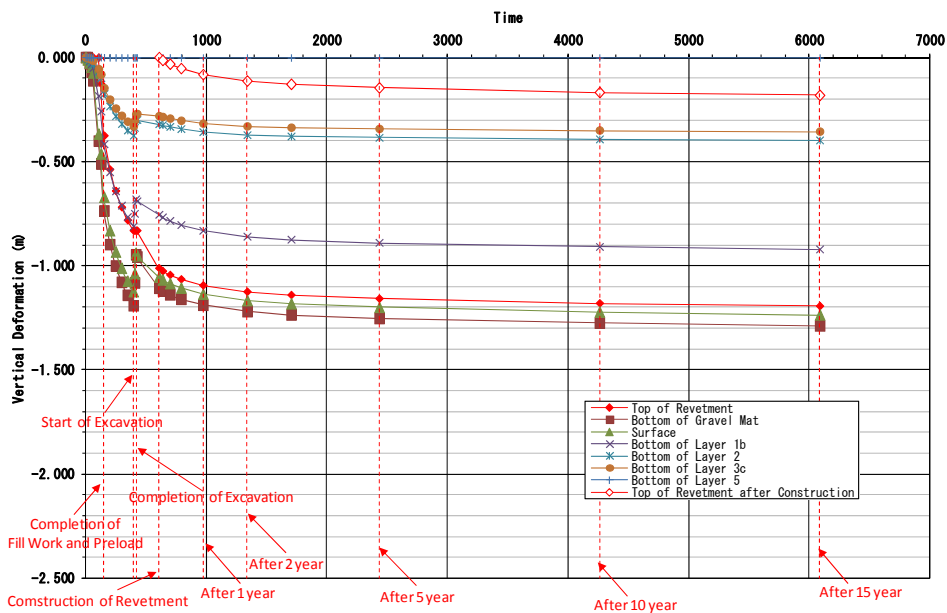
Biến dạng theo phương thẳng đứng theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của Đê chắn sóng A ở những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.14 và Hình 16.2.25.

Như trình bày trong Bảng 16.2.14 và Hình 16.2.25, 1 năm sau khi đê hoàn thành, đỉnh đê và bề mặt đáy tại tuyến mép của đê có độ lún lần lượt là khoảng 8cm và 113cm. Sẽ có hiện tượng phồng lên do việc dỡ lớp cát san lấp tạm và gia tải, sau đó độ lún này sẽ thay đổi theo thời gian, và cuối cùng sẽ đạt mức 18cm và 124cm tại thời điểm 15 năm sau khi đê hoàn thành.

Bảng 16.2.14 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của Đê chắn sóng A (Đoạn FEM -4)

Các bước phân tích		Thời gian (ngày)	Bề mặt đáy	Đáy của lớp 1b	Đáy của lớp 2	Đáy của lớp 5	Đỉnh đê (sau khi xây dựng)
Các bước thi công							
Cao trình ban đầu CDL (m)		-	0,78	-4,45	-9,95	-28,75	6,50
1) Bắt đầu san lấp tôn tạo		0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2) Hoàn thành san lấp tôn tạo		46	-0,047	-0,033	-0,024	-0,001	0,000
3) Hoàn thành san lấp và gia tải		153	-0,671	-0,417	-0,175	-0,001	0,000
4) Bắt đầu dỡ tải và san lấp tôn tạo		396	-1,124	-0,811	-0,375	-0,002	0,000
5) Hoàn thành dỡ tải và san lấp tôn tạo		426	-0,952	-0,691	-0,300	-0,001	0,000
6) Thi công đê		608	-1,054	-0,755	-0,320	-0,002	0,000
7) 1 năm sau khi hoàn thành đê		973	-1,136	-0,832	-0,359	-0,002	-0,082
8) 2 năm sau khi hoàn thành đê		1339	-1,167	-0,860	-0,373	-0,002	-0,113
9) 5 năm sau khi hoàn thành đê		2434	-1,200	-0,890	-0,385	-0,002	-0,146
10) 10 năm sau khi hoàn thành đê		4261	-1,222	-0,909	-0,393	-0,002	-0,168
11) 15 năm sau khi hoàn thành đê		6087	-1,236	-0,921	-0,398	-0,002	-0,182

* Đơn vị: m, +: Phồng, -: Lún



Hình 16.2.25 Biến dạng theo phương thẳng đứng theo các bước thi công tại tuyến mép của Đê chắn sóng A (Đoạn FEM-4)

ii) Biến dạng theo phương ngang

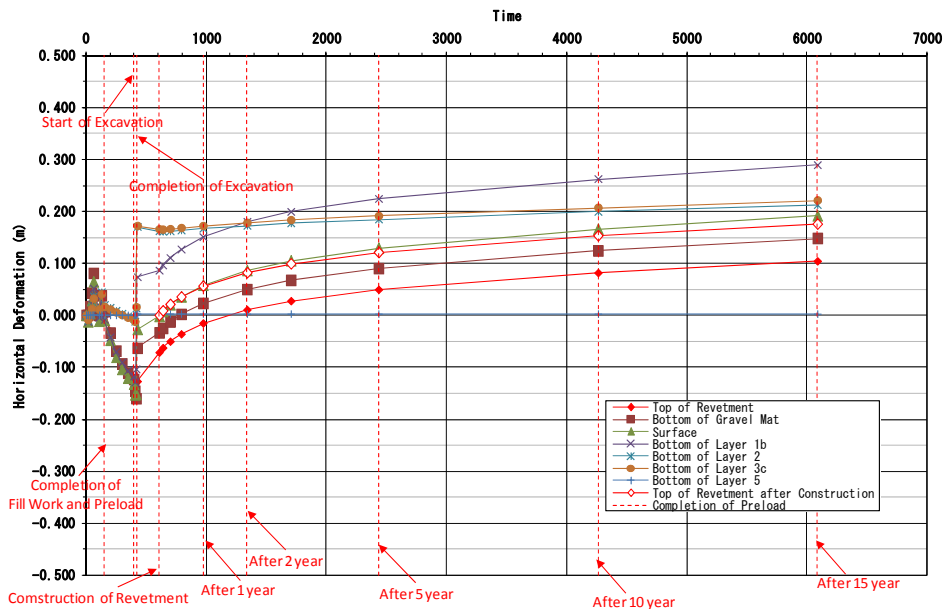
Biến dạng theo phương ngang theo thời gian (các bước thi công) tại tuyến mép của Đê chắn sóng A tại những cao trình khác nhau được trình bày trong Bảng 16.2.15 và Hình 16.2.26.

Như trình bày trong Bảng 16.2.15 và Hình 16.2.26, 1 năm sau khi đê hoàn thành, đỉnh đê và bề mặt đáy dịch chuyển khoảng 6cm về phía biển và 6cm về phía khu đất tôn tạo. Quá trình cố kết gây ra sự dịch chuyển về phía đất liền, sau đó việc đỡ cát san lấp tậm và gia tải lại gây ra sự dịch chuyển về phía biển. Sau đó sự dịch chuyển về phía biển tăng lên theo thời gian và dừng lại ở cách vị trí ban đầu 18cm và 19cm về phía biển tại thời điểm 15 năm sau khi hoàn thành xây dựng đê.

Bảng 16.2.15 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép Đê chắn sóng A (Đoạn FEM -4)

Các bước phân tích		Thời gian (ngày)	Bề mặt đáy	Đáy của lớp 1b	Đáy của lớp 2	Đáy của lớp 5	Đỉnh đê (sau khi thi công)
Các bước thi công							
	Cao trình ban đầu CDL (m)	-	0,78	-4,45	-9,95	-28,75	6,50
1)	Bắt đầu san lấp tôn tạo	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2)	Hoàn thành san lấp tôn tạo	46	0,028	0,021	0,014	0,000	0,000
3)	Hoàn thành tôn tạo và gia tải	153	-0,010	-0,009	0,020	0,000	0,000
4)	Bắt đầu đỡ tải và san lấp tôn tạo	396	-0,132	-0,118	-0,007	0,000	0,000
5)	Hoàn thành đỡ tải và san lấp tôn tạo	426	-0,027	0,073	0,170	0,003	0,000
6)	Thi công xây dựng đê	608	-0,002	0,086	0,162	0,003	0,000
7)	1 năm sau khi hoàn thành đê	973	0,058	0,151	0,167	0,002	0,056
8)	2 năm sau khi hoàn thành đê	1339	0,086	0,180	0,173	0,002	0,082
9)	5 năm sau khi hoàn thành đê	2434	0,129	0,224	0,185	0,002	0,121
10)	10 năm sau khi hoàn thành đê	4261	0,166	0,262	0,199	0,002	0,153
11)	15 năm sau khi hoàn thành đê	6087	0,192	0,289	0,212	0,002	0,176

* Đơn vị: m, +: Phía biển, -: Phía đất liền

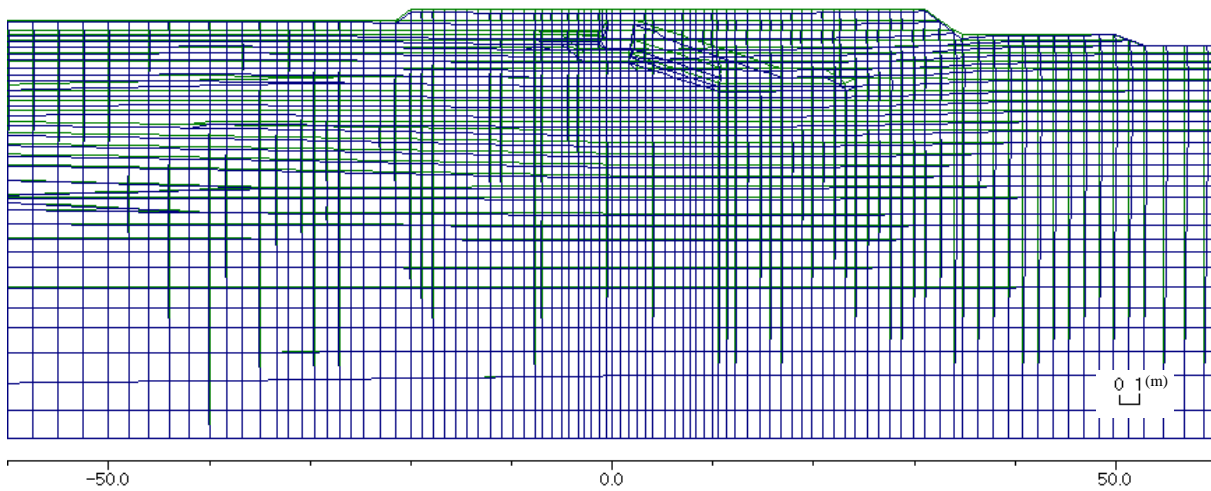


Hình 16.2.26 Biến dạng theo phương ngang theo các bước thi công tại tuyến mép Đê chắn sóng A (Đoạn FEM-4)

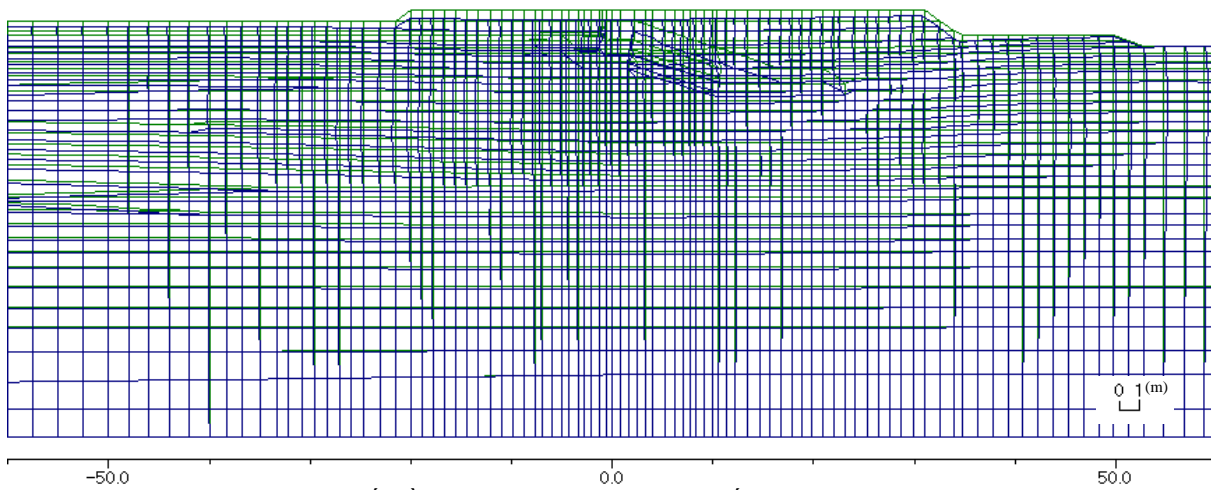
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

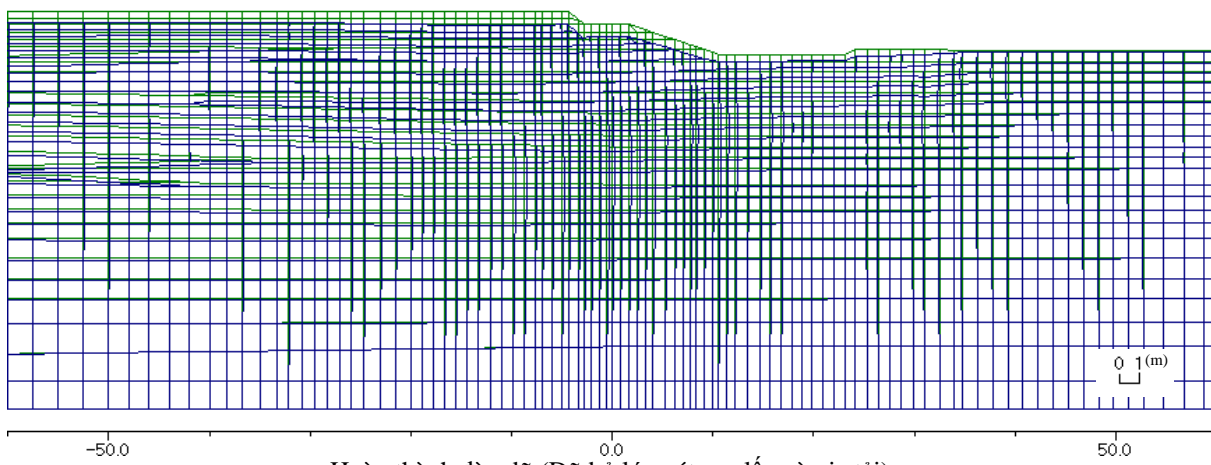
Số liệu biến dạng đại diện cho các bước thi công được trình bày trong Hình 16.2.27.



Hoàn thành hạng mục tôn tạo và gia tải (122 ngày từ khi khởi công xây dựng) (1/7)



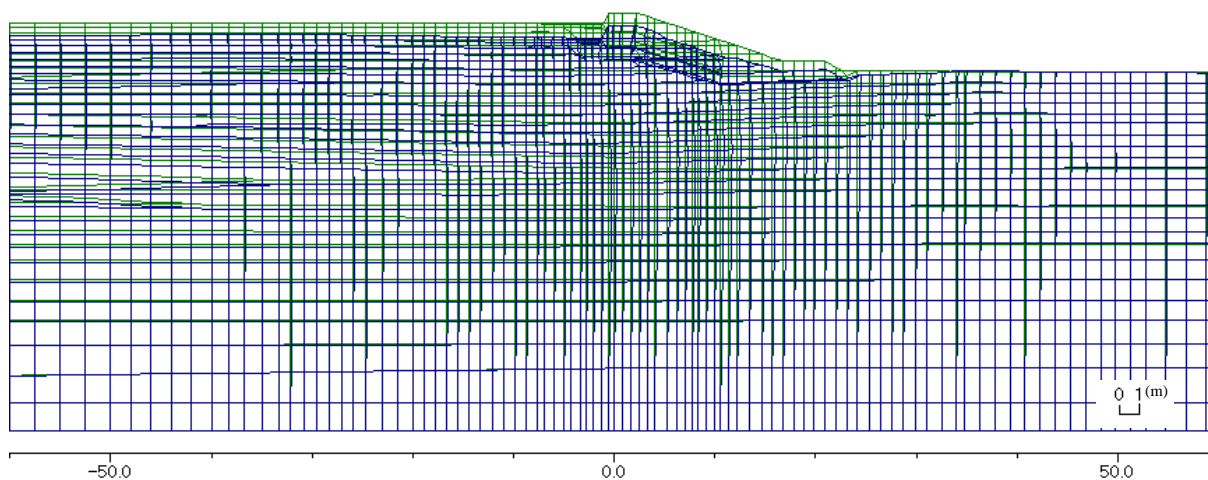
Bắt đầu đào dỡ (Dỡ bỏ lớp cát san lấp và gia tải)
(396 ngày từ khi khởi công xây dựng) (2/7)



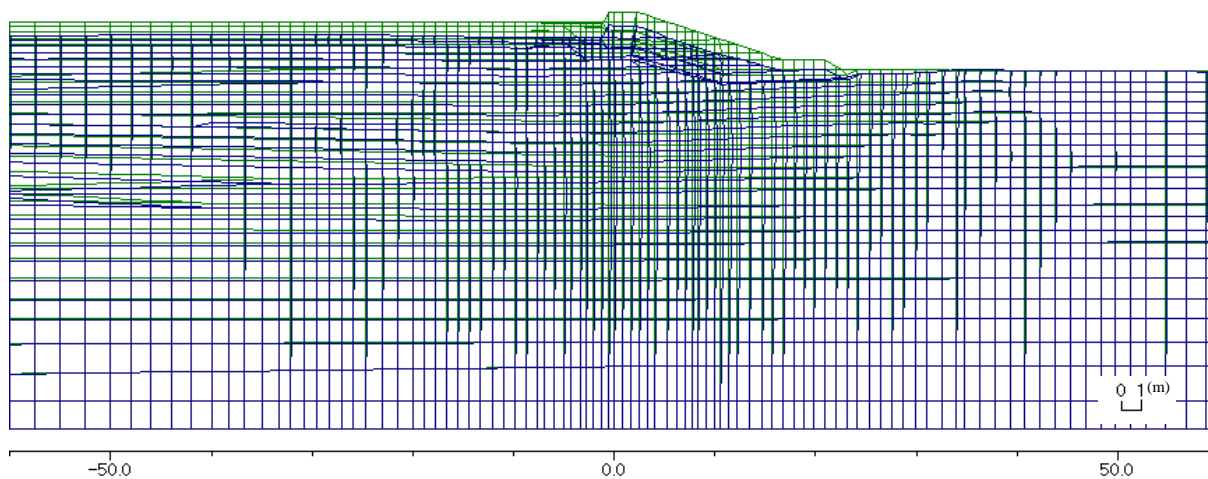
Hoàn thành đào dỡ (Dỡ bỏ lớp cát san lấp và gia tải)
(426 ngày từ khi khởi công xây dựng) (3/7)

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

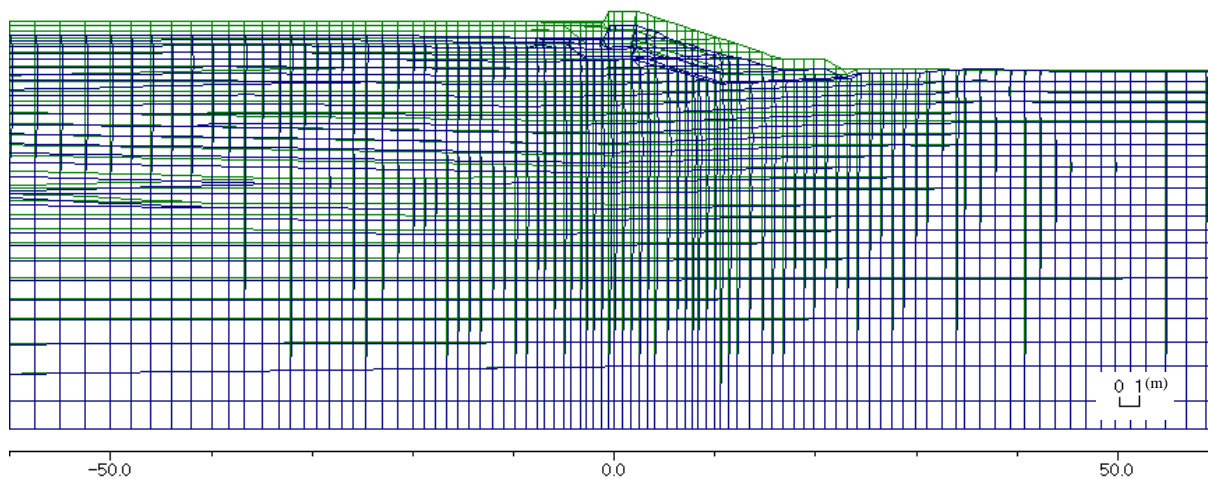
- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



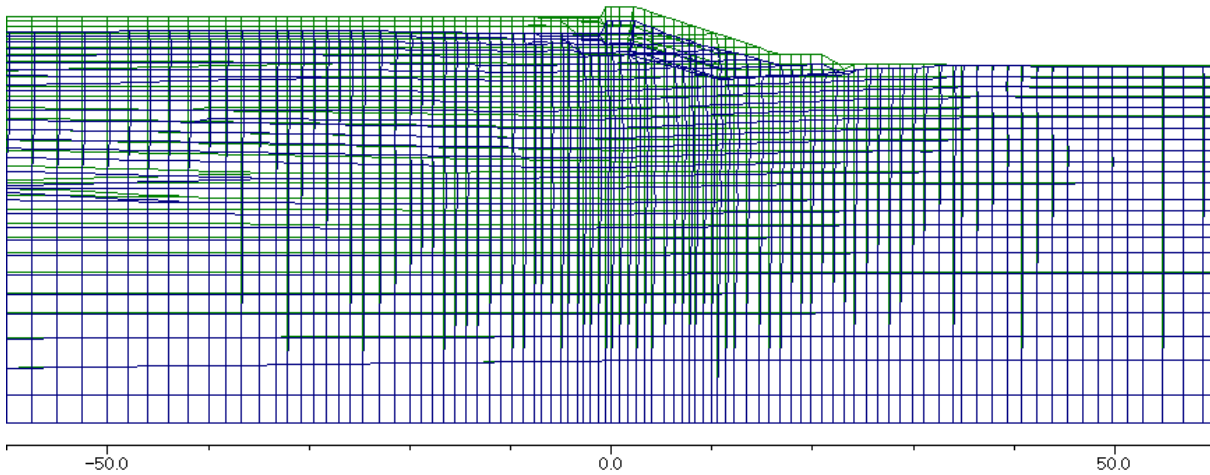
Thi công xây dựng đê (608 ngày từ khi khởi công xây dựng) (4/7)



1 năm sau khi đê hoàn thành (973 ngày từ khi khởi công xây dựng) (5/7)



5 năm sau khi đê hoàn thành (2434 ngày từ khi khởi công xây dựng) (6/7)



15 năm sau khi đê hoàn thành (6087 ngày từ khi khởi công xây dựng) (7/7)

Hình 16.2.27 Số liệu biến dạng theo các bước thi công tại đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

5) Tóm tắt Kết quả phân tích FEM

Phân tích FEM được thực hiện tại những đoạn sau.

- (1) Đoạn FEM-1 tại bến công-ten-nơ
- (2) Đoạn FEM-2 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ có hàng
- (3) Đoạn FEM-3 tại Kè hạ lưu, cạnh bãi chứa công-ten-nơ rỗng
- (4) Đoạn FEM-4 tại Đê chắn sóng A

Giá trị biến dạng theo phương thẳng đứng và theo phương ngang của đỉnh bến công-ten-nơ và đỉnh kè sau khi hoàn thành được tóm tắt trong Bảng 16.2.16.

Bảng 16.2.16 Giá trị biến dạng theo phương thẳng đứng và phương ngang của đỉnh bến công-ten-nơ và đỉnh kè sau khi hoàn thành

Các bước phân tích	Đoạn FEM-1 Bến công-ten-nơ Đỉnh cọc ống thép		Đoạn FEM-2 Kè hạ lưu Bãi công-ten-nơ có hàng Đỉnh Kè		Đoạn FEM-3 Kè hạ lưu Bãi công-ten-nơ rỗng Đỉnh Kè		Đoạn FEM-4 Đê chắn sóng A Đỉnh đê	
	Phương đứng (m)	Phương ngang (m)	Phương đứng (m)	Phương ngang (m)	Phương đứng (m)	Phương ngang (m)	Phương đứng (m)	Phương ngang (m)
1) Ngay sau khi hoàn thành Tường cọc ống thép/Kè	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2) 1 năm sau khi hoàn thành kết cấu	0,001	0,005	-0,046	-0,009	-0,037	-0,009	-0,082	0,056
3) 2 năm sau khi hoàn thành kết cấu	-0,084	0,072	-0,052	-0,018	-0,054	-0,020	-0,113	0,082
4) 5 năm sau khi hoàn thành kết cấu	-0,091	0,053	-0,059	-0,039	-0,075	-0,041	-0,146	0,121
5) 10 năm sau khi hoàn thành kết cấu	-0,091	0,048	-0,210	0,188	-0,139	0,124	-0,168	0,153
6) 15 năm sau khi hoàn thành kết cấu	-0,089	0,045	-0,221	0,195	-0,152	0,120	-0,182	0,176

* Đơn vị: m, +: Phồng, -: Lún do chuyển vị đứng, +: phía biển, -: phía đất liền trong chuyển vị ngang

Như trình bày trong Bảng 16.2.16, 15 năm sau khi công trình hoàn thành, sự chuyển vị theo phương thẳng đứng và phương ngang của cọc ván thép tại bến công-ten-nơ là lún 9cm và dịch chuyển 5cm về phía biển. Tại Khu vực kè, sự chuyển vị theo phương thẳng đứng và phương ngang là lún trong khoảng 15cm đến 22cm và dịch chuyển khoảng 12cm đến 20cm về phía biển.

16.3 Chương trình quan trắc biến dạng nền trong thời gian thi công

16.3.1 Khái quát

Các kỹ sư địa chất đều hiểu rằng rất khó dự báo được chính xác độ lún cuối cùng hoặc mối quan hệ giữa thời gian – độ lún bằng các phương trình tính toán độ lún cố kết vì nhiều lý do như mẫu đất không còn nguyên dạng trong quá trình lấy mẫu, vận chuyển mẫu từ công trường về phòng thí nghiệm, cất mẫu để thí nghiệm sức kháng cắt, v.v. Điều kiện địa chất ở đây là sét mềm không đồng nhất và các phương trình tính toán độ lún cố kết được thực hiện với điều kiện đầu vào chỉ bao gồm hai loại vật liệu là các hạt sét và nước.

Do kết quả tính lún bị ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố nên có thể hiểu được sự chênh lệch lớn giữa số liệu tính toán và số liệu quan trắc. Do đó, độ lún thiết kế tính toán từ các thông tin khảo sát địa chất sẽ được hiệu chỉnh bằng cách phân tích các thông tin mới thu thập được độ lún đo được, áp lực nước lỗ rỗng trong đất sét, v.v. Như vậy, độ lún dự báo sẽ được quy đổi sang độ lún chính xác nhờ kết quả quan trắc và phân tích số liệu quan trắc. Về nội dung này đã có phương pháp quan trắc do Terzaghi đề nghị năm 1950 và giới thiệu trong cuốn sách của ông và được ứng dụng tại Nhật Bản từ 35 năm trước. Có thể giảm thiểu sự hư hại có thể xảy ra cho công trình bằng phương pháp quan trắc lún và kỹ thuật xử lý nền phù hợp trong trường hợp bãi được tôn tạo trên nền đất yếu là sét mềm.

Trong các biện pháp xử lý nền đất yếu được áp dụng cho khu vực dự án, biện pháp bắc thăm đứng kết hợp gia tải là biện pháp giúp đẩy nhanh quá trình cố kết của đất và giảm thiểu độ lún cố kết còn lại do tải trọng khai thác trong tương lai. Hiệu quả của các biện pháp xử lý nền đất yếu được đánh giá qua quan trắc lún trong một thời gian thi công và dự báo lún trong tương lai dựa trên theo các số liệu quan trắc đó.

Cần quan trắc lún như đề cập ở trên và mực nước ngầm một cách có hệ thống trong quá trình thi công. Ngoài ra, sự chuyển vị theo phương ngang cũng cần được quan trắc để kiểm tra độ ổn định của chân mái dốc gia tải và tuyến mép của bên công-ten-nơ và chân kè.

Phần này trình bày các phương pháp đánh giá độ lún cố kết để kết thúc thời gian gia tải và các phương pháp quan trắc lún trong quá trình thi công.

16.3.2 Quy trình dự báo lún và độ ổn định của nền đất

Quy trình quan trắc và theo dõi lún cho khu vực này được trình bày trong Hình 16.3.1

Trong khi công tác san lấp và gia tải đang được thực hiện thì việc kiểm soát độ ổn định được tiến hành dựa trên số liệu quan trắc sự chuyển vị theo phương ngang và phương thẳng đứng của nền đất. Nếu dự báo rằng mái dốc sẽ không ổn định và có thể bị phá hoại thì công tác san lấp cần dừng lại và chờ một thời gian để lớp cát san lấp và mái dốc gia tải trở nên ổn định hơn. Khi mái dốc đã ổn định, thì có thể tiếp tục san lấp, hoặc nếu mái dốc không thể ổn định thì cần nghiên cứu và thực hiện một số biện pháp như làm bệ phân áp. Sau đó tiếp tục thi công san lấp và gia tải tới cao trình yêu cầu và có thực hiện theo dõi biến dạng nền và khẳng định độ ổn định của mái dốc.

Trong thời gian san lấp và gia tải còn lại, các phân tích độ lún sau đây sẽ được thực hiện dựa trên các số liệu quan trắc về độ lún.

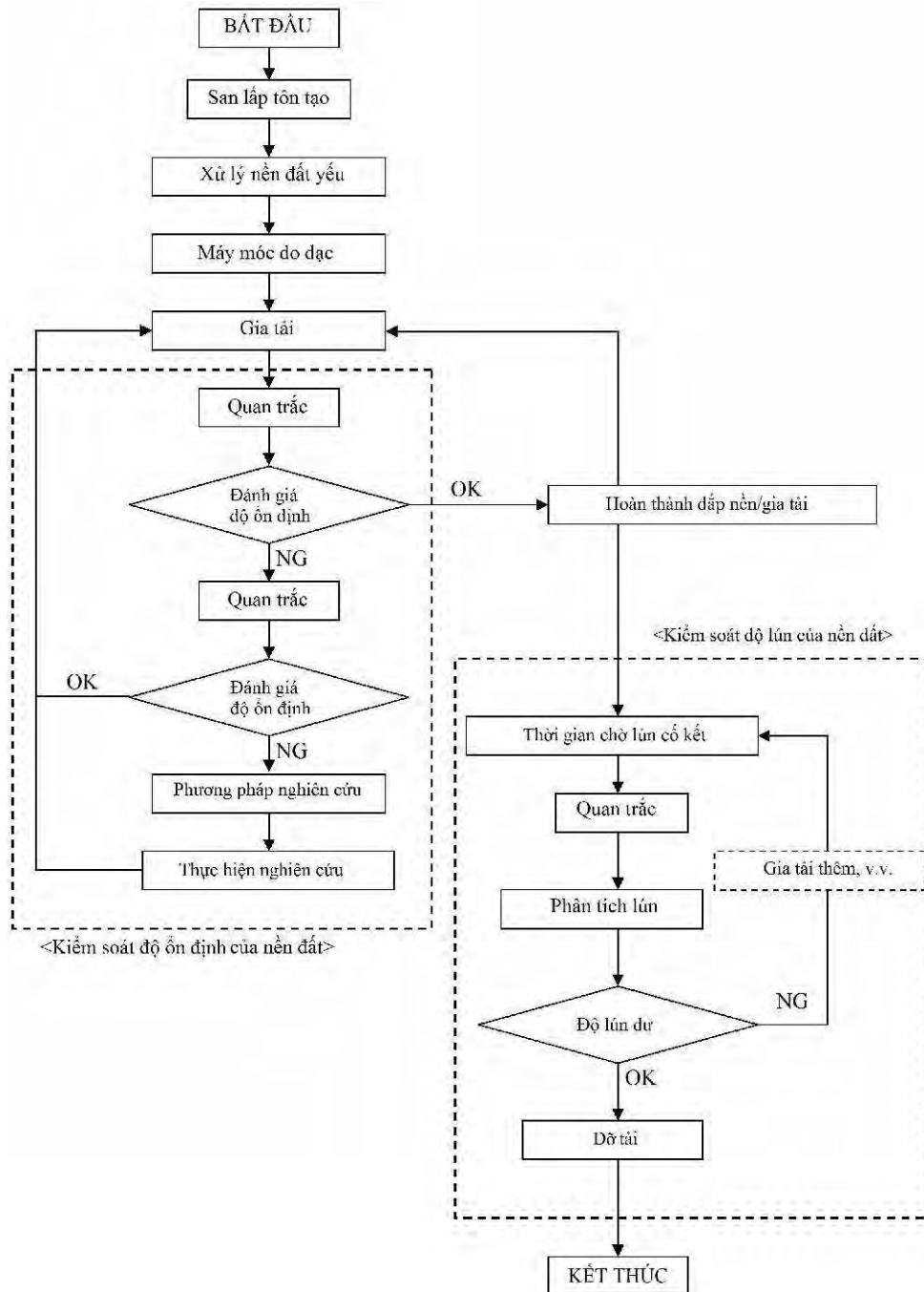
- (1) So sánh giữa độ lún cố kết theo lý thuyết (độ lún thiết kế) và độ lún quan trắc được
- (2) Tính toán độ lún trong tương lai bằng các số liệu quan trắc về độ lún
- (3) Đánh giá độ lún dư và mức độ cố kết

Thời gian dỡ tải được xác định dựa trên các kết quả đánh giá sau quá trình gia tải thiết kế độ lún dư có nằm trong phạm vi yêu cầu hay không. Nếu có sự chênh lệch đáng kể giữa độ lún lý thuyết (độ lún

thiết kế) và độ lún quan trắc được thì các tính toán lý thuyết sẽ được thực hiện lại để phù hợp với độ lún quan trắc để từ đó xác định thời gian dỡ tải phù hợp.

Việc tính toán độ lún trong tương lai sẽ được thực hiện không chỉ tại thời điểm dỡ tải mà còn được thực hiện trong quá trình gia tải. Nếu không thể tiến hành dỡ tải do quá trình cố kết diễn ra chậm thì các biện pháp như gia tải thêm, v.v sẽ được nghiên cứu và thực hiện sớm.

Khi đánh giá rằng sức kháng cắt tăng lên bởi sự cố kết, cần có kế hoạch thực hiện khoan thăm dò địa chất để lấy những mẫu đất sét nguyên dạng.



Hình 16.3.1 Quy trình quan trắc trong công tác xử lý nền đất yếu

16.3.3 Kế hoạch quan trắc

1) Thiết bị quan trắc

Cần biết được ứng xử thực tế của nền đất và đánh giá các số liệu quan trắc để có thể thực hiện xử lý nền đất yếu theo đúng thiết kế và tiến độ.

Các vấn đề địa chất được xác định tại khu vực dự án như sau;

- Độ lún cố kết và thời gian lún cố kết
- Độ ổn định của kè (Biến dạng nền đất và tăng sức kháng cắt không thoát nước)

Các thiết bị quan trắc nêu trong Bảng 16.3.1 sau đây được dùng để theo dõi việc thực hiện xử lý nền đất yếu và phân tích các số liệu quan trắc.

Bảng 16.3.1 Các thiết bị quan trắc

Thiết bị quan trắc	Hạng mục quan trắc
1) Bàn đo lún	Độ lún của nền đất hiện tại
2) Giãn kế từ tính	Độ lún hoặc trượt tại mỗi lớp đất
3) Áp kế điện	Áp lực nước lỗ rỗng
4) Ống đứng	Mức nước ngầm
5) Thiết bị quan trắc chuyên vị ngang	Độ chuyển vị theo phương ngang tại mỗi độ sâu trong đất
6) Móc hướng tuyến	Độ chuyển vị theo phương ngang và phương thẳng đứng

2) Bố trí mặt bằng thiết bị quan trắc

Ví dụ về bố trí mặt bằng thiết bị quan trắc trong công tác xử lý nền đất yếu tại khu vực bãi tôn tạo và Kè được trình bày trong Hình 16.3.2. Về cơ bản, sự bố trí các thiết bị quan trắc này sẽ được tính toán theo lịch tiến độ và quy trình thi công để đảm bảo các thiết bị này không bị hư hại trong quá trình sử dụng.

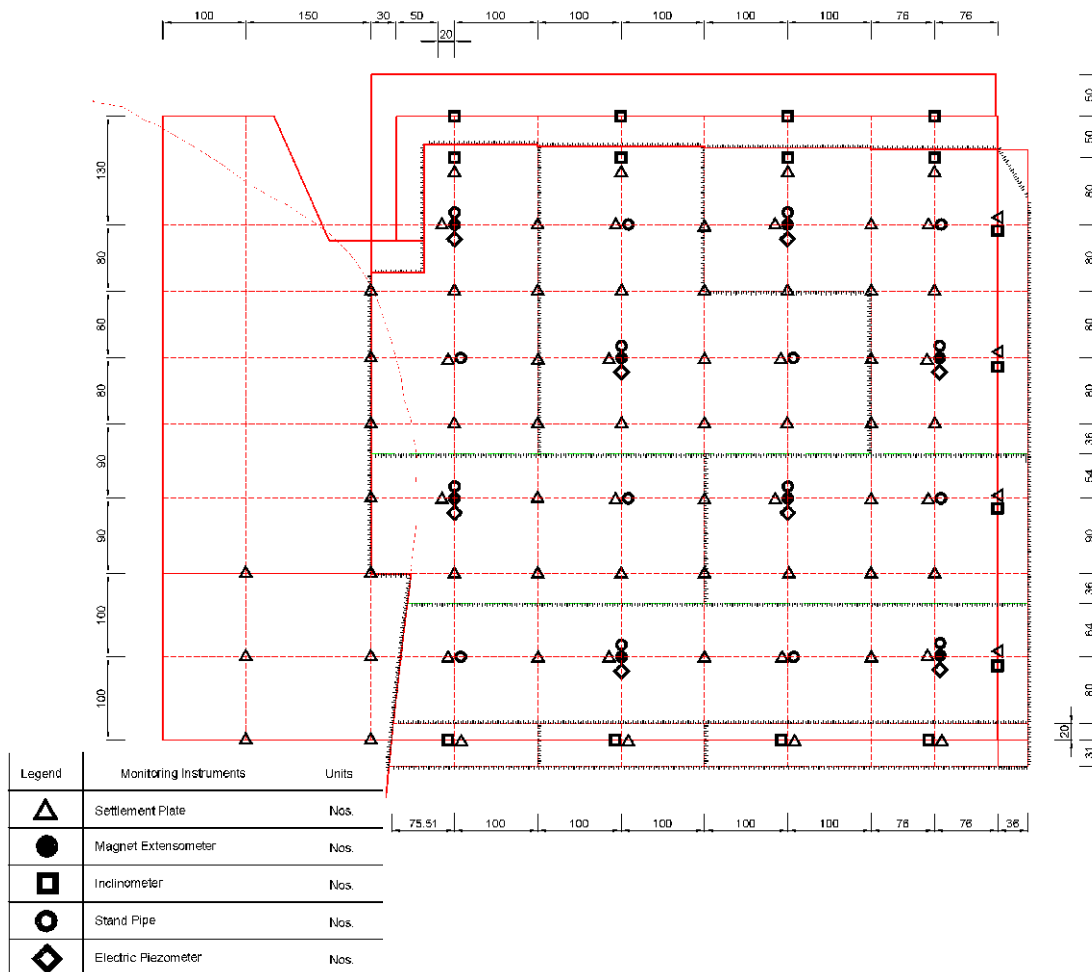
Các mặt cắt ngang thể hiện điều kiện lắp các thiết bị quan trắc được minh họa trong Hình 16.3.2.

Việc bố trí các thiết bị quan trắc khi thi công xử lý nền đất yếu được thực hiện trên cơ sở các điều kiện sau:

- Các thiết bị quan trắc được lựa chọn trên cơ sở điều kiện hoạt động thực tế và kinh nghiệm tại Nhật Bản và Việt Nam.
- Các thiết bị quan trắc được đặt càng gần vị trí các lỗ khoan đã thực hiện càng tốt để thu thập và làm rõ các thông số về điều kiện địa chất tại các vị trí lắp đặt thiết bị, phục vụ cho công tác phân tích và đánh giá các số liệu thu thập được.
- Các bàn đo lún được bố trí với khoảng cách từ 80m đến 100m tại khu vực tôn tạo bãi.
- Các bộ thiết bị quan trắc như Giãn kế từ tính, Máy đo áp suất, Áp kế đo Áp lực nước lỗ rỗng và Ống đứng được bố trí tại 8 vị trí quan trắc cụ thể để phân tích độ lún cố kết của mỗi lớp đất. Các vị trí quan trắc thực tế sẽ được bố trí tại các phân đoạn thi công được thực hiện trước để thu thập và phân tích số liệu về biến dạng nền của các phân đoạn thi công này phục vụ cho việc phân tích số liệu quan trắc được của các phân đoạn thi công được thực hiện sau.
- Giãn kế từ tính sẽ được lắp đặt tại các độ sâu phù hợp để quan trắc độ lún tại mỗi lớp đất (Lớp 1b, 2, 3b, 5, trừ Lớp 4).
- Áp kế điện sẽ được lắp đặt giữa mỗi lớp đất nhằm theo dõi sự phân tán áp lực lỗ rỗng dư tại mỗi lớp đất.
- Chỉ có một áp kế điện được lắp đặt tại mỗi lỗ khoan nhằm xác định chính xác áp lực lỗ rỗng dư. Thiết bị này sẽ được lắp ở dưới đáy lỗ khoan là 50cm bằng phương pháp đưa xuống dần

dẫn.

- Ống đo chuyển vị ngang được bố trí đồng thời với các bàn đo lún tại 8 vị trí ở kè.



Hình 16.3.2 Bố trí các thiết bị quan trắc khi thi công xử lý nền đất yếu

Các thiết bị quan trắc trong Hình 16.3.2 cụ thể như sau:

Bảng 16.3.2 Số lượng thiết bị quan trắc

Thiết bị quan trắc	Đơn vị	Số lượng	Ghi chú
1) Bàn đo lún	Cái	71	
2) Giãn kế từ tính	Cái	8	
3) Áp kế điện	Cái	32	8 vị trí x 4 lớp đất
4) Ống đứng	Cái	16	
5) Thiết bị quan trắc chuyển vị ngang	Cái	16	
6) Mốc hướng tuyến	Vị trí	30 đến 60	Số lượng có thể thay đổi phụ thuộc vào lịch tiến độ gia tải.

3) Tần suất quan trắc

Tần suất quan trắc của tất cả các thiết bị sẽ được xác định từ một số yếu tố, trong đó có mức độ san lấp, thời gian cố kết, độ ổn định chống trượt và khả năng biến dạng dự báo hoặc có thể thấy rõ của nền đắp hoặc của nền đất tự nhiên.

Tần suất quan trắc cơ bản của các thiết bị trong quá trình thi công xây dựng được trình bày trong

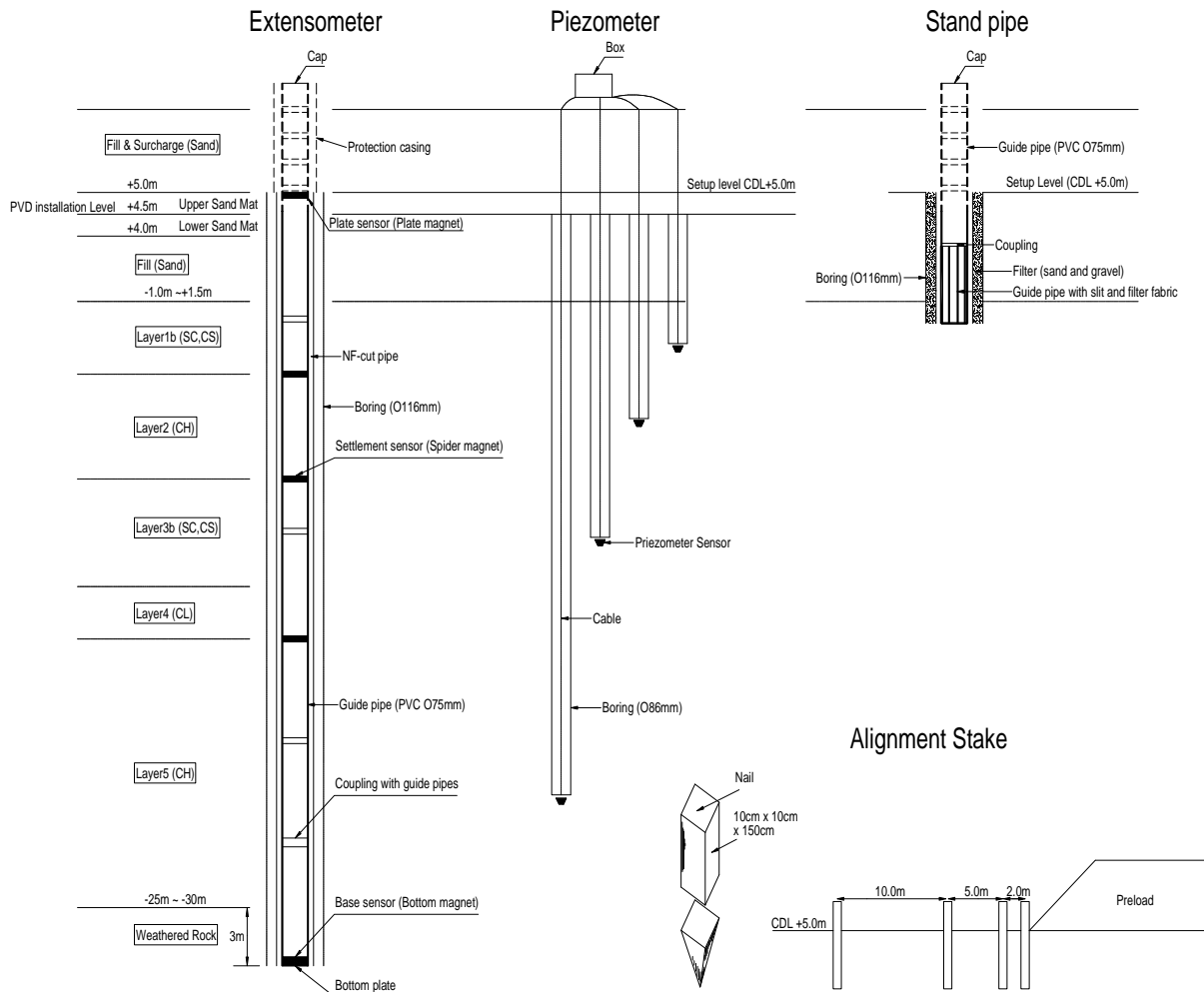
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Bảng 16.3.3. Về cơ bản, tần suất này sẽ được điều chỉnh và thay đổi tùy theo các điều kiện tại công trường và sự biến dạng nền đất.

Bảng 16.3.3 Tần suất quan trắc

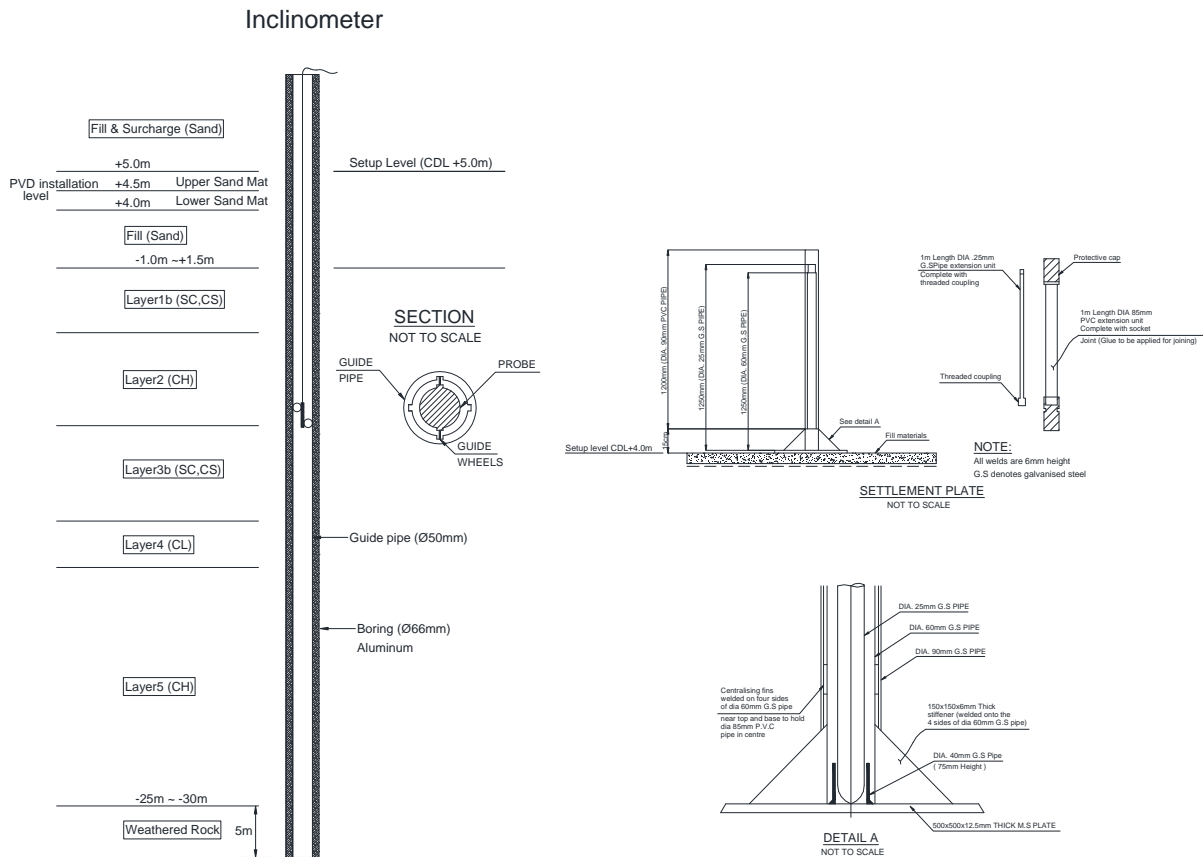
Thiết bị	Trong quá trình đắp gia tải	Sau khi hoàn thành đắp gia tải			Sau khi dỡ lớp gia tải
		Tháng đầu tiên	1 đến 3 tháng	Trên 3 tháng	
Bàn đo lún	1 lần / ngày	1 lần / 2 ngày	1 lần / tuần	1 lần / 2 tuần	Khi cần
Giãn kế	1 lần / ngày	1 lần / 2 ngày	1 lần / tuần	1 lần / 2 tuần	Khi cần
Áp kế	1 lần / ngày	1 lần / 2 ngày	1 lần / tuần	1 lần / 2 tuần	Khi cần
Ống đứng	1 lần / ngày	1 lần / 2 ngày	1 lần / tuần	1 lần / 2 tuần	Khi cần
Thiết bị quan trắc chuyên vị ngang	1 lần / ngày	1 lần / 2 ngày	1 lần / tuần	Khi cần	—
Mốc hướng tuyến	1 lần / ngày	1 lần / 2 ngày	1 lần / tuần	Khi cần	—



Hình 16.3.3 Chi tiết lắp đặt Giãn kế, Áp kế, Ống đứng, Mốc hướng tuyến

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



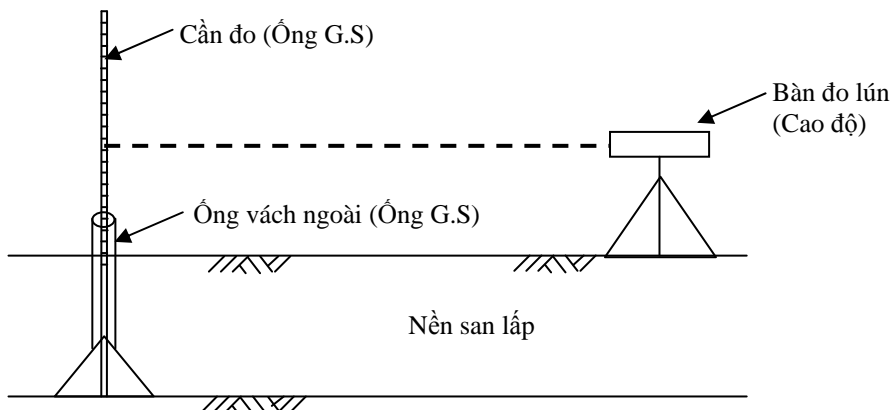
Hình 16.3.4 Chi tiết lắp đặt Thiết bị quan trắc sự chuyển vị ngang và Ví dụ về bàn đo lún

4) Quy trình quan trắc của từng thiết bị

Có nhiều phương pháp quan trắc để thu thập số liệu. Phần này trình bày một số phương pháp điển hình như sau.

a) Bàn đo lún

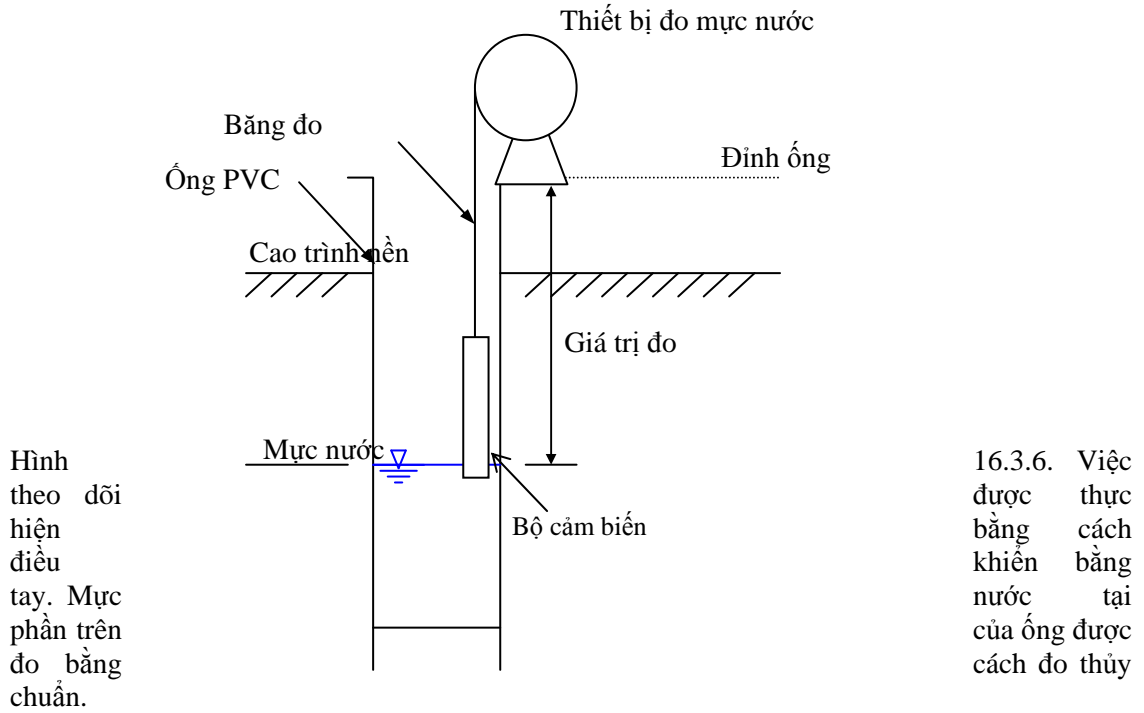
Việc quan trắc lún tại bàn đo lún thường là đo cao độ, như trình bày tại Hình 16.3.5. Độ lún chính là sự chênh lệch giữa cao độ ban đầu và cao độ đo được tại bàn đo lún. Ống ngoài (ống G.S) dùng để giảm ma sát gây ra do áp lực đất, sẽ được giữ tới trước đợt san lấp tiếp theo.



Hình 16.3.5 Phương pháp quan trắc bằng bàn đo lún

b) Ống đứng

Việc theo dõi mực nước ngầm thường được thực hiện bằng cách sử dụng thiết bị đo mực nước như trong



Hình 16.3.6 Phương pháp theo dõi bằng Ống đứng

c) Giãn kế

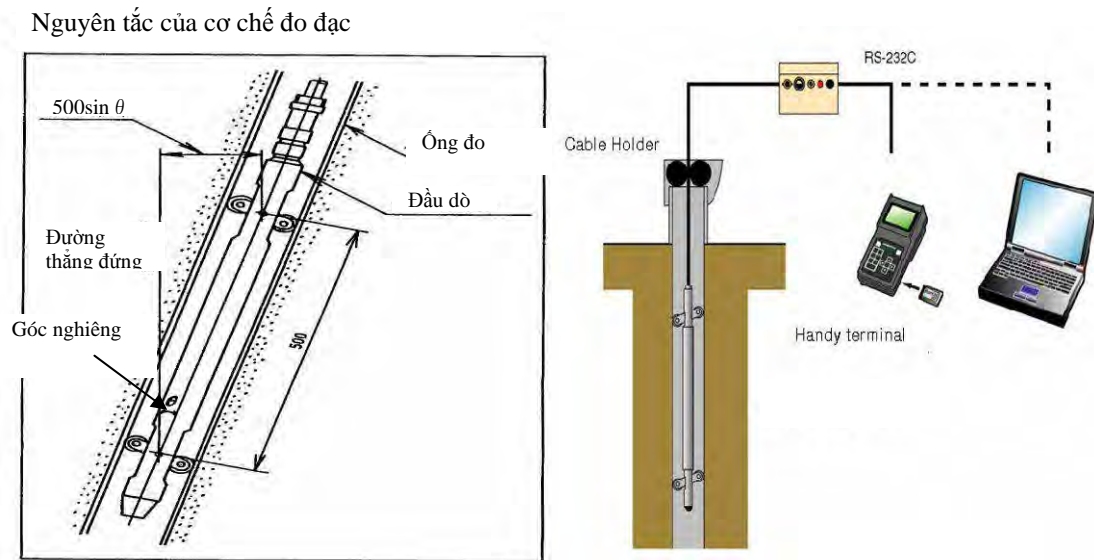
Nam châm hình nhện được gắn vào ống dẫn tạo ra từ tính bằng cách di chuyển bộ cảm biến lên xuống trong ống dẫn. Có thể biết được vị trí của nam châm bằng cách đo sự thay đổi từ tính

gây ra do nam châm. Độ lún có thể tính toán được bằng cách so sánh các số liệu ban đầu và các số liệu quan trắc hiện tại.

Đầu tiên, bộ cảm biến được đặt tại đáy ống một thời gian, cho đến khi bộ cảm biến thích nghi với nhiệt độ nước trong lỗ khoan. Sau đó bộ phận chỉ thị sẽ được đưa về mốc 0 và bắt đầu đo bằng cách di chuyển bộ cảm biến lên xuống trong ống dẫn. Cao độ đỉnh ống sẽ được xác định tại mỗi lần đo.

d) Thiết bị quan trắc chuyển vị ngang

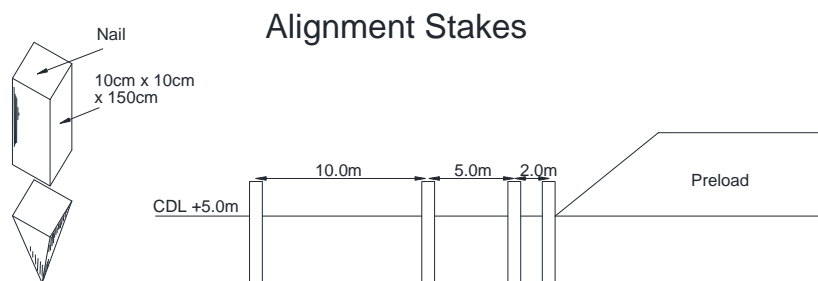
Việc đo đạc bằng thiết bị quan trắc chuyển vị ngang thường được thực hiện bằng cách đo góc nghiêng của ống dẫn hướng tại từng độ sâu quan trắc. Nguyên tắc của cơ chế đo được trình bày trong hình vẽ dưới đây. Số liệu đo được ghi lại trong thiết bị thu thập dữ liệu (Thiết bị cầm tay) tại hiện trường và gửi thẳng tới máy tính tại văn phòng như trong Hình 16.3.7.



Hình 16.3.7 Phương pháp đo bằng Thiết bị quan trắc chuyển vị ngang

e) Mốc hướng tuyến

Mốc hướng tuyến sẽ được đặt tại chân nền đắp gia tải, như thể hiện trong Hình 16.3.8. Cần đảm bảo độ ổn định của nền đắp gia tải nhờ quan trắc chuyển vị phương ngang.



Hình 16.3.8 Sơ đồ bố trí mốc hướng tuyến để quan trắc sự chuyển vị phương ngang

16.3.4 Phương pháp dự báo độ lún trong tương lai và Xác nhận quá trình cố kết

1) Phương pháp dự báo độ lún trong tương lai

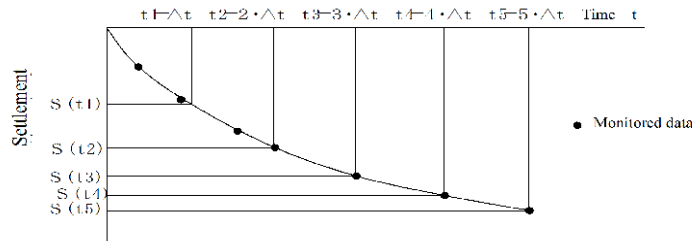
Có một số phương pháp dự báo trong tương lai đã được đề xuất bởi các nhà nghiên cứu. Tuy nhiên, Nghiên cứu này sử dụng phương pháp Asaoka, là phương pháp được phổ biến trong nhiều dự án tại Việt Nam.

Độ lún được phân tích bằng công thức sau;

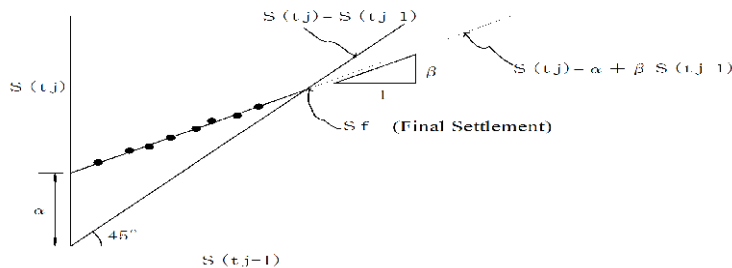
$$S_j = \beta_0 + \sum \beta_i \cdot S_{j-1} \quad : \quad (i=1 \text{ đến } n)$$

Độ lún cuối cùng (S_∞) có thể được tính toán bằng các số liệu biểu thị trong bảng tại Hình 16.3.9 và Hình 16.3.10.

$$S_f = \frac{\alpha}{1 - \beta}$$



Hình 16.3.9 Mối liên hệ giữa $t_j - S(t_j)$ trong phương pháp Asaoka



Hình 16.3.10 Mối liên hệ giữa $S(t_j) - S(t_j-1)$ trong phương pháp Asaoka

2) Xác nhận quá trình cố kết

Thời gian gia tải bằng biện pháp bắc thăm đứng + gia tải được tính toán cho điều kiện độ lún sẽ đạt 80%, thời gian này kéo dài từ 4 đến 9 tháng, phụ thuộc vào khoảng cách bắc thăm. Phân tích độ lún để khẳng định quá trình cố kết sẽ được thực hiện ít nhất 2 lần như sau;

- (1) **Giai đoạn 1:** Phân tích tính toán độ lún bằng phương pháp Asaoka được thực hiện tại thời điểm 3 tháng sau khi hoàn thành đắp gia tải. Nếu theo các kết quả phân tích, độ lún cố kết lớn hơn 75% thì quá trình cố kết được đánh giá là đúng tiến độ. Trong trường hợp độ lún cố kết thấp hơn 80% thì cần cân nhắc thực hiện thêm các biện pháp khác như đắp gia tải thêm hoặc kéo dài thời gian gia tải.
- (2) **Giai đoạn 2:** Phân tích tính toán độ lún bằng phương pháp Asaoka và phân tích độ lún cố kết lý thuyết dựa trên các số liệu lún đo được tại thời điểm 6 tháng sau khi hoàn thành đắp gia tải. Nếu độ lún cố kết tính toán tại thời điểm dỡ nền gia tải là trên 80% và độ lún dư trong phân tích lún cố kết đáp ứng các tiêu chí thiết kế thì quá trình gia tải sẽ kết thúc và thực hiện dỡ nền gia tải.

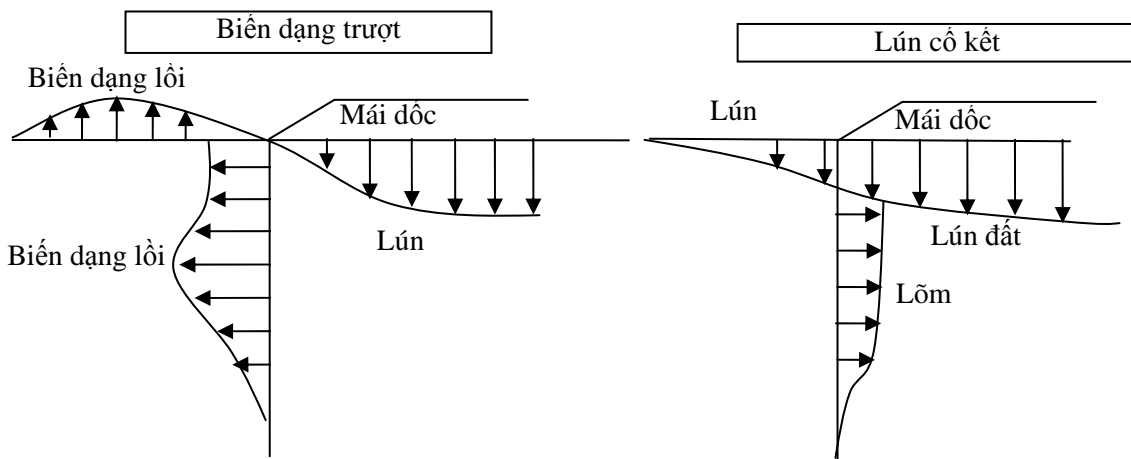
Việc kiểm tra và quyết định sử dụng thêm các biện pháp để đẩy nhanh tốc độ cố kết sẽ được thực hiện trong bước phân tích tại Giai đoạn 1. Trong bước phân tích tại Giai đoạn 2, việc đánh giá cuối cùng cho quá trình cố kết sẽ được thực hiện.

Phân tích lún được thực hiện cho khu vực nơi đặt bàn đo lún. Các tính chất cơ lý đất và mặt cắt địa chất sử dụng trong phân tích độ lún cố kết lý thuyết được lấy từ thiết kế ban đầu về xử lý nền đất yếu. Trong phân tích đường cong lún cố kết theo lý thuyết với đường cong lún thực tế, một số tính chất cơ lý đất đã được điều chỉnh để phù hợp với cả hai đường cong lún.

16.3.5 Theo dõi độ ổn định mái dốc khi đắp đất

Phần này miêu tả phương pháp theo dõi độ ổn định của mái dốc dựa trên các số liệu quan trắc. Các số liệu quan trắc cần thiết để theo dõi độ ổn định của mái dốc là độ chuyển vị phương ngang của đất tại chân mái dốc nền đắp và độ lún đất theo phương thẳng đứng tại đỉnh mái dốc nền đắp.

Không thể giải thích về sự biến dạng nền đất do tải trọng nền đắp một cách đơn giản vì cơ chế biến dạng khá phức tạp. Nhìn chung, sự biến dạng nền đất trong quá trình xây dựng xảy ra do phá hoại trượt và lún cố kết như trong Hình 16.3.11. Trong trường hợp độ lún cố kết lớn hơn độ biến dạng trượt thì nền đất được coi là ổn định. Mặt khác, nếu độ biến dạng trượt lớn hơn độ lún cố kết thì nền đất được coi là không ổn định.



Hình 16.3.11 Sơ đồ điển hình về sự biến dạng nền đất

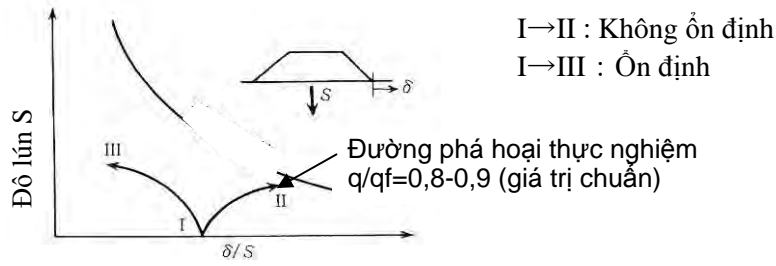
Những biểu hiện của nền đất khi bị biến dạng trượt hoặc trở nên bất ổn định như sau;

- Vết nứt nhỏ xuất hiện tại đỉnh hoặc chân mái dốc nền đắp
- Sự biến dạng theo phương ngang tại chân mái dốc nền đắp trôi ra phía ngoài, mức độ nhanh
- Nền đất tại chân mái dốc nền đất bị biến dạng lồi mức độ nhanh

Ba (3) phương pháp kiểm soát độ ổn định mái dốc thường được sử dụng là;

(1) Phương pháp Matsuo-Kawamura

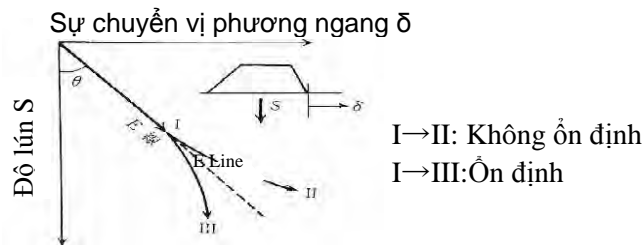
Các giá trị về S và δ/S tính toán từ các số liệu quan trắc, độ lún theo phương thẳng đứng (S) và độ chuyển vị ngang (δ) được biểu thị trong bảng tại Hình 16.3.12. Nếu đồ thị biến dạng quan trắc được hướng về Đường phá hoại thực nghiệm thì mái dốc được coi là không ổn định. Nếu đồ thị này ngược hướng với Đường phá hoại thực nghiệm thì mái dốc được coi là ổn định.



Hình 16.3.12 Phương pháp Matsuo-Kawamura

(2) Phương pháp Tominaga-Hashimoto

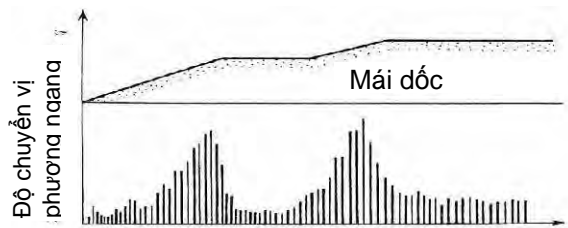
Độ lún theo phương thẳng đứng (S) và độ chuyển vị ngang (δ) được biểu diễn bằng đồ thị tại Hình 16.3.13. Nếu độ chuyển vị phương ngang (δ) lớn hơn độ lún theo phương thẳng đứng (S) thì mái dốc được coi là không ổn định trượt. Nếu độ lún theo phương thẳng đứng (S) lớn hơn chuyển vị phương ngang (δ) thì mái dốc được coi là ổn định lún cố kết.



Hình 16.3.13 Phương pháp Tominaga-Hashimoto

(3) Phương pháp Kurihara-Mochinaga

Phương pháp này được sử dụng để kiểm tra độ ổn định mái dốc bằng tốc độ chuyển vị phương ngang ($\Delta\delta/\Delta t$). Tiêu chí về tốc độ chuyển vị ($\Delta\delta/\Delta t$) sẽ được xác định trước khi khởi công xây dựng công trình để đảm bảo an toàn khi thi công san lấp.



Hình 16.3.14 Phương pháp Kurihara-Mochinaga

Việc theo dõi độ ổn định mái dốc căn cứ vào số liệu quan trắc trong quá trình thi công san lấp là rất cần thiết để đảm bảo an toàn cho công trình.

Ba phương pháp theo dõi độ ổn định của mái dốc trên được tóm tắt trong Bảng 16.3.4. Ngoài việc theo dõi độ ổn định của mái dốc cần theo dõi trực quan hàng ngày về sự bất thường, sự biến dạng v.v. tại khu vực thi công.

Bảng 16.3.4 Phương pháp theo dõi ổn định mái dốc

Phương pháp theo dõi	Số liệu quan trắc được sử dụng	Phương pháp theo dõi (Bảng theo dõi độ ổn định)	Ví dụ về tiêu chí theo dõi độ ổn định của mái dốc *
----------------------	--------------------------------	---	---

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

Phương pháp Tominaga-Hashimoto (S - δ)	S : Độ lún δ : Độ chuyển vị phương ngang	Số liệu theo đôi trong Bảng (S - δ) (xem Hình 16.3.12)	Xác định xu hướng của góc ($\theta = \delta/S$) I → II : Không ổn định I → III : Ổn định Mái dốc được coi là không ổn định khi tỷ lệ δ/S lớn hơn δ/S tại giai đoạn tôn tạo ban đầu.
Phương pháp Matsuo-Kawamura (S - δ/S)	S : Độ lún δ : Độ chuyển vị phương ngang	Số liệu theo đôi trong Bảng (S - δ/S) (xem Hình 16.3.13)	Xác định xu hướng của số liệu quan trắc I → II : Không ổn định I → III : Ổn định So sánh với Đường phá hoại thực nghiệm (q/qf) Số liệu quan trắc < (q/qf) = 0,8-0,9 (giá trị chuẩn) Mái dốc được coi là không ổn định số liệu quan trắc tiệm cận với Đường phá hoại thực nghiệm (q/qf = 1,0).
Phương pháp Kurihara-Mochinaga (Δδ/Δt - t)	δ : Độ chuyển vị phương ngang	Số liệu theo đôi trong Bảng (Δδ/Δt - t) (xem Hình 16.3.14)	Tỷ lệ chuyển vị phương ngang Δδ/Δt < 1 đến 2 cm/ngày (giá trị chuẩn) Mái dốc được coi là không ổn định số liệu quan trắc tiệm cận với giá trị chuẩn

* Các tiêu chí sẽ được quyết định khi thảo luận với các đơn vị liên quan dựa trên các số liệu quan trắc

16.4 Thiết kế chi tiết của Kè hạ lưu

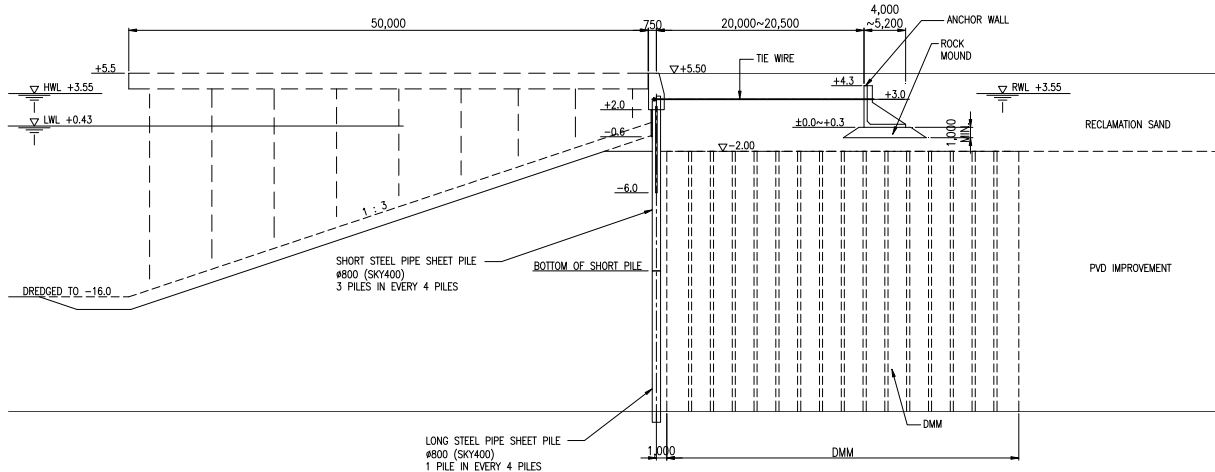
Do kết cấu của Kè hạ lưu không phức tạp nên thiết kế cơ sở của Kè hạ lưu đề cập trong Mục 7.5, Chương 7 sẽ được coi là thiết kế chi tiết.

16.5 Thiết kế chi tiết Tường chắn đất

16.5.1 Điều kiện thiết kế

1) Mặt cắt điển hình

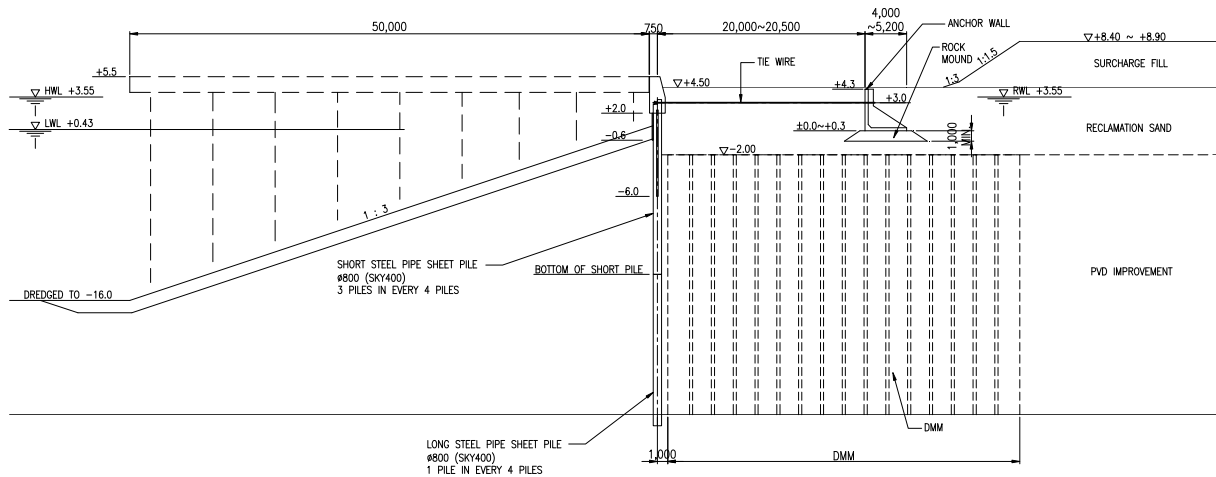
- Trong khi xây dựng



- Sau khi hoàn thành (trong giai đoạn vận hành)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



2) Tiêu chuẩn và quy chuẩn thiết kế

TT	Tên tài liệu	Nhà xuất bản
1	Tiêu chuẩn kỹ thuật và chú giải đối với các công trình cảng ở Nhật Bản (2002)	Viện Phát triển ven biển hải ngoại của Nhật Bản
2	Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật cầu đường bộ - Tháng 3/2002	Hội đường ô tô Nhật Bản
3	Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật kết cấu bê tông - 2007	Hội Kỹ sư Xây dựng Nhật Bản

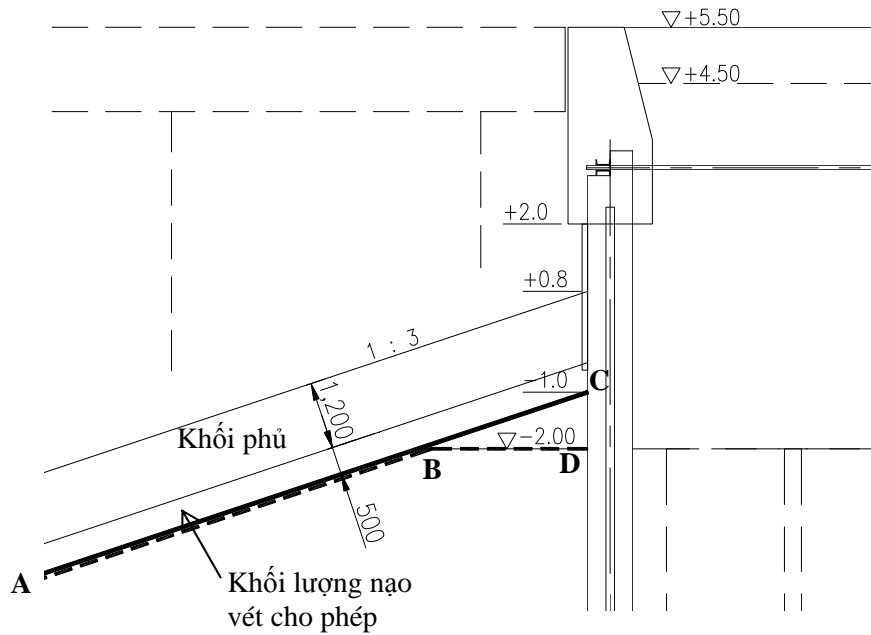
3) Tuổi thọ thiết kế dự án

- 50 năm

4) Cao trình

Lô	Điều kiện	Cao trình mặt đất hoàn thiện	Cao độ đáy biển	Độ dốc phía trước tường chắn đất	Cao trình đỉnh của DMM
Lô-a, b, c & d	Trong khi xây dựng	+4,50m	-2,0m *	1 : 3	-2,0m
	Sau khi hoàn thành	+5,50m	-1,0m *	1 : 3	-2,0m
Lô-1	Trong khi xây dựng	+4,50m	-5,0m	Phương ngang	-2,0m
	Sau khi hoàn thành	+5,50m	-5,0m	Phương ngang	-2,0m

Ghi chú *: Cao trình đỉnh của khối đá phủ phía trước tường chắn đất được tính toán là +0,8m CD. Giả sử độ dày của lớp đá phủ là 1,2m thì cao độ đáy của lớp phủ sẽ là -0,465m CD tại vị trí tường chắn đất. Độ dốc đáy biển thiết kế sẽ như đường A-B-C với nạo vét sai số là 0,5m. Tương tự như vậy, độ dốc đáy biển thiết kế trong khi xây dựng được xác định theo đường A-B-D. Trong trường hợp sau khi hoàn thành, trọng lượng khối đá phủ sẽ không được tính đến.



5) Thủy triều và Mực nước dư

- Mực nước cao nhất : +3,55 mCDL
- Mực nước thấp nhất : +0,43 mCDL
- Mực nước dư : +3,55 mCDL (giả thiết tường không thấm nước)

6) Tải trọng phụ thêm thiết kế

- Sau khi hoàn thành : w = 30 kPa
- Trong khi xây dựng : w = 20 kPa
- Cát tón tạo : $\gamma = 18\text{kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$.

7) Vật liệu

a) Bê tông

Cường độ nén của bê tông 28 ngày tuổi như sau:

Cường độ nén của bê tông 28 ngày tuổi		Mô-đun đàn hồi
Khối hình hộp	Khối lăng trụ	
40 MPa	30 MPa	28 kN/mm ²

b) Thép

Loại	Thông số kỹ thuật	Cường độ chảy dẻo	Ứng suất cho phép
Cọc ống ván thép (SSPP)	SKY400	235 MPa	140 MPa
Thép kết cấu	SS400	235 MPa	140 MPa
Cốt thép	SD295	295 MPa	180 MPa

8) Chống ăn mòn cho vật liệu thép

a) Cọc ống ván thép (SPSP)

- Sử dụng biện pháp bê tông bọc ngoài cọc ống thép, bắt đầu từ đáy bê tông tường đỉnh xuống đến đáy biển. Biện pháp chống ăn mòn ca-tốt không được sử dụng.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

- Đối với bề mặt cọc ống ván thép tiếp xúc trực tiếp với đất, độ ăn mòn được xác định theo tỷ lệ bị ăn mòn là 0,03mm/năm. Độ ăn mòn thiết kế của cọc ống ván thép là 1,5mm ($t = 0,03\text{mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,5\text{mm}$).

b) Dầm ốp

- Không xem xét dự phòng ăn mòn cho dầm ốp trong kết cấu cọc ống ván thép do dầm ốp được đóng hoàn toàn vào bê tông tường đỉnh.
- Độ ăn mòn của dầm ốp trong kết cấu cọc ống ván thép được xác định theo tỷ lệ ăn mòn là 0,03mm/năm. Độ ăn mòn thiết kế của cọc ống ván thép là 1,5mm ($t = 0,03\text{mm/năm} \times 50 \text{ năm} = 1,5\text{mm}$).

9) Tải trọng động đất

- Không xét đến

10) Hệ số an toàn

a) Chiều dài neo của cọc ống ván thép

Phương pháp thiết kế	Hệ số an toàn
Phương pháp đường cong biến dạng	FS=1,2
Phương pháp liên kết tự do	FS=1,2

b) Lực neo của tường neo (cho tường hình chữ L)

Tiêu chí chung

Trường hợp	Hệ số an toàn	Tiêu chí cho phép	Ghi chú
Sau khi hoàn thành	FS=2,5	$T_p + P_a \leq P_p / FOS$ (xem Ghi chú)	Tp : Lực chịu kéo của thanh neo Pa : áp lực chủ động của đất Pp : áp lực bị động của đất
Trong khi xây dựng	FS=2,0		

Ghi chú: Trong thiết kế này, tường hình chữ L được sử dụng làm hệ thống neo. Do điểm đặt thanh neo lệch hướng so với trọng tâm của áp lực đất, hiệu ứng xoay của tường hình chữ L sẽ được xem xét. Theo đó, các tiêu chí trên được điều chỉnh như sau:

Tiêu chí điều chỉnh

Trường hợp	Hệ số an toàn	Tiêu chí cho phép	Ghi chú
Sau khi hoàn thành	FS=2,5	$T_p + P_a \leq (P_p' + F) / FOS$ (xem Ghi chú)	Tp : lực chịu kéo của thanh neo Pa : áp lực chủ động của đất Pp' : áp lực bị động của đất bị giảm khi xét đến tính dẻo – đàn hồi F : sức kháng cơ sở của tường hình chữ L
Trong khi xây dựng	FS=2,0		

Ghi chú : Phân tích sau đã được thực hiện để đảm bảo các điều kiện này được đáp ứng:

- Tường hình chữ L và lớp đất phủ được giả định là kết cấu liên khối.
- Liên kết đàn hồi được sử dụng ở mặt phía trước (phía biển) và mặt đáy của tường neo.
- Tải trọng áp dụng: tải trọng tĩnh, áp lực chủ động của đất (Pa) và lực kéo của thanh neo (Tp).
- Tính toán cho 2 trường hợp: Trường hợp 1 là áp dụng tải trọng tiêu chuẩn (Pa+Tp) để kiểm tra chuyển vị ngang của tường neo tại vị trí đặt thanh neo. Trường hợp 2 là áp dụng tải trọng tính toán (Pa+Tp) x Hệ số an toàn, để kiểm tra khả năng chịu kéo tới hạn của lực giữ bị động của tường neo trong trường hợp áp lực đất bị động không toàn phần khi tường neo bị chuyển vị xoay.
- Tiêu chí nghiệm thu được đưa ra trong bảng dưới đây.

Trường hợp	Phân tích	Độ chuyển vị cho phép	Góc quay cho phép
Sau khi hoàn thành	Với tải trọng tiêu chuẩn	$\delta \leq 30\text{mm}$	$\theta \leq 0,02 \text{ rad}$
Trong khi xây dựng	Với tải trọng tính toán	không áp dụng	$\theta \leq 0,02 \text{ rad}$

Ghi chú: Góc xoay giới hạn 0.02 rad ($\approx 1^\circ$) được xác định dựa trên Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật cầu đường bộ - Tháng 3/2002.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỢP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

c) Sức chịu tải của cọc

Trường hợp	Hệ số an toàn	Tiêu chí nghiệm thu	Ghi chú
Điều kiện bình thường (với ma sát âm)	FS=2,5	$P \leq Ra$	$Ra \leq Ru/FS$ Ru : Sức kháng tới hạn

d) Chống nứt cho kết cấu bê tông

Chiều rộng của vết nứt do tải trọng trong trạng thái giới hạn bền không được vượt quá các giá trị sau:

- Trường hợp bề mặt bê tông tiếp xúc với nước biển : $w = 0,0035 C$
- Các trường hợp khác : $w = 0,0040 C$

Trong đó, C là chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép.

11) Điều kiện địa chất

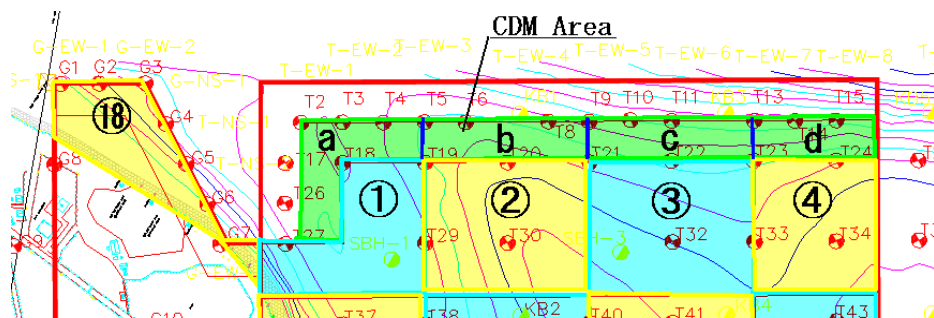
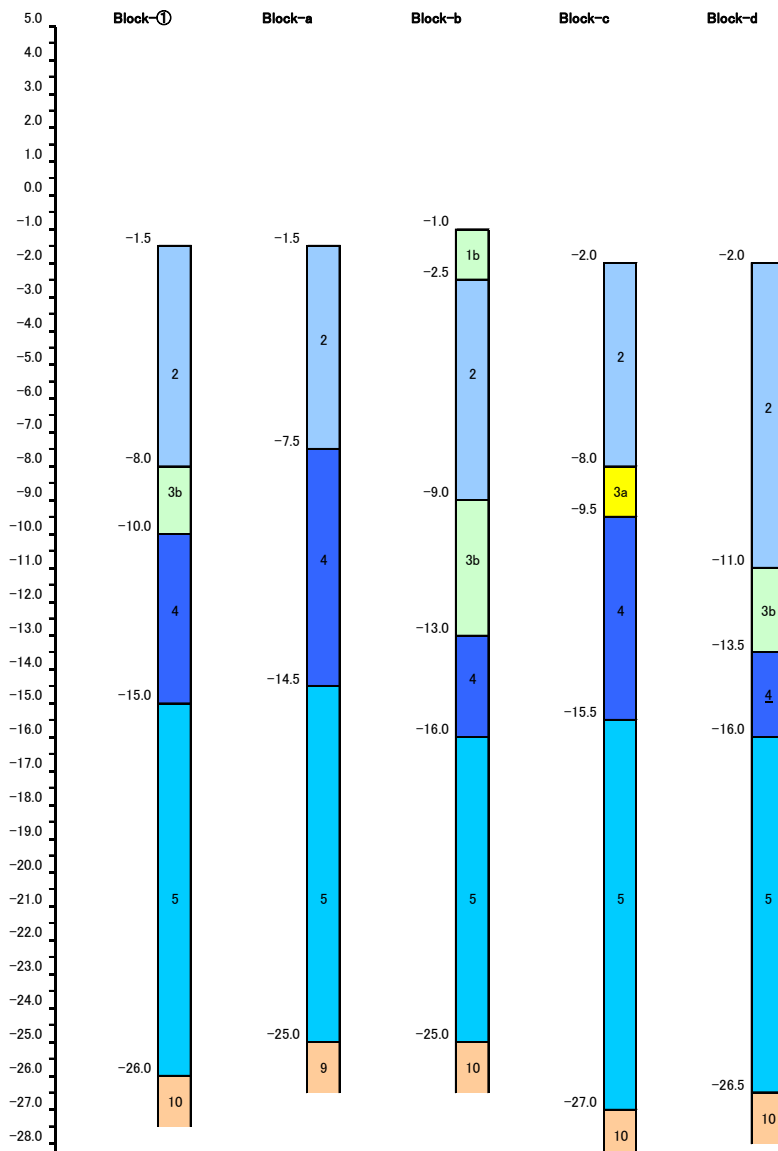
Design Parameres

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

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



Hình 16.5.1 Điều kiện địa chất áp dụng

16.5.2 Thiết kế tường chắn đất (SPSP)

Kết quả tính toán sẽ được tóm tắt trong phần này. Kết quả tính toán chi tiết sẽ được trình bày trong Phụ lục 7-7 và 7-8.

1) Tường cọc ván thép

Cọc ván thép có đường kính 800mm và loại liên kết P-T với chiều rộng 180mm sẽ được áp dụng

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -

cho kết cấu tường chắn đất. Độ dày của cọc ván thép được xác định dựa trên mô-men uốn tối đa và ứng suất cho phép của vật liệu. Ứng suất trên tiết diện tường cọc được tính toán theo phương trình sau:

$$\delta = M_{\max} / Z$$

Trong đó,

M_{\max} : Mô-men uốn tối đa (trên 1m)

Z : Mô-đun kháng uốn (trên 1m) sau khi ăn mòn

Kết quả tính toán tiết diện tường cọc được tóm tắt trong bảng sau. Kết quả tính toán chi tiết được trình bày trong Phụ lục 7-7 và 7-8.

	Lô a	Lô b	Lô c	Lô d	Lô 1
Mô-men uốn lớn nhất	457,1 kNm	524,7 kNm	509,3 kNm	546,9 kNm	786,6 kNm
Cọc ống thép thiết kế	D800, t=10	D800, t=10	D800, t=10	D800, t=10	D800, t=14
Ứng suất lớn nhất trên tiết diện tường cọc	109,1 MPa	125,2 MPa	121,5 MPa	123,8 MPa	129,6 MPa
Ứng suất cho phép	140 MPa	140 MPa	140 MPa	140 MPa	140 MPa
Đánh giá	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp

2) Thanh neo

Lực chịu kéo của thanh neo được xác định theo công thức sau:

$$T = A_p \cdot L \cdot \sec \theta_1 \cdot \sec \theta_2$$

Trong đó:

T : lực kéo của thanh neo (kN/thanh)

A_p : Phản lực của tường cọc tại điểm đặt thanh neo (kN/m)

L : khoảng cách giữa các thanh neo (m)

θ_1 : góc thẳng đứng của thanh neo so với phương ngang (độ)

θ_2 : góc lệch trên mặt bằng của thanh neo so với hướng vuông góc với tuyến tường cừ (độ)

Cường độ kéo yêu cầu của thanh neo: $R = T \times FS$ ($FS = 3,8$ - Hệ số an toàn - OCDI).

Kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

	Lô a	Lô b	Lô c	Lô d	Lô 1
Phản lực lớn nhất tại điểm đặt thanh neo	249,1 kN/m	264,2 kN/m	260,9 kN/m	275,2 kN/m	319,3 kN/m
Lực kéo thanh neo	488,3 kN	518,0 kN	511,4 kN	539,5 kN	625,8 kN
Cường độ kéo tối thiểu	1855,8 kN	1968,2 kN	1943,4 kN	2050,1 kN	2378,1 kN
Cường độ kéo yêu cầu	>1856 kN	>1969 kN	> 1944 kN	>2051 kN	> 2379 kN
Loại thanh neo	TR - 202	TR - 202	TR - 202	TR - 221	TR - 255

3) Dầm ốp của tường mặt

Mô-men uốn lớn nhất của dầm ốp được tính toán theo phương trình sau:

$$M_{maz} = \frac{T \cdot L}{10.0}$$

Trong đó;

- M_{max} : mô-men uốn lớn nhất trên dầm ốp (kN-m)
- T : lực chịu kéo của thanh neo (kN/dây)
- L : chiều dài thanh neo (m)

Ứng suất trên tiết diện ngang của cọc được tính toán như sau:

$$\delta = M_{max} / Z$$

Trong đó,

- M_{max} : Mô-men uốn lớn nhất (trên mỗi 1m)
- Z : Mô-đun kháng uốn (trên mỗi 1m) của dầm ốp

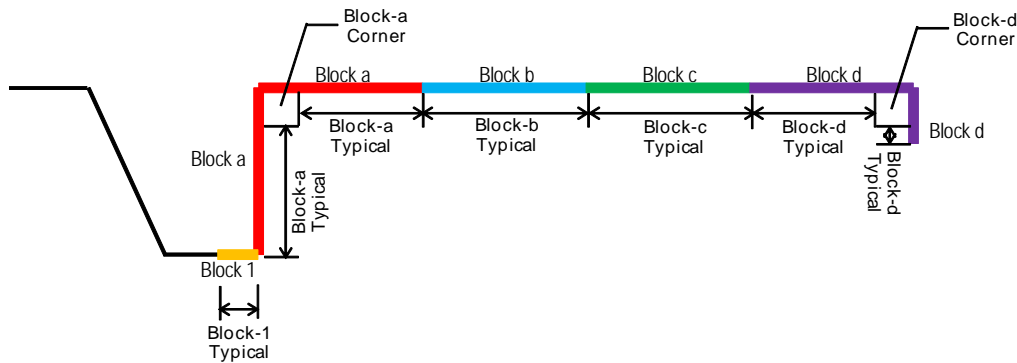
Kết quả tính toán dầm ốp được trình bày trong bảng sau:

	Lô a	Lô b	Lô c	Lô d	Lô 1
Mô-men uốn lớn nhất	95,7 kNm	101,5 kNm	100,2 kNm	100,3 kNm	122,7 kNm
Dầm ốp thiết kế	2x [250x 90x11x14,5	2x [250x 90x11x14,5	2x [250x 90x11x14,5	2x [250x 90x11x14,5	2x [250x 90x11x14,5
Ứng suất mặt cắt tối đa	128,0 MPa	135,7 MPa	134,0 MPa	138,1 MPa	124,1 MPa
Ứng suất cho phép	140 MPa	140 MPa	140 MPa	140 MPa	140 MPa
Đánh giá	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp	Phù hợp

4) Hệ thống neo

a) Loại hệ thống neo

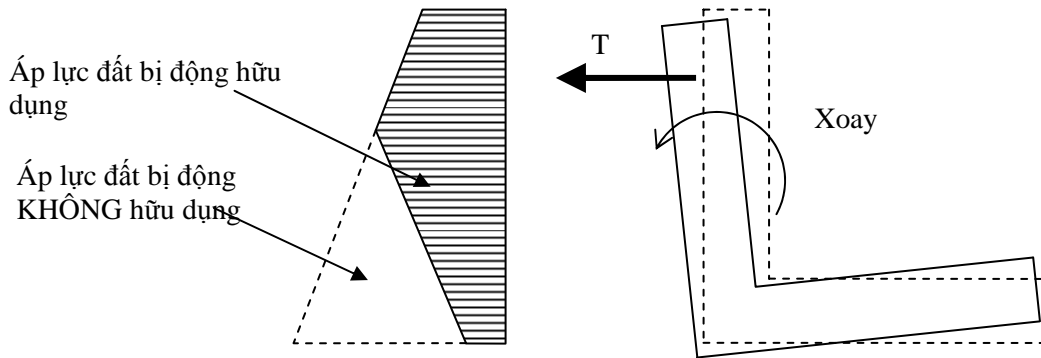
Loại tường bê tông hình chữ L được áp dụng làm hệ thống neo tường cọc ống ván thép.



b) Tính toán cho tường neo loại tường hình chữ L

i) Phương pháp tính toán

Trong trường hợp tường neo loại tường hình chữ L có điểm đặt thanh neo tại cao trình +3,0m CD, tường hình chữ L có thể bị xoay do trọng tâm của áp lực bị động của đất thấp hơn nhiều so với điểm đặt thanh neo. Do bị xoay nên lực giữ do áp lực đất bị động tại phần dưới của tường neo sẽ không có tác dụng.



Tường neo loại tường hình chữ L được thiết kế có xem xét đến hiệu ứng xoay như trên. Chi tiết phương pháp kiểm nghiệm được trình bày trong Phụ lục 16-2

ii) Kết quả phân tích độ ổn định

Kích thước tường chắn đất hình chữ L được xác định như sau:

TT	Cao trình đỉnh	Cao trình đáy	Chiều rộng	Độ dày	
				Tường	Móng bản
Lô-1	+4,30 mCDL	+0,00 mCDL	5,20 m	0,45 m	0,60 m
Lô-a	+4,30 mCDL	+0,30 mCDL	4,00 m	0,45 m	0,60 m
Lô-b	+4,30 mCDL	+0,30 mCDL	4,20 m	0,45 m	0,60 m
Lô-c	+4,30 mCDL	+0,30 mCDL	4,20 m	0,45 m	0,60 m
Lô-d	+4,30 mCDL	+0,30 mCDL	4,50 m	0,45 m	0,60 m

Việc kiểm tra thiết kế được thực hiện theo quy trình nêu trên bằng cách sử dụng phần mềm Microsoft Excel. Chi tiết phân tích được trình bày trong Phụ lục 16-2 và các kết quả được trình bày trong bảng sau.

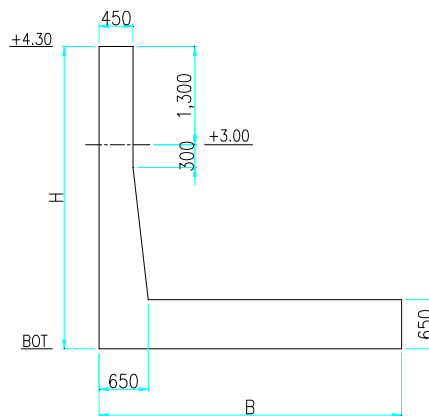
		Block-1		Block-a		Block-b		Block-c		Block-d	
		During Construction	After Completion	During Construction	After Completion	During Construction	After Completion	During Construction	After Completion	During Construction	After Completion
Working Load	Rotation angle θ	0.0025 rad	0.0028 rad	0.0028 rad	0.0032 rad	0.0027 rad	0.0031 rad	0.0027 rad	0.0031 rad	0.0025 rad	0.0030 rad
	Acceptance Criteria	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$
	Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Horizontal Deflection δ	6.3 mm	7.6 mm	5.1 mm	6.3 mm	5.3 mm	6.5 mm	5.2 mm	6.4 mm	4.9 mm	6.2 mm
Ultimate Load (Factored Load)	Factor imposed on Working Load	$\gamma_f = 2.0$	$\gamma_f = 2.5$	$\gamma_f = 2.0$	$\gamma_f = 2.5$	$\gamma_f = 2.0$	$\gamma_f = 2.5$	$\gamma_f = 2.0$	$\gamma_f = 2.5$	$\gamma_f = 2.0$	$\gamma_f = 2.5$
	Rotation angle θ	0.0062 rad	0.0103 rad	0.0071 rad	0.0104 rad	0.0078 rad	0.0155 rad	0.0069 rad	0.0106 rad	0.0046 rad	0.0051 rad
	Acceptance Criteria	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$	$\theta \leq 0.02\text{rad}$
	Check	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Ultimate Load (Factored Load)	Horizontal Deflection δ	27.7 mm	53.6 mm	22.4 mm	39.8 mm	25.0 mm	53.2 mm	23.2 mm	42.6 mm	19.6 mm	33.2 mm
	Acceptance Criteria	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Check	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Check	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

5) Kiểm tra cốt thép

Có thể thấy rõ rằng các lực thiết kế trong giai đoạn khai thác (sau khi hoàn thành) sẽ lớn hơn trong giai đoạn thi công. Do đó, cốt thép phải được thiết kế để chịu được lực xuất hiện trong giai đoạn khai thác. Các kích thước của khối neo được trình bày như sau:

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



Hình 16.5.2 Kích thước của khối tường chắn

Khối	B (mm)	H (mm)	Cao độ đáy bản mặt cầu (m CD)
Khối -l	4.000	4.000	+0,30
Khối -a	4.200	4.000	+0,30
Khối -b	4.200	4.000	+0,30
Khối -c	4.500	4.000	+0,30
Khối -d	5.200	4.300	±0,00

Kết quả tính toán cho cốt thép được trình bày trong những bảng sau.

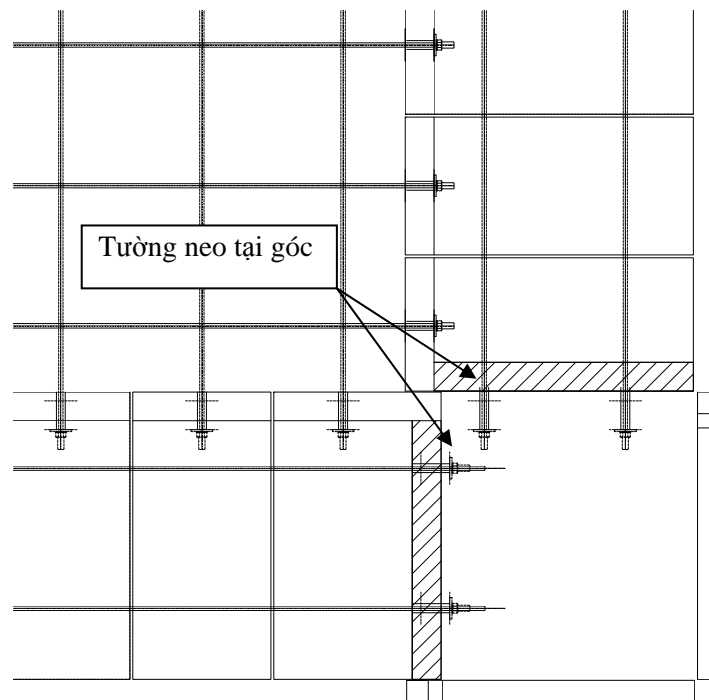
Bảng 16.5.1 Kết quả tính toán cốt thép (đằng trước tường (phía biển) và bản mặt cầu (dưới))

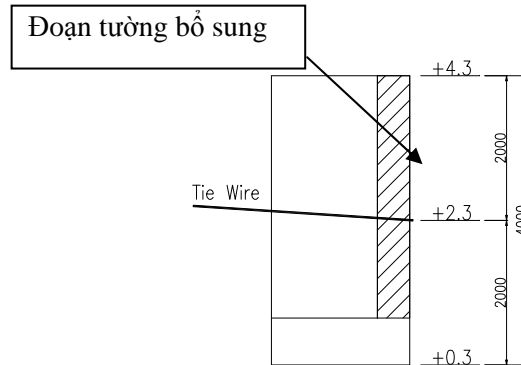
Concrete Section Design by Allowable Stress Method				Block-1	Block-a	Block-b	Block-c	Block-d
Type of Member				Slab	Slab	Slab	Slab	Slab
Section Property								
Breadth of Section	b	mm		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Height of Section	h	mm		450	450	450	450	450
Effective height for tensile bar	d	mm		364	364	364	364	364
Design Load								
Bending Moment	M	kNm		77.90	78.32	78.21	77.69	74.66
Shear Force	S	kN		219.95	150.13	165.10	162.63	175.20
Allowable Stress - Reinforcement								
Material				SD295	SD295	SD295	SD295	SD295
Allowable stress	σ_s	MPa		180	180	180	180	180
Allowable Stress - Concrete								
Standard Strength 28 days cylinder	σ_{ck}	MPa		30	30	30	30	30
Allowable bending compressive stress	σ_{ca}	MPa		11.0	11.0	11.0	11.0	11.0
Allowable shear stress without links	τ_a	MPa		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Young's modulus ratio	n			7.14	7.14	7.14	7.14	7.14
Rebar Arrangement								
<Tensile bar>	Bar-1			6.67 -D22	6.67 -D22	6.67 -D22	6.67 -D22	6.67 -D22
	Bar-2			0 -D16	0 -D16	0 -D16	0 -D16	0 -D16
	A_s	mm ²		2.535	2.535	2.535	2.535	2.535
	p			0.006966	0.006966	0.006966	0.006966	0.006966
Cover	C	mm		75	75	75	75	75
Spacing	C_s	mm		150	150	150	150	150
<Link>				0 -D13	0 -D13	0 -D13	0 -D13	0 -D13
	Area	mm ²		0	0	0	0	0
	Spacing	mm		200	200	200	200	200
Working Stress								
Increment Factor for Allowable Stress				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Concrete Compressive Stress	Working stress	σ_c	MPa	4.79	4.82	4.81	4.78	4.59
	Allowable stress	σ_{ca}	MPa	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
Check !!				OK	OK	OK	OK	OK
Steel Reinforcement	Working stress	σ_s	MPa	92.74	93.24	93.11	92.49	88.88
	Allowable stress	σ_s	MPa	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
Check !!				OK	OK	OK	OK	OK
Shear	Working stress	τ	MPa	0.66	0.45	0.50	0.49	0.53
	Allowable stress	τ_a	MPa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Check !!				OK	OK	OK	OK	OK
Crack Width								
Flexural Crack	Calculated crack width	w	mm	0.263	0.264	0.264	0.262	0.255
	Allowable crack width	w_a	mm	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
Check !!				OK	OK	OK	OK	OK

Bảng 16.5.2 Kết quả tính toán cốt thép (đằng trước tường (phía biển) và bản mặt cầu (trên))

Concrete Section Design by Allowable Stress Method				Block-1	Block-a	Block-b	Block-c	Block-d
	Sym.	Unit						
Type of Member				Slab	Slab	Slab	Slab	Slab
Section Property								
Breadth of Section	b	mm	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	
Height of Section	h	mm	650	650	650	650	650	
Effective height for tensile bar	d	mm	559.0	564.0	564.0	564.0	562.5	
Design Load								
Bending Moment	M	kNm	372.08	193.63	218.40	217.40	250.67	
Shear Force	S	kN	219.95	150.13	165.10	162.63	175.20	
Allowable Stress - Reinforcement								
Material			SD295	SD295	SD295	SD295	SD295	
Allowable stress	σ_{sa}	MPa	180	180	180	180	180	
Allowable Stress - Concrete								
Standard Strength 28 days cylinder	σ_{ck}	MPa	30	30	30	30	30	
Allowable bending compressive stress	σ_{ca}	MPa	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	
Allowable shear stress without links	τ_a	MPa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Young's modulus ratio	n		7.14	7.14	7.14	7.14	7.14	
Rebar Arrangement								
<Tensile bar>	Bar-1		5 -D32	5 -D22	5 -D22	5 -D22	5 -D25	
	Bar-2		5 -D25	5 -D19	5 -D22	5 -D22	5 -D22	
	As	mm ²	6,476	3,318	3,801	3,801	4,355	
	p		0.011584	0.005884	0.006740	0.006740	0.007742	
Cover	C	mm	75	75	75	75	75	
Spacing	Cs	mm	100	100	100	100	100	
<Link>			0 -D13	0 -D13	0 -D13	0 -D13	0 -D13	
	Area	mm ²	0	0	0	0	0	
	Spacing	mm	150	150	150	150	150	
Working Stress								
Increment Factor for Allowable Stress				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Concrete Compressive Stress	Working stress	σ_c	MPa	8.06	5.29	5.67	5.64	6.20
	Allowable stress	σ_{ca}	MPa	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
	Check !!			OK	OK	OK	OK	OK
Steel Reinforcement	Working stress	σ_s	MPa	115.60	112.90	111.77	111.26	112.94
	Allowable stress	σ_{sa}	MPa	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
	Check !!			OK	OK	OK	OK	OK
Shear	Working stress	τ	MPa	0.44	0.29	0.32	0.32	0.34
	Allowable stress	τ_a	MPa	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	Check !!			OK	OK	OK	OK	OK
Crack Width								
Flexural Crack	Calculated crack width	w	mm	0.278	0.279	0.277	0.276	0.277
	Allowable crack width	wa	mm	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
	Check !!			OK	OK	OK	OK	OK

Kết quả tính toán cho đoạn tường neo tại góc được trình bày trong bảng sau.





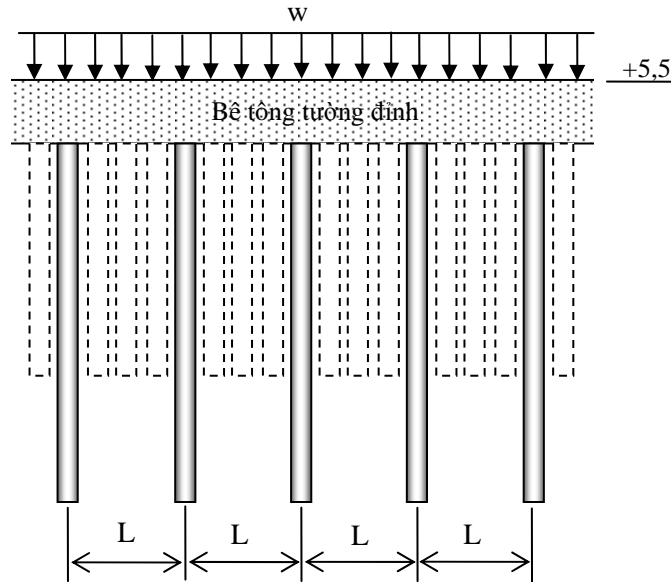
Hình 16.5.3 Mặt bằng và mặt bên của đoạn tường neo tại góc

Bảng 16.5.3 Kết quả tính toán cốt thép (đoạn tường neo tại góc)

Concrete Section Design by Allowable Stress Method				Horizontal Direction	Vertical Direction
Type of Member		Sym.	Unit		
				Slab	Slab
Section Property					
Breadth of Section		b	mm	1,000	1,000
Height of Section		h	mm	450	450
Effective height for tensile bar		d	mm	345	364
Design Load					
Bending Moment		M	kNm	32.29	134.48
Shear Force		S	kN		
Allowable Stress - Reinforcement					
Material				SD295	SD295
Allowable stress		σ_{sa}	MPa	180	180
Allowable Stress - Concrete					
Standard Strength 28 days cylinder		σ_{ck}	MPa	30	30
Allowable bending compressive stress		σ_{ca}	MPa	11.0	11.0
Allowable shear stress without links		τ_a	MPa	1.00	1.00
Young's modulus ratio		n		7.14	7.14
Rebar Arrangement					
<Tensile bar>		Bar-1		6.67 -D16	5 -D22
		Bar-2		0 -D16	5 -D22
		As	mm ²	1,341	3,801
		p		0.003887	0.010443
Cover		C	mm	75	75
Spacing		Cs	mm	150	100
<Link>				0 -D13	0 -D13
		Area	mm ²	0	0
		Spacing	mm	200	200
Working Stress					
Increment Factor for Allowable Stress				1.00	1.00
Concrete Compressive Stress	Working stress	σ_c	MPa	2.78	7.12
	Allowable stress	σ_{ca}	MPa	11.00	11.00
	Check !!			OK	OK
Steel Reinforcement	Working stress	σ_s	MPa	75.03	108.75
	Allowable stress	σ_{sa}	MPa	180.00	180.00
	Check !!			OK	OK
Shear	Working stress	τ	MPa	0.00	0.00
	Allowable stress	τ_a	MPa	1.00	1.00
	Req'd area of rebar	Aw req	mm ²	0.00	0.00
	Rebar provided	Aw	mm ²	0.00	0.00
	Check !!			OK	OK
Crack Width					
Flexural Crack	Calculated crack width	w	mm	0.227	0.271
	Allowable crack width	w _a	mm	0.300	0.300
	Check !!			OK	OK

6) Bê tông tường đỉnh

Dọc tường chắn đất, bê tông tường đỉnh được chia thành các phần có chiều dài tối đa là 25m. Bê tông tường đỉnh được xem như nhịp dầm giữa các cột đỡ. Mô-men uốn và lực cắt được tính toán như dầm liên tục.



Ngoài ra, tường đỉnh được xem như dầm công-xôn và chịu tác động của áp lực chủ động của đất và áp lực nước. Tính toán chi tiết tường đỉnh được trình bày trong Phụ lục 16-2.

16.6 Các công trình hạ tầng kỹ thuật

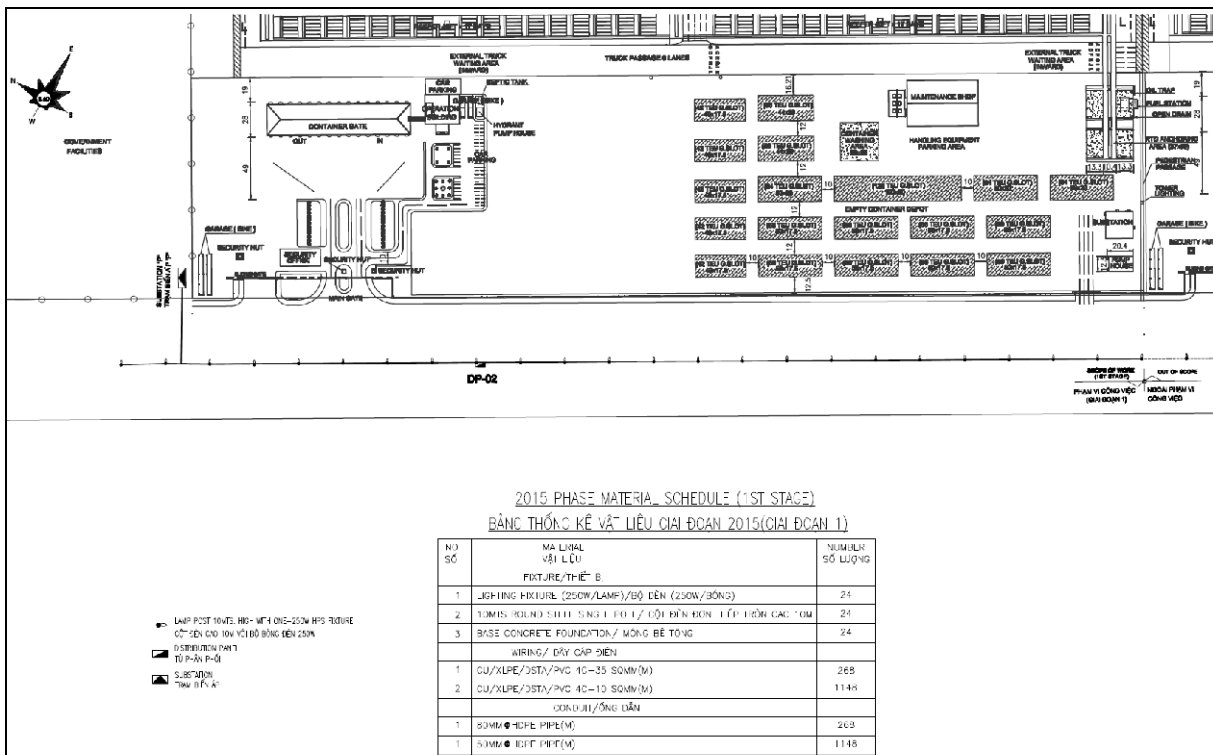
16.6.1 Điện chiếu sáng dọc tuyến đường sau cảng

Hệ thống chiếu sáng dọc tuyến đường sau cảng không nằm trong phạm vi Dự án sử dụng vốn vay ODA.

Nếu phía Việt Nam thực hiện lắp đặt hệ thống chiếu sáng thì sẽ dùng hệ thống cấp điện do Đoàn JICA nghiên cứu để tham khảo. Nguồn cấp điện chiếu sáng đường sau cảng có thể được thiết kế như trình bày trong Hình 16.6.1.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỢP PHẦN CẢNG, Chương 16 -



Hình 16.6.1 Sơ đồ hệ thống chiếu sáng tuyến đường sau cảng trong Giai đoạn 1 (tham khảo)

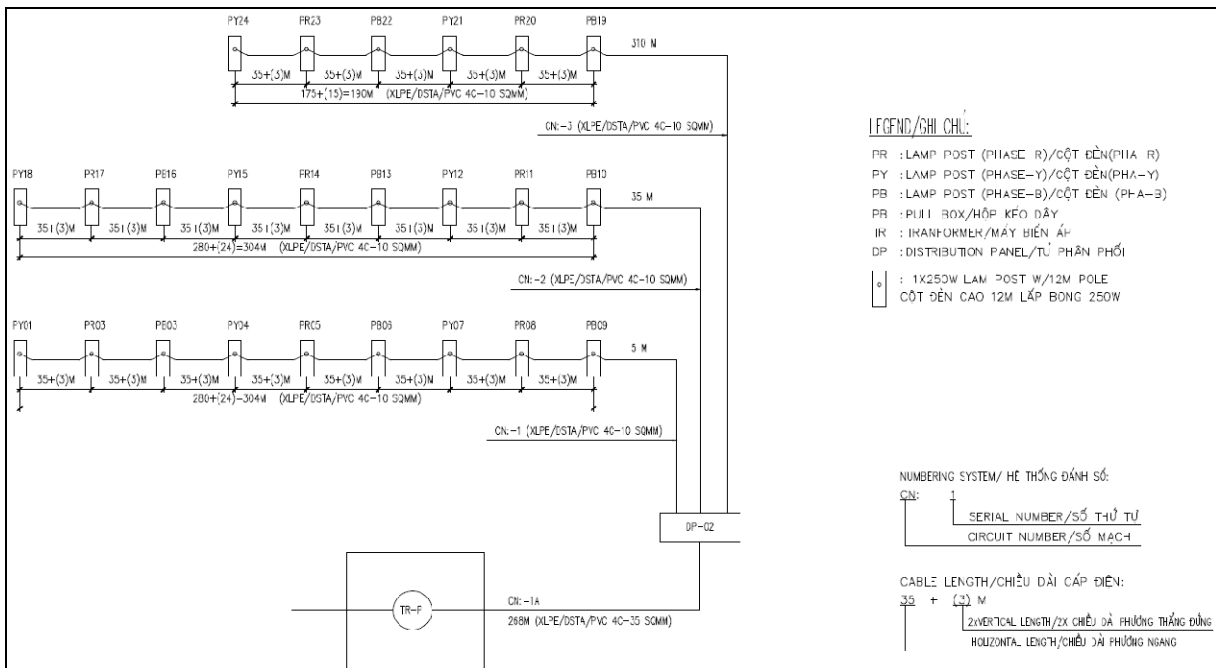
Độ chiếu sáng tại tuyến đường sau cảng được thiết kế trên cơ sở các tiêu chuẩn của Việt Nam. Ngoài ra, việc bố trí các thiết bị chiếu sáng cho đường sau cảng thuộc của Hợp phần Cảng được thiết kế giống như Hợp phần Cầu & Đường. Sơ đồ đường dây của hệ thống chiếu sáng được trình bày trong Hình 16.6.2.

Ngoài ra, hệ thống đèn đường có thể được bố trí trên cột và có công tắc bật-tắt điều khiển từ xa tại tủ điện.

Việc vận hành và bảo dưỡng khu vực đường sau cảng có hệ thống đèn đường được khuyến nghị nên quản lý cùng với 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 16 -



Hình 16.6.2 Sơ đồ cấp điện cho tuyến đường sau cảng trong Giai đoạn 1 (tham khảo)

16.6.2 Cấp điện và cấp nước

Các đường ống chính cấp điện và cấp nước nằm dọc đường sau cảng và công trình đầu nối với hệ thống cấp điện và cấp nước tại cảng công-ten-nơ và khu hành chính sẽ do Chính phủ Việt Nam chịu trách nhiệm thực hiện.

16.7 Thiết kế chi tiết Đường sau cảng

Do kết cấu của Đường sau cảng không phức tạp nên thiết kế cơ sở của Đường sau cảng đề cập trong Mục 7.7, Chương 7 sẽ được coi là thiết kế chi tiết.

17. ĐÊ CHẮN SÓNG

17.1 Xác định cao trình đỉnh đê

17.1.1 Yêu cầu về cao trình đỉnh đê đối với cho sóng tràn

Như đã đề cập trong mục 8.3.1 2, cao trình đỉnh của đê chắn sóng sẽ được xác định để đáp ứng yêu cầu về lập mức độ cho phép sóng tràn đỉnh đã xác định. Mức độ cho phép sóng tràn đỉnh là $Q < 0,02$ ($m^3/s/m$) được chọn dựa trên điều kiện mực nước thủy triều và sóng thiết kế có tính đến tầm quan trọng của khu vực sau đê. Yêu cầu về cao trình đỉnh đê được tính toán theo công thức trong sổ tay thiết kế (EurOtop, 2007) cho đê có kết cấu đơn giản với mái dốc được phủ bảo vệ, như sau:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp\left(-2.3 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta}\right)$$

Trong đó, q: lưu lượng tràn ($m^3/s/m$)

H_{m0} : chiều cao sóng tại chân đê (m)

R_c : cao trình đỉnh mái phủ tính từ mực nước biển (m)

γ_f : hệ số nhám của từng loại lớp phủ (=0,38 đối với khối Tetrapod, 0,38: RAKUNA-IV, 2 lớp phủ và vị trí ngẫu nhiên)

γ_β : hệ số chiết giảm do sóng tới xiên góc

(=1-0,0063 $|\beta|$ for $0^\circ < |\beta| < 80^\circ$, trong trường hợp $|\beta| > 80^\circ$ có thể áp dụng $\beta=80^\circ$, β : góc sóng tới)

Đối với chiều cao sóng tại chân đê H_{m0} , sử dụng chiều cao sóng thiết kế trình bày trong Bảng 8.2.11 để tính toán. Điều kiện tính toán và kết quả thu được cho mỗi đoạn đê được trình bày trong Bảng 17.1.1.

Bảng 17.1.1 Điều kiện tính toán và Kết quả tính cao độ đỉnh đê đối với sóng tràn

X (m)	0 ~ 750	750 ~ 1.750	1.750 ~ 2.770	2.770 ~ 3.230
H_{m0} (= $H_{1/3}$) (m)	3,0	2,7	3,2	3,2
β (deg)	47	56	80	82
Cao trình đỉnh (C.D.)	+6,5			
Mực nước biển (C.D.)	+4,43			
R_c (m)	2,1			
Q ($m^3/s/m$)	0,017 (<0,02) OK	0,005 (<0,02) OK	0,004 (<0,02) OK	0,004 (<0,02) OK

Mức độ sóng tràn đỉnh tính toán từ vị trí X=750m ra đến ngoài khơi của đê chắn sóng B là nhỏ hơn mức độ cho phép sóng tràn đỉnh đã xác định. Tuy nhiên, xét tới cao độ thiết kế của bãi tôn tạo và sai số giữa kết quả tính toán và thực tế, Đoàn Nghiên cứu khuyến nghị chọn cao trình đỉnh đê +6,5m CD cho cả đê chắn sóng A và B.

17.1.2 Độ lún cổ kết còn lại của đê chắn sóng A

Như đã đề cập trong mục 8.3.1 và 8.3.2, khi quyết định cao trình đỉnh đê cần tính toán độ cao dự phòng hiện tượng cổ kết sau này. Độ lún còn lại dự báo của đê chắn sóng A (sau 15 năm) và B (sau 20 năm) cũng cần được xem xét. Chi tiết về phân tích cổ kết của đê chắn sóng A được trình bày trong mục 7.4, và được tóm tắt như sau.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 17 -

- Do việc gia tải trước với lớp đất đắp đến cao trình từ +2,5m đến +8,4m trong quá trình xử lý nền đất yếu bằng biện pháp PVD, dự kiến độ cố kết sơ cấp sẽ đạt 100% và sau khi đê chắn sóng A hoàn thành sẽ không xảy ra hiện tượng lún do cố kết sơ cấp nữa.
- Hiện tượng cố kết thứ cấp có thể tiếp tục xảy ra trong một thời gian dài, tuy nhiên với mức độ không đáng kể.
- Do vậy, việc nâng cao trình đỉnh đê để dự phòng hiện tượng lún do cố kết thứ cấp không được tính toán khi thiết kế đê chắn sóng A.

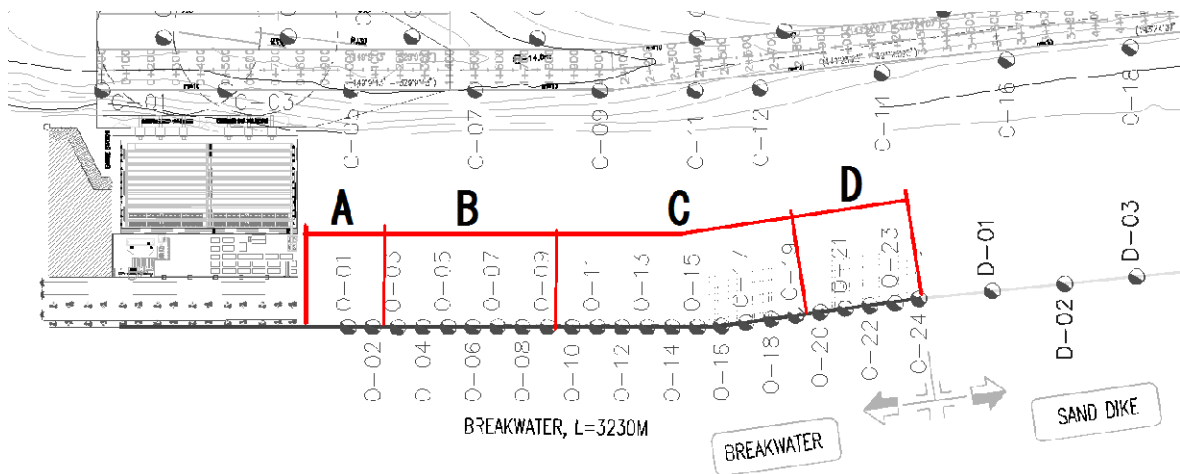
17.1.3 Độ lún cố kết còn lại của đê chắn sóng B

1) Điều kiện tính toán lún

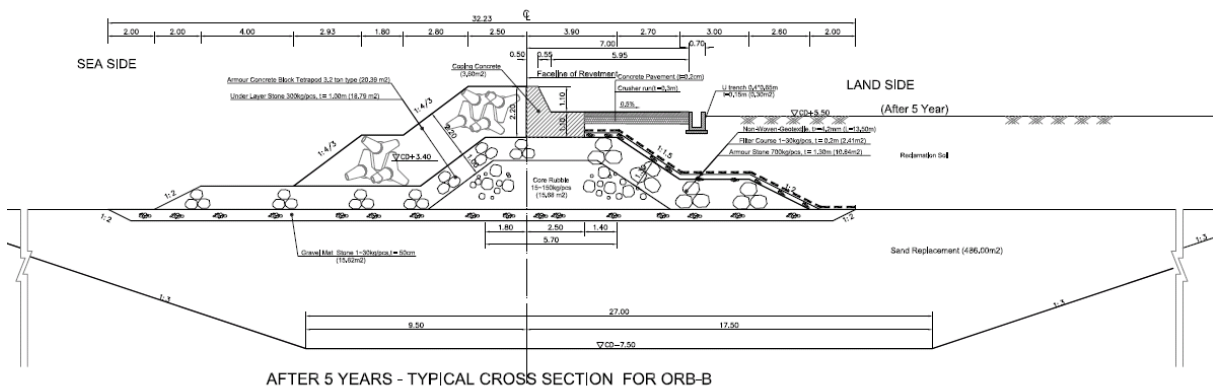
Độ lún cố kết trong tương lai của đê chắn sóng B trên nền đã xử lý bằng biện pháp thay nền cát được tính toán dựa trên những điều kiện sau.

a) Các đoạn đê và Mặt cắt ngang trong tính toán lún

Đê chắn sóng B được phân thành các đoạn để tính toán lún, căn cứ vào điều kiện địa chất như trình bày tại Hình 17.1.1. Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn sóng B với đệm cát thay thế được trình bày tại Hình 17.1.2.



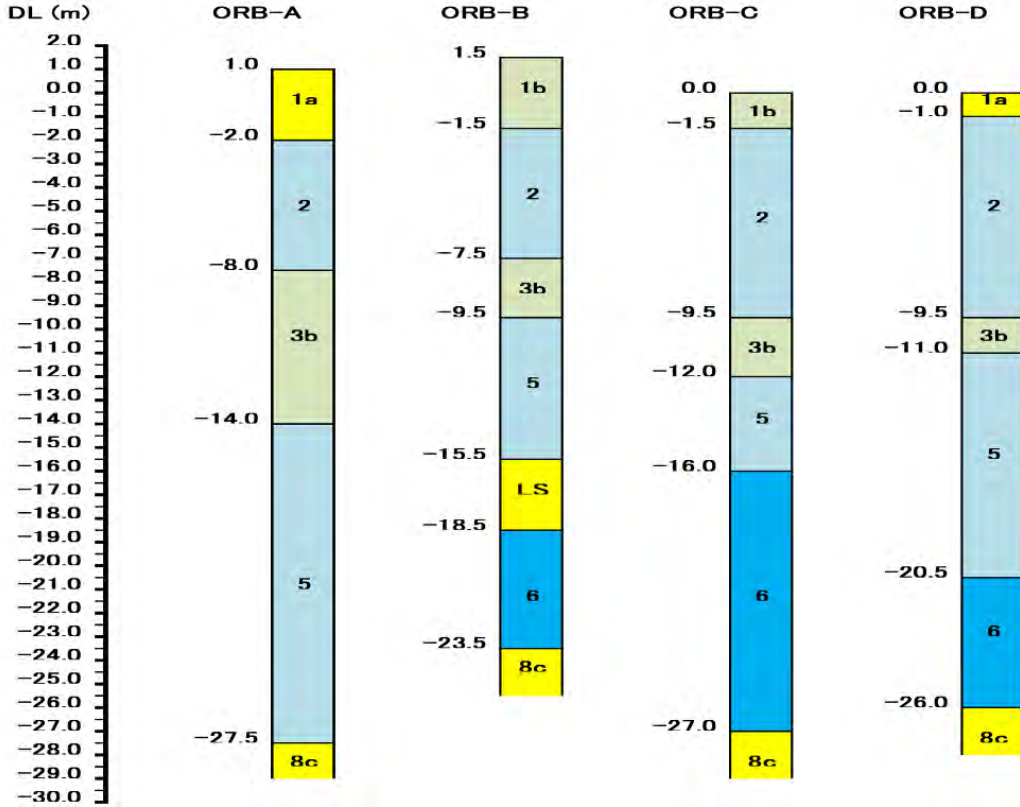
Hình 17.1.1 Các đoạn đê được phân chia để tính toán lún



Hình 17.1.2 Mặt cắt ngang điển hình của đê chắn sóng B với nền đất đã được thay đệm cát

b) Mẫu các lớp đất nền để tính toán lún

Tính toán lún được thực hiện cho mẫu các lớp đất được trình bày trong Hình 17.1.3 tổng hợp chỉ tiêu cơ lý của đất được trình bày trong Bảng 17.1.2.



Hình 17.1.3 Mẫu các lớp đất tại các đoạn đê sử dụng để tính toán lún

Bảng 17.1.2 Tổng hợp chỉ tiêu cơ lý đất trong tính toán lún của đê chắn sóng B

Design Parameres for Outer Revetment B

Layer No.	Typical Soil Type	SPT-N	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	C_u (kN/m ²)	ϕ (°)	C_c	C_r	C_{r2} (%)	P_c (kN/m ²)	e_0	C_v (OC) $\times 10^{-3}$ (cm ² /s)	C_v (NC) $\times 10^{-3}$ (cm ² /s)	C_u/P for NC
1a	SP, SP-SM	6	18.0	8.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
1b	SM, SC-SM	5	18.0	8.0	10 + 2Z	0.0	0.30	0.07	0.4	$\Sigma \gamma'z + 25$	1.05	1.20	1.20	0.25
2	CH	1	16.5	6.5	10 + 2Z	0.0	0.60	0.06	0.7	$\Sigma \gamma'z + 25$	1.55	1.00	0.60	0.25
3a	SP, SP-SM	5	19.0	9.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
3b	SM, SC-SM	6	19.0	9.0	10 + 2Z	0.0	0.25	0.05	0.4	$\Sigma \gamma'z + 25$	0.80	1.20	1.20	0.30
3c	SM	21	19.0	9.0	0	33.0	-	-	-	-	-	-	-	-
5	CL	5	17.5	7.5	10 + 2Z	0.0	0.55	0.04	0.8	$\Sigma \gamma'z + 50$	1.15	0.30	0.20	0.25
6	CL	12	19.0	9.0	50		0.15	0.01	0.3	$\Sigma \gamma'z + 100$	0.80	0.30	0.15	0.30
8a	SM	7	18.0	8.0	0	25.0	-	-	-	-	-	-	-	-
8b	SC-SM, SP-SM	17	19.0	9.0	0	30.0	-	-	-	-	-	-	-	-
8c	SM, SC-SM	44	20.0	10.0	0	35.0	-	-	-	-	-	-	-	-
Fill, Emb.	S	-	18.0	10.0	0	30.0	-	-	-	-	-	-	-	-

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

*z: Depth GL-(m)

c) Điều kiện tính toán

Độ cố kết sử dụng trong tính toán lún của đê chắn sóng B được trình bày tại Bảng 17.1.3.

Bảng 17.1.3 Bảng tóm tắt điều kiện tính toán lún

Hạng mục	Điều kiện và tiêu chí thiết kế
(a) Độ lún dư	• Đê chắn sóng B: Trong 20 năm sau khi đưa công trình vào khai thác: $S_{r20} \leq 30\text{cm}$ (lún sơ cấp)
(b) Tải trọng thiết kế	• Tải trọng thiết kế cho khu vực đường dẫn trong tương lai bên cạnh đê chắn sóng B là: $q = 10\text{kN/m}^2$
(c) Mục nước	Mức nước trung bình thiết kế (MWL) được áp dụng trong tính toán độ lún. • HWL (Mức nước cao nhất) : CD+3,55m • MHWL (Mức nước cao thiết kế) : CD+3,05m • MWL (Mức nước trung bình thiết kế): CD+1,95m • MLWL (Mức nước thấp thiết kế) : CD+0,91m • LWL (Mức nước thấp) : CD+0,43m
(d) Cao trình thiết kế	• Đê chắn sóng: Cao trình đỉnh đê: CD+6,50m • Khu vực sẽ xây dựng đường sau cảng: CD+5,50m
(e) Tiến độ thi công xây dựng	• Thời gian hoàn thành đê chắn sóng B: trước khi cảng được đưa vào khai thác. • Tôn tạo bãi trong tương lai bên cạnh đê chắn sóng B: 5 năm sau khi Dự án giai đoạn 1 được đưa vào khai thác

2) Phương pháp tính toán lún

Sẽ sử dụng cùng một phương pháp để tính toán lún cho khu vực bến và đường sau cảng (xem Mục 7.3).

3) Kết quả tính toán lún

Kết quả tính toán lún cố kết được trình bày trong Bảng 17.1.4 và biểu đồ đường cong lún của các đoạn đê từ (ORB-A đến D) cũng được trình bày trong các hình từ Hình 17.1.4 đến Hình 17.1.7.

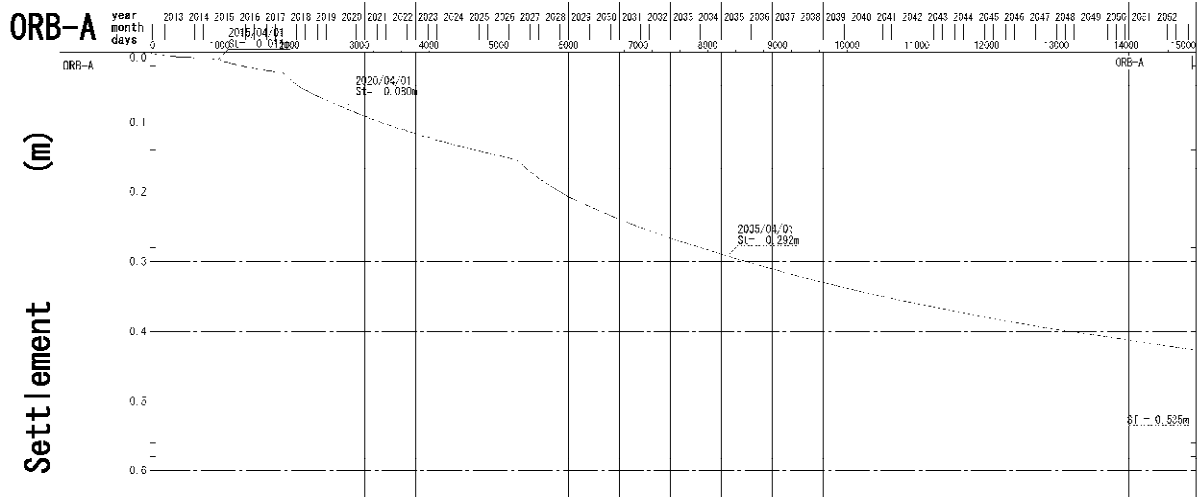
Bảng 17.1.4 Kết quả tính toán lún cố kết tại Đê chắn sóng B

Đoạn đê	Độ lún cuối cùng do đê và do tải trọng của bãi tôn tạo S_f (m)	Độ lún sau 5 năm khi đê hoàn thành S_{r5} (m)	Độ lún 20 năm sau khi đê hoàn thành S_{r20} (m)	Tiêu chí độ lún
ORB-A	0,535	0,069	0,281	< 30cm
ORB-B	0,315	0,173	0,298	< 30cm
ORB-C	0,329	0,047	0,207	< 30cm
ORB-D	0,487	0,043	0,287	< 30cm

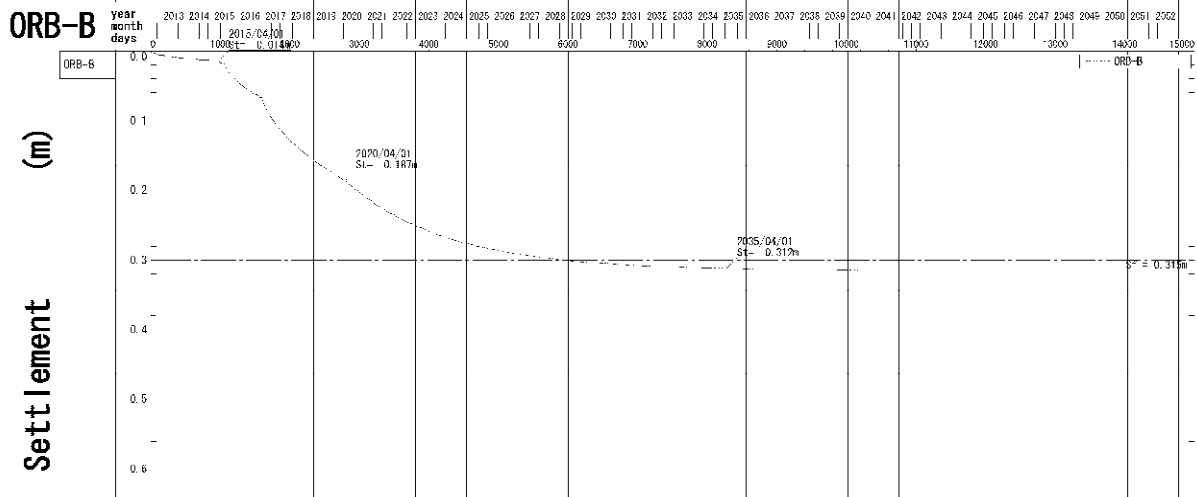
Từ kết quả trên, 30cm được coi là độ cao dự phòng cần thiết của cao trình đỉnh đê chắn sóng B để phòng lún cố kết dựa trên kết quả phân tích lún.

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

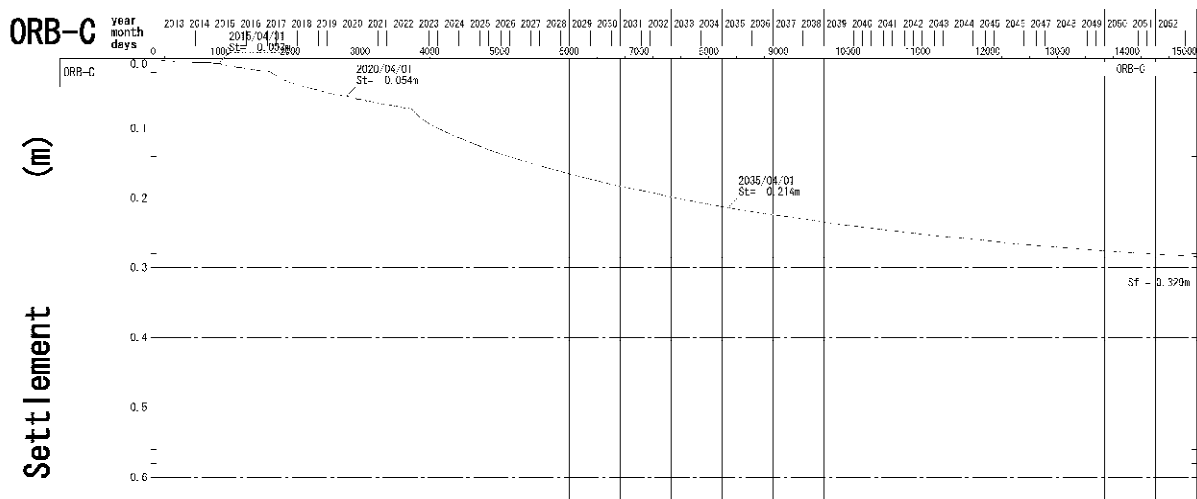
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 17 -



Hình 17.1.4 Đường cong lún của đoạn A của Đê chắn sóng B (ORB-A)



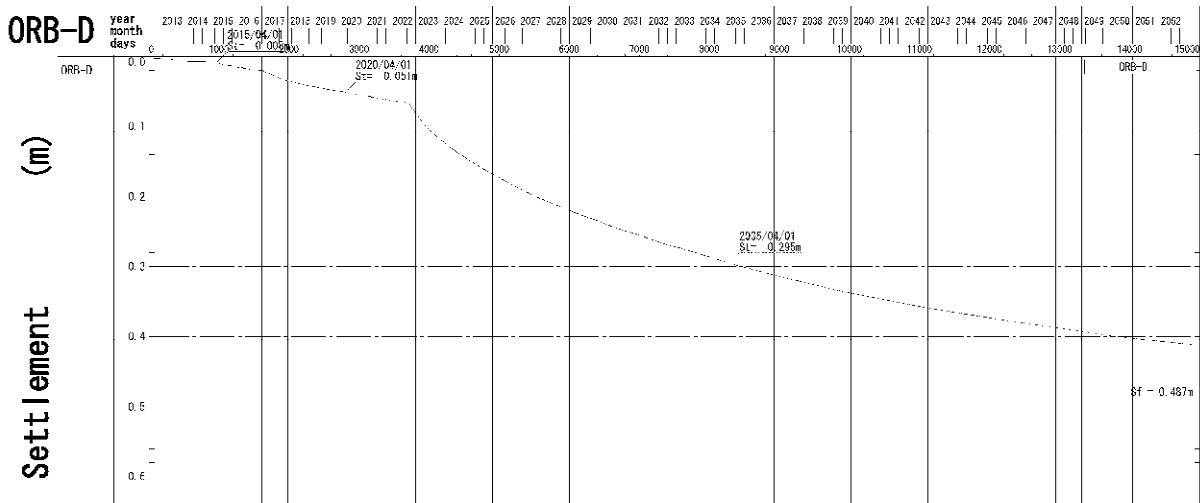
Hình 17.1.5 Đường cong lún của đoạn B của Đê chắn sóng B (ORB-B)



Hình 17.1.6 Đường cong lún của đoạn C của Đê chắn sóng B (ORB-C)

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 17 -



Hình 17.1.7 Đường cong lún của đoạn D của Đê chắn sóng B (ORB-D)

17.2 Thiết kế kết cấu của đê chắn sóng A

Mục này sẽ trình bày về thiết kế kết cấu cơ bản của đê chắn sóng A, được dựa trên nguyên tắc thiết kế nêu trong Mục 8.3 và 8.4. Thiết kế của mỗi thành phần kết cấu của đê chắn sóng được trình bày sau đây.

17.2.1 Thiết kế khối bê tông phủ mái đê

Như đã nêu trong Mục 8.4, mái dốc đê được đề xuất là 1:3 để đảm bảo ổn định trong điều kiện dưới nước. Với giả thiết mái dốc 1:3, trọng lượng yêu cầu của khối phủ bê tông được tính toán theo công thức Hudson. Điều kiện đầu vào và kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 17.2.1 và Bảng 17.2.3.

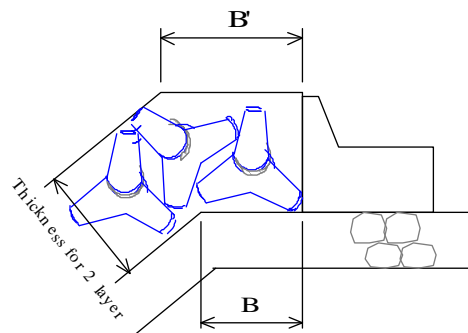
Bảng 17.2.1 Điều kiện tính toán và trọng lượng yêu cầu của khối phủ

$H_{1/3}$	X (m)	K_D	Mái dốc	Trọng lượng yêu cầu	Khối phủ bê tông
3,0 m	0 ~750	6,93 (sóng vỡ)	1:3	1,55 tấn/khối	Loại 2 tấn

Sở tay thiết kế khối Tetrapod kiến nghị rằng đối với đê mái nghiêng nên sử dụng từ khối phủ hai hay nhiều lớp cho mặt đê, đỉnh đê nên đặt hai hàng khối phủ. Kích thước tiêu biểu của khối phủ mặt đê được trình bày trong Bảng 17.2.2.

Bảng 17.2.2 Kích thước tiêu biểu của khối phủ mặt đê

Khối phủ bê tông	Chiều dày (2 lớp)	B'	B
Loại 2 tấn	1,9 m	2,2 m	1,9 m



Hình 17.2.1 Định nghĩa về kích thước khối phủ mặt đê

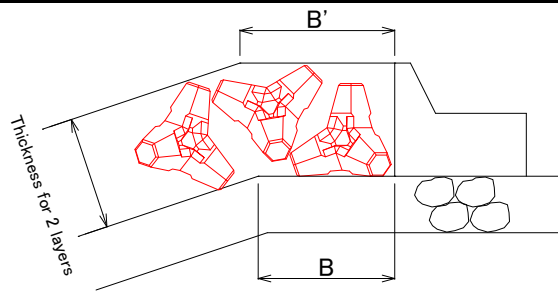
Bảng 17.2.3 Điều kiện tính toán và kết quả trọng lượng yêu cầu của khối phủ (RAKUNA-IV, để tham khảo)

H _{1/3}	X (m)	K _D	Độ dốc	Trọng lượng yêu cầu	Khối phủ bê tông
3.0 m	0 ~750	10,8	1:3	1,03 tấn/khối	Loại 2 tấn

Danh mục RAKUNA-IV kiến nghị rằng đối với đê mái nghiêng nên sử dụng từ khối phủ hai hay nhiều lớp cho mặt đê, đỉnh đê nên đặt hai hàng khối phủ. Kích thước tiêu biểu của khối phủ mặt đê được trình bày trong Bảng 17.2.4.

Bảng 17.2.4 Kích thước tiêu biểu của khối phủ mặt đê (RAKUNA-IV, để tham khảo)

Khối phủ bê tông	Chiều dày (2 lớp)	B'	B
2 ton-type	1,8 m	1,95 m	1,66 m



Hình 17.2.2 Định nghĩa về kích thước khối phủ mặt đê (RAKUNA-IV, để tham khảo)

17.2.2 Thiết kế lớp lót và đá lõi đê

Tiêu chuẩn thiết kế cho đê dạng mái nghiêng chịu sóng ở một phía (phía biển) khuyến sử dụng khối đá phủ có trọng lượng W/10 ~ W/15 cho lớp đệm móng (trong đó W: trọng lượng của một khối phủ). Trọng lượng của lớp thứ ba (lõi đê) được đề xuất là W/200 ~ W/4000, chiều dày của lớp đệm móng là r, có thể được tính bằng công thức sau:

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

Trong đó, r : chiều dày lớp lót
 n : số lớp đá hộc
 k_Δ : hệ số lớp (=1 đối với đá hộc)
 W : trọng lượng 1 khối
 W_r : trọng lượng riêng của 1m³ khối phủ

Bảng 17.2.5 thể hiện khối lượng và chiều dày của lớp lót và đá lõi đê.

Bảng 17.2.5 Các thông số tiêu biểu của lớp lót và đá lõi đê

Đá hộc của Lớp lót		Đá lõi đê	
Trọng lượng	Chiều dày	Trọng lượng	Chiều dày
200 kg/khối	0,9 m	15- 150 kg/khối	0,5 m

17.2.3 Thiết kế tường đỉnh đê

Độ ổn định của tường đỉnh đê bê tông đối với áp lực sóng được tính toán bằng công thức tính toán áp lực sóng của Tanimoto và Kojima (1983) điều chỉnh từ công thức của Goda. Bảng 17.2.6 trình bày điều kiện tính toán áp dụng trong phân tích độ ổn định của tường đỉnh đê cho đê chắn sóng A. Kết quả thu được của kích thước tường đỉnh đê cho đê chắn sóng A được thể hiện trong Bảng 17.2.7 và Bảng 17.2.8. Trong khi tính toán, cần xem xét tác động của việc đắp cát tôn tạo tại bãi sau đê lên đê như một

áp lực đất bị động.

Chi tiết tính toán được trình bày trong Phụ lục-17 (17.6).

Bảng 17.2.6 Điều kiện sóng thiết kế trong phân tích độ ổn định của tường đỉnh đê

$H_{1/3}$	H_{max}	T	$\beta^*)$	L	Cao trình đáy	Mực nước
3,0 m	3,9 m	13,3s	32°	81m	+0,5m	+4,43m

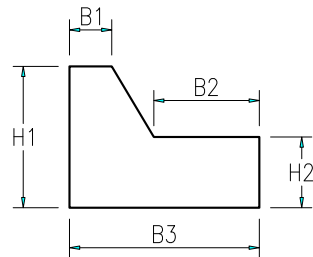
*) Góc giữa hướng sóng và đường pháp tuyến tới tường đê, có cộng thêm 15°

Bảng 17.2.7 Kết quả tính toán về kích thước tường đỉnh đê

Kích thước tường đỉnh					Hệ số ma sát, μ	Hệ số an toàn ổn định	
B1	B2	B3	H1	H2		Chống trượt	Chống lật
0,5 m	1,2 m	2,5 m	2,8 m	1,2 m	0,6	3,65 (>1,2)	1,28 (>1,2)

Bảng 17.2.8 Kết quả tính toán về kích thước tường đỉnh đê (for RAKUNA-IV, để tham khảo)

Kích thước tường đỉnh					Hệ số ma sát, μ	Hệ số an toàn ổn định	
B1	B2	B3	H1	H2		Chống trượt	Chống lật
0,5 m	1,2 m	2,5 m	2,7 m	1,1 m	0,6	1,23 (>1,2)	1,29 (>1,2)



Hình 17.2.3 Định nghĩa về kích thước tường đỉnh đê

17.2.4 Bảo vệ chân đê

Như đã trình bày trong Mục 8.3, căn cứ vào điều kiện địa chất tại khu vực xây dựng và dạng kết cấu đề xuất của đê là kết cấu có khối bê tông phủ mái, Đoàn Nghiên cứu đề xuất sử dụng tầng lọc ngược bằng đá đổ tại chân đê, với đủ chiều rộng, tính từ chân mái dốc.

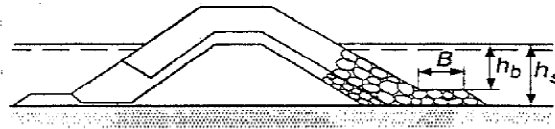
Trong trường hợp cân nhắc độ ổn định của chân đê, Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá (2007) sẽ được sử dụng để phân tích. Chi tiết tính toán độ ổn định của chân đê được trình bày trong Phụ lục (17.4).

Không có tiêu chuẩn thiết kế để xác định chiều rộng yêu cầu của kết cấu bảo vệ chân đê. Tuy nhiên, chiều rộng kết cấu bảo vệ chân đê được tính toán theo hướng dẫn tại Sổ tay Kỹ thuật bảo vệ bờ biển (CEM, 2004). Hình 17.2.4 minh họa thiết kế bảo vệ chân đê chắn sóng dạng mái nghiêng và cầu tàu trong Hướng dẫn CEM.

$$B = 3 \times t \quad \text{for } (W_{50}) \text{ berm}$$

Trong đó, W_{50} : (= 2 t)
 γ : (= 2,3 t/m³)

$$\therefore t = 0,87, \quad B = 3 \times t = 2,6 \text{ m}$$



Two layer armor stone toe berm for exposed sides of rubble-mound breakwaters and jetties (CERC 1986)

$$B = 3t \text{ for } (W_{50}) \text{ berm}$$

$$\text{where } t = (W_{50} / \gamma)^{1/3}$$

Hình 17.2.4 Thêm chống xói cho đê chắn sóng dạng mái nghiêng và cầu tàu (CEM, 2004)

Theo tính toán trên, bề rộng kết cấu bảo vệ chân đê phía biển là 4m. Cờ đá sử dụng cho lớp lót cũng được sử dụng cho kết cấu bảo vệ chân đê. Ngoài ra, Đoàn Nghiên cứu đề xuất thiết kế tầng lọc ngược bằng đệm đá (1-30kg) ở dưới lớp trung gian.

17.2.5 Thiết kế công trình thoát nước sóng tràn đỉnh

Đê chắn sóng được thiết kế để đảm bảo mức độ cho phép sóng tràn đỉnh $Q < 0,02 \text{ (m}^3/\text{s/m)}$, với điều kiện chiều cao sóng thiết kế có chu kỳ lặp 50 năm và điều kiện thủy triều cực đại với chu kỳ lặp 100 năm. Về cơ bản, công trình thoát nước được thiết kế với khả năng thoát lượng nước tràn đỉnh thiết kế nêu trên.

Công thoát nước sau đê được thiết kế có xét tới việc sử dụng bình thường tại khu vực cảng. Các thông số và mặt bằng của công trình thoát nước được tính toán bằng công thức của Chezy về tính toán dòng chảy. Bảng 17.2.9 trình bày kết quả tính toán và các thông số của công trình thoát nước. Tính toán chi tiết sẽ được trình bày trong Phụ lục 17.

Bảng 17.2.9 Kết quả tính toán công trình thoát nước

Dòng chảy Q (m ³ /s/m)	Cống			Ông thoát nước		
	Chiều rộng (m)	Chiều cao (m)	Mái dốc (%)	D (mm)	Mái dốc (%)	Khoảng cách (m)
0,02	0,4	0,65	0,5	700	0,85	50

17.3 Thiết kế kết cấu của Đê chắn sóng B

17.3.1 Thiết kế khối phủ bê tông mái đê (mái ngoài)

Trọng lượng yêu cầu của khối phủ bê tông (Tetrapod) mái ngoài của đê được tính toán bằng công thức Hudson với điều kiện mái dốc đê là 3:4 và hai điều kiện chiều cao sóng thiết kế như trình bày trong Bảng 8.2.11. Điều kiện và kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 17.3.1.

Bảng 17.3.1 Điều kiện tính toán và kết quả tính toán trọng lượng các khối phủ

H _{1/3}	X (m)	K _D	Mái dốc	Trọng lượng yêu cầu	Loại khối phủ
2,7 m	750 ~ 1.750	6,93 (sóng vỡ)	1:4/3	2,55 tấn/khối	Loại 3,2 tấn
3,2 m	1.750 ~ 3.230			4,24 tấn/khối	Loại 5 tấn

Kích thước lớp phủ mái đê được trình bày trong Bảng 17.3.2.

Bảng 17.3.2 Kích thước tiêu biểu của Lớp phủ mái đê

Loại khối phủ	Chiều dày (2 lớp)	B'	B
Loại 3,2 tấn	2,2 m	2,5 m	1,8 m
Loại 5 tấn	2,5 m	2,9 m	2,1 m

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 17 -

Trọng lượng yêu cầu của khối phủ bê tông (RAKUNA-IV) mái ngoài của đê được tính toán bằng công thức Hudson với điều kiện mái dốc đê là 3:4 và hai điều kiện chiều cao sóng thiết kế như trình bày trong Bảng 8.2.11. Điều kiện và kết quả tính toán được thể hiện trong Bảng 17.3.3.

Bảng 17.3.3 Điều kiện tính toán và kết quả tính toán trọng lượng các khối phủ (RAKUNA-IV, để tham khảo)

$H_{1/3}$	X (m)	K_D	Mái dốc	Trọng lượng yêu cầu	Loại khối phủ
2,7 m	750 ~1.750	10,8	1,4/3	1,68 tấn/khối	Loại 2 tấn
3,2 m	1.750 ~3.230			2,80 tấn/khối	Loại 4 tấn

Kích thước lớp phủ mái đê được trình bày trong Bảng 17.3.4.

Bảng 17.3.4 Kích thước tiêu biểu của Lớp phủ mái đê (RAKUNA-IV, để tham khảo)

Loại khối phủ	Chiều dày (2 lớp)	B'	B
Loại 2 tấn	1,8 m	2,26 m	1,66 m
Loại 4 tấn	2,2 m	2,76 m	2,03 m

17.3.2 Thiết kế khối đá phủ mái đê (phía luồng)

Trọng lượng yêu cầu của đá phủ mái đê (phía luồng) sẽ được tính toán, có xét đến điều kiện sóng tới từ phía trong dự kiến và khoảng thời gian đê có chức năng đê chắn sóng.

Như trình bày trong Bảng 8.2.14 tại Mục 8.2, chiều cao sóng tính toán ở mặt đê đối diện luồng được tính là $H_{1/3}=2,4m$. Lớp phủ mái đê phía đối diện luồng chỉ cần thiết trong khoảng thời gian đê có chức năng đê chắn sóng. Sau khi bãi phía sau đê được tôn tạo thì lớp phủ mái đê này không còn tác dụng. Điều kiện này cần được xét đến khi nghiên cứu độ ổn định của lớp phủ.

Hệ số ổn định áp dụng trong tính toán trọng lượng khối phủ thường được coi là điều kiện đảm bảo mức độ phá hoại từ 0% đến 5%. Xét đến điều kiện đặc biệt của mái trong của đê, nếu áp dụng mức độ phá hoại như trên thì có vẻ độ ổn định của đê được thiết kế cao hơn yêu cầu. Do vậy, 10 đến 15% được giả thiết là mức độ phá hoại phù hợp để tính toán đá phủ mái trong của đê.

Do thay đổi mức độ phá hoại của lớp phủ bảo vệ, mối quan hệ giữa các thông số về mức độ phá hoại (S_d) có thể tăng lên căn cứ vào mức độ phá hoại là 0% như trình bày trong Bảng 17.3.5.

Bảng 17.3.5 $H_s / H_{s; D=0}$ là Hệ số ổn định chống phá hoại của lớp phủ bảo vệ

Loại đá phủ	Chiều cao sóng tính toán	Tỷ lệ phá hoại D (%) với mức độ phá hoại tương ứng (S_d)					
		0 – 5 ($S_d=2$)	5 – 10 ($S_d=6$)	10 -15 ($S_d=10$)	15 – 20 ($S_d=14$)	20 – 30 ($S_d=20$)	30 – 40 ($S_d=28$)
Khối đá vuông vắn	$H_s / H_{s; D=0}$	1,00	1,08	1,14	1,20	1,29	1,41
Khối đá dị hình		1,00	1,08	1,19	1,27	1,37	1,47

Nguồn: Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá, 2007

Hệ số ổn định (giá trị K_D) của khối đá phủ bảo vệ trong điều kiện sóng vỡ được đề xuất là $K_D=2,0$ áp dụng cho các khối đá dị hình đồ hỗn độn (theo SPM (1984)), với $H_{1/10}$ là chiều cao sóng tính toán. Mối quan hệ giữa $H_s (=H_{1/3})$ và $H_{1/10}$ là $H_{1/10} = 1,27 H_s$. Mối quan hệ giữa số ổn định và mái dốc đê và hệ số ổn định, K_D như sau;

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

Theo kết quả nghiên cứu của Van Gent và cộng sự đề xuất năm 2004 điều chỉnh công thức của Van der Meer (1988b) áp dụng trong điều kiện nước nông, công thức xác định số ổn định như sau;

- Trong điều kiện sóng leo ($\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = c_{pi} K^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{0.5}$$

- Trong điều kiện sóng đổ ($\xi_{s-1,0} \geq \xi_{cr}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = c_s K^{-0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^B$$

Áp dụng mối quan hệ giữa chiều cao sóng giữa $H_{1/10}$ và H_s , và sự tăng lên của thông số về mức độ phá hoại, S_d trong điều kiện mức độ phá hoại từ 0 ~ 5% đến 10 ~ 15%, kích thước yêu cầu của khối đá phủ tại mái dốc trong đê được tính toán như trong Bảng 17.3.6. Chi tiết tính toán kích thước yêu cầu của khối đá phủ của mái dốc đối diện luồng đê B được trình bày trong Phụ lục 17 (17.5).

Bảng 17.3.6 Kích thước yêu cầu của đá phủ tại phía trong đê

$H_{1/3}$	S_d	N_s	D_n	Trọng lượng yêu cầu	Chiều dày
2,4 m	10	2,4	0,63 m	700 kg/pc	1,28 m

17.3.3 Thiết kế lớp lót và lõi đê bằng đá hộc

Kết quả tính toán trọng lượng và chiều dày lớp lót và lõi đê cho Đê chắn sóng B bằng công thức đã sử dụng với Đê chắn sóng A, được thể hiện trong Bảng 17.3.7.

Bảng 17.3.7 Kích thước lớp trung gian và lõi đê bằng đá hộc

Lớp lót		Lõi đê	
Trọng lượng	Chiều dày	Trọng lượng	Chiều dày
300 kg/khối	1,0 m	15- 150 kg/khối	-

17.3.4 Thiết kế tường đỉnh đê

Độ ổn định của tường bê tông đỉnh đê trước áp lực sóng được tính toán bằng công thức tính của Tanimoto và Kojima (1983), giống như đã tính toán cho Đê chắn sóng A. Tuy nhiên, hai điều kiện sau đây sẽ được xét đến khi phân tích độ ổn định của đê chắn sóng B.

Trước khi bãi sau đê được tôn tạo

Trong trường hợp này, giả thiết điều kiện thiết kế là sóng có chu kỳ lặp 5 năm. Tuy nhiên, không thể xét đến tác động của cát tôn tạo ở bãi sau đê ngoài B về phía luồng (được coi là áp lực đất thụ động) khi thiết kế tường đỉnh.

Sau khi bãi sau đê được tôn tạo

Ở trường hợp này, giả thiết điều kiện thiết kế là sóng có chu kỳ lặp 50 năm. Tác động của cát tôn tạo bãi phía sau đê có thể được xét đến khi thiết kế tường đỉnh.

Bảng 17.2.6 thể hiện điều kiện thiết kế áp dụng trong phân tích độ ổn định tường đỉnh của đê chắn sóng B. Kết quả thu được của kích thước tường đỉnh đê được trình bày trong Bảng 17.3.8. Bảng 17.3.9 và Bảng 17.3.10 chỉ ra kết quả thu được của tường đỉnh đê và hệ số an toàn ổn định chống trượt và chống lật.

Tính toán chi tiết sẽ được trình bày trong Phụ lục 17 (17.7 và 17.8).

Bảng 17.3.8 Điều kiện sóng thiết kế sử dụng trong phân tích độ ổn định của tường đê

Chu kỳ lặp	x	H _{1/3}	H _{max}	T	β ^(*)	L	Cao trình đáy	Mực nước
5 năm	750 ~1.750	2,3 m	3,1 m	11,0s	41°	59,6m	+1,0m	+3,55m (HWL)
	1.750~3.230	2,6 m	3,4 m	11,0s	66°	62,3m	0,0m	
50 năm	750 ~1.750	2,7 m	3,5 m	13,3s	41°	76,9m	+1,0m	+4,43m (HHWL)
	1.750~3.230	3,2 m	4,3 m	13,3s	66°	85m	0,0m	

Bảng 17.3.9 Kích thước của tường đê và kết quả tính toán

Loại khối phủ	Chu kỳ lặp	x	Kích thước tường đê					μ	Hệ số an toàn ổn định	
			B1	B2	B3	H1	H2		Chống trượt	Chống lật
3,2 tấn	5 năm	750	0,5 m	1,45 m	2,5 m	2,2 m	1,1 m	0,6	2,55	7,93
	~	(>1,2)							(>1,2)	
	50 năm	1.750							1,23 (>1,2)	1,82 (>1,2)
5,0 tấn	5 năm	1.750	0,5 m	1,35 m	2,5 m	2,4 m	1,1 m	0,6	2,52 (>1,2)	7,26 (>1,2)
	~	(>1,2)							(>1,2)	
	50 năm	3.230							2,06 (>1,2)	1,89 (>1,2)

Bảng 17.3.10 Kích thước của tường đê và kết quả tính toán (RAKUNA-IV, để tham khảo)

Loại khối phủ	Chu kỳ lặp	x	Kích thước tường đê					μ	Hệ số an toàn ổn định	
			B1	B2	B3	H1	H2		Chống trượt	Chống lật
2 tấn	5 năm	750	0,5 m	1,90 m	2,5 m	1,8 m	1,6 m	0,6	2,93	12,16
	~	(>1,2)							(>1,2)	
	50 năm	1.750							1,20 (>1,2)	2,88 (>1,2)
4 tấn	5 năm	1.750	0,5 m	1,45 m	2,5 m	2,2 m	1,1 m	0,6	2,12	7,65
	~	(>1,2)							(>1,2)	
	50 năm	3.230							1,25 (>1,2)	2,09 (>1,2)

17.3.5 Thiết kế biện pháp thay nền cát

Để xác định kích thước thay nền cát, đoàn Nghiên cứu đã phân tích tính ổn định của đất theo điều kiện thiết kế của các kết cấu trên mặt đất.

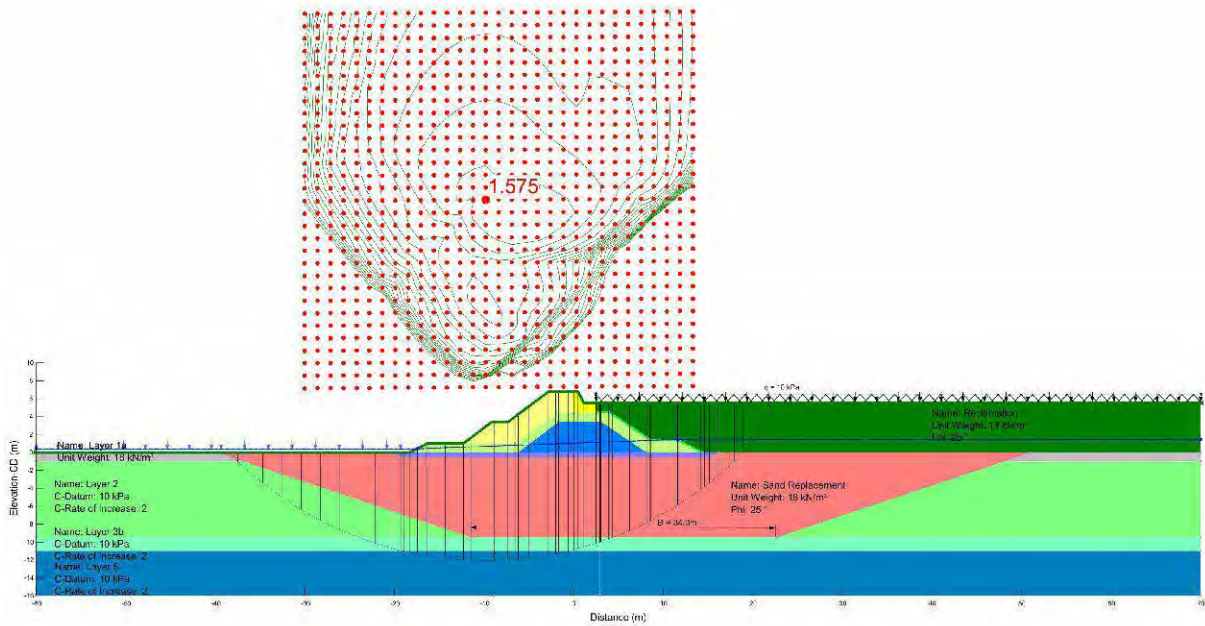
Những nguyên tắc thiết kế sau đây sẽ được áp dụng để xác định kích thước thay nền cát.

- Căn cứ vào tính chất cơ lý đất tại khu vực đê chắn sóng B theo kết quả phân tích đất mới nhất, nền đất sẽ được thay tới Lớp thứ 2 (xem Hình 17.1.3, Bảng 17.1.2).
- Mái dốc phần được thay nền cát được lấy là 1:3
- Khoảng cách từ tim đê đến hết phần thay nền cát về phía biển được tính toán theo mặt trượt cung tròn của đất giả thiết, căn cứ vào kết quả phân tích độ ổn định của đất.
- Khoảng cách từ tim đê đến hết phần thay nền cát về phía cảng được tính toán, có xét khu vực dự kiến sẽ bị lún do việc tôn tạo bãi để phát triển cảng trong tương lai.

Hình 17.3.1 đưa ra một trong số các ví dụ về kết quả phân tích độ ổn định của nền đất cho thiết kế đê xuất (đoạn đê ORB-D). Những kết quả tính toán khác được trình bày trong Phụ lục 17 (17.9 to 17.14). Bảng 17.3.11 trình bày tóm tắt kích thước thay nền cát được tính toán bằng phân tích độ ổn định của nền đất.

Bảng 17.3.11 Kết quả tính toán kích thước thay nền cát

Đoạn đê	Độ sâu	Chiều rộng	Mái dốc	K/lượng (m ³ /m)
ORB-A	CD -8,0	37,5	1 : 3	580,5
ORB-B	CD -7,5	27,0	1 : 3	486,0
ORB-C	CD -9,5	29,5	1 : 3	551,0
ORB-D	CD -9,5	34,0	1 : 3	593,0

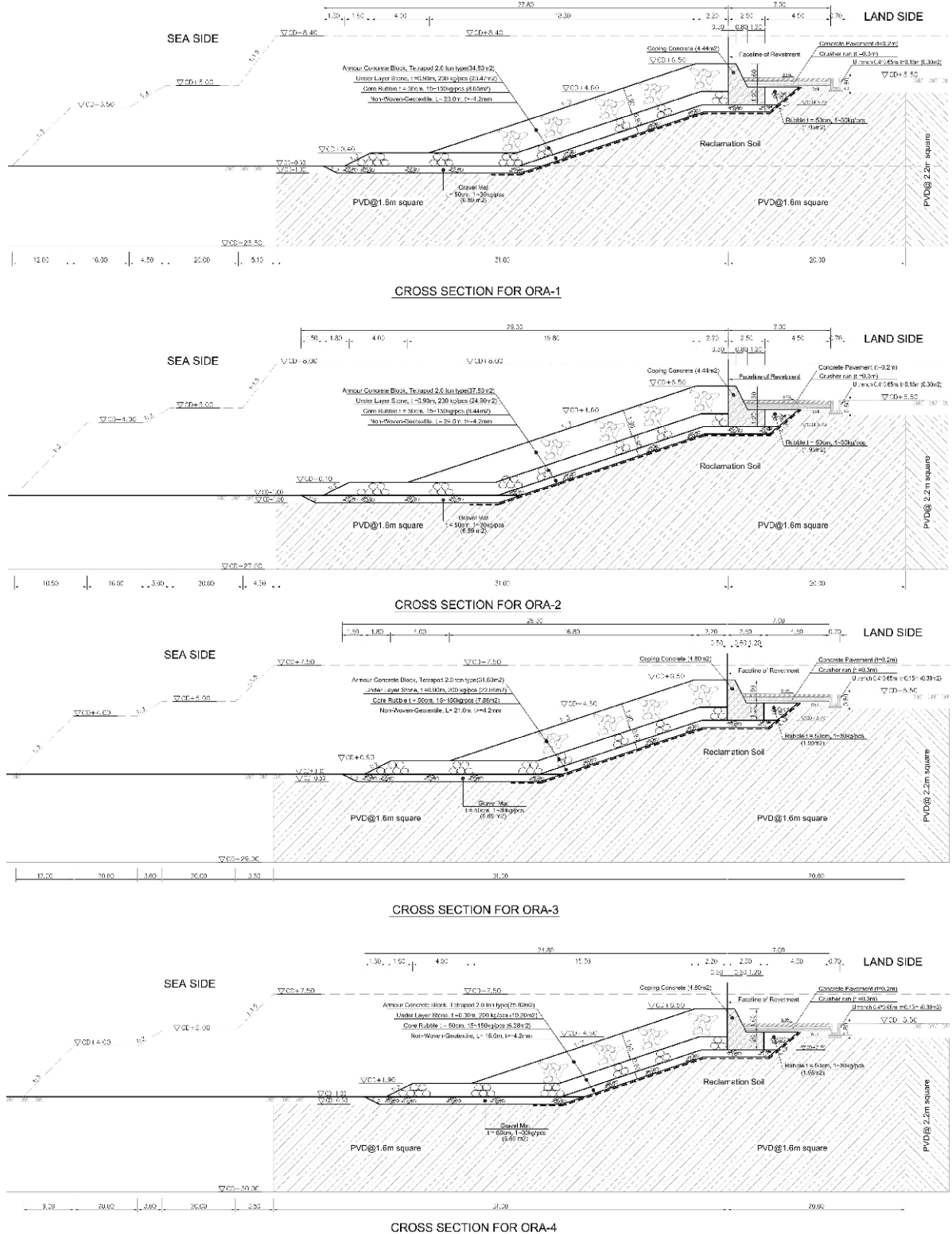


Hình 17.3.1 Ví dụ về kết quả tính toán phân tích Độ ổn định của nền đất (Đoạn ORB-D)

17.4 Mặt cắt điển hình của đê chắn sóng A và B

17.4.1 Đê chắn sóng A

Mặt cắt điển hình của 4 đoạn đại diện cho đê chắn sóng A được trình bày trong Hình 17.4.1.



Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

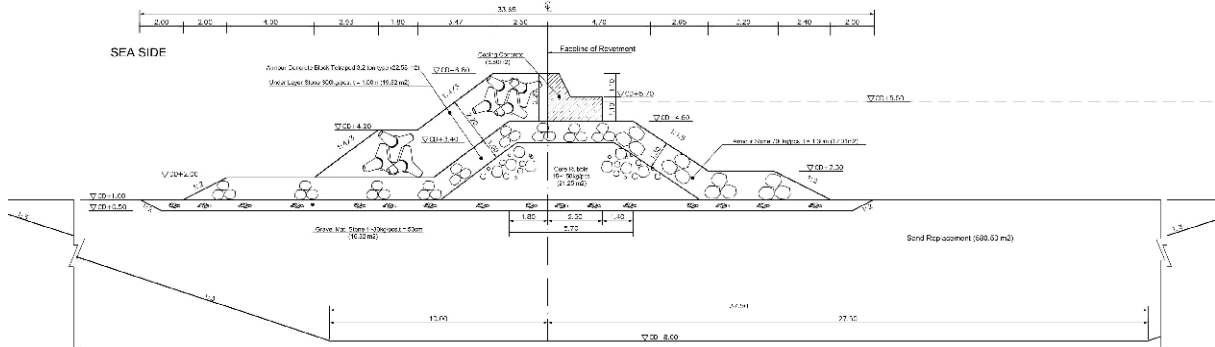
Hình 17.4.1 Mặt cắt điển hình của đê chắn sóng A

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

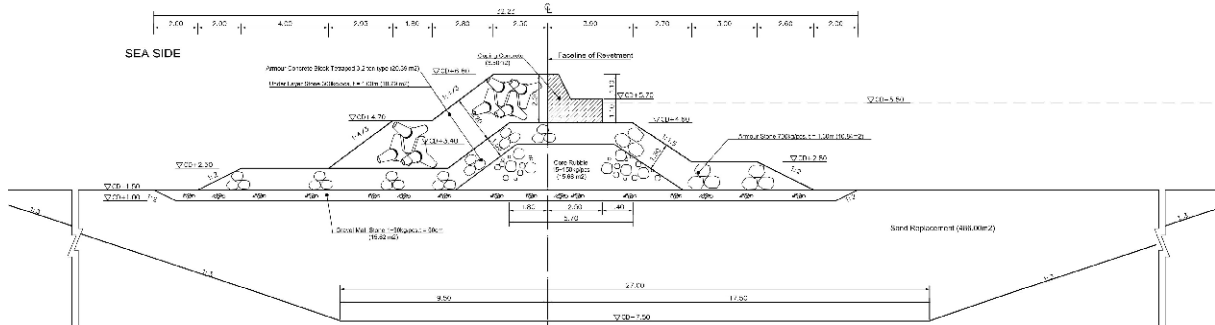
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 17 -

17.4.2 Đê chắn sóng B

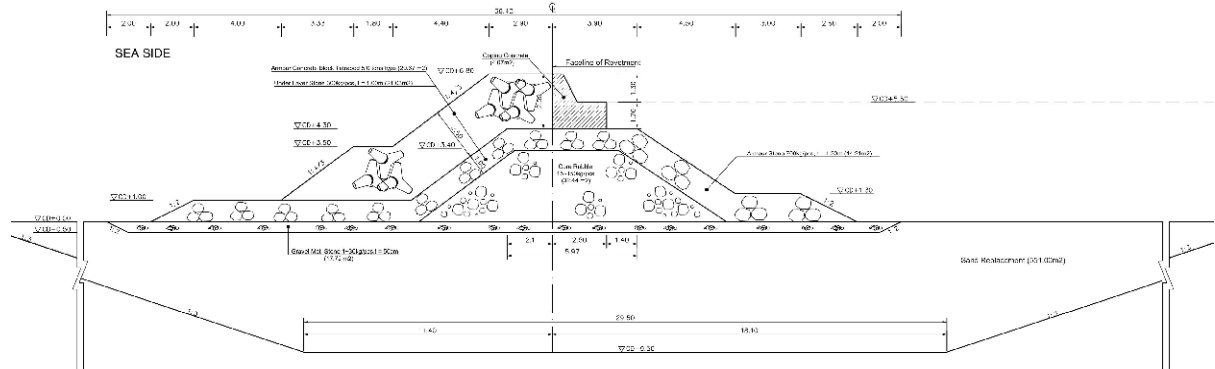
Mặt cắt điển hình của 4 đoạn đại diện cho đê chắn sóng B được trình bày trong Hình 17.4.2. Mặt cắt ngang của đê chắn sóng sau khi bãi sau đê đã được tôn tạo cũng được trình bày trong Hình 17.4.3 để tham khảo.



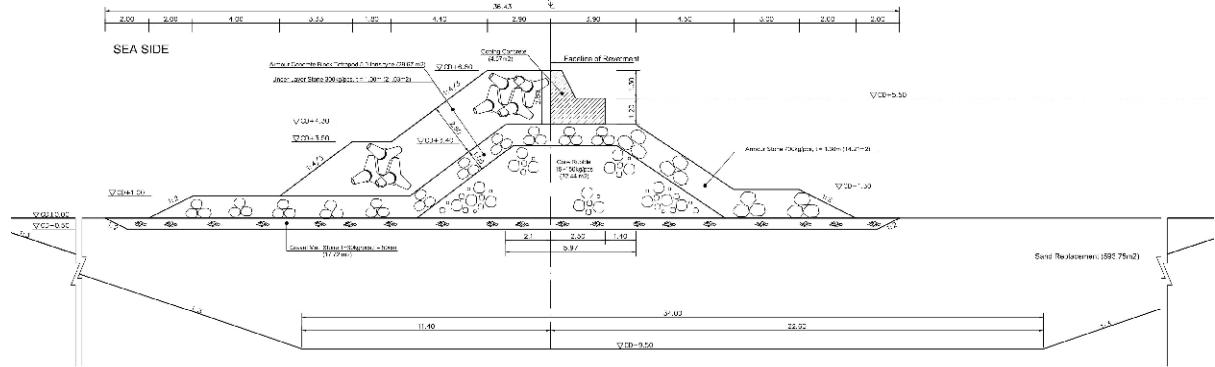
UNTIL 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-A



UNTIL 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-B



UNTIL 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-C



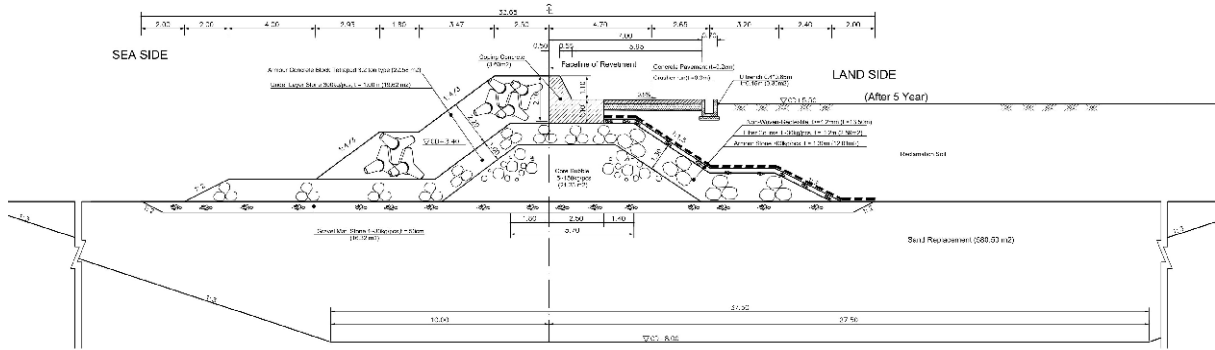
UNTIL 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-D

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

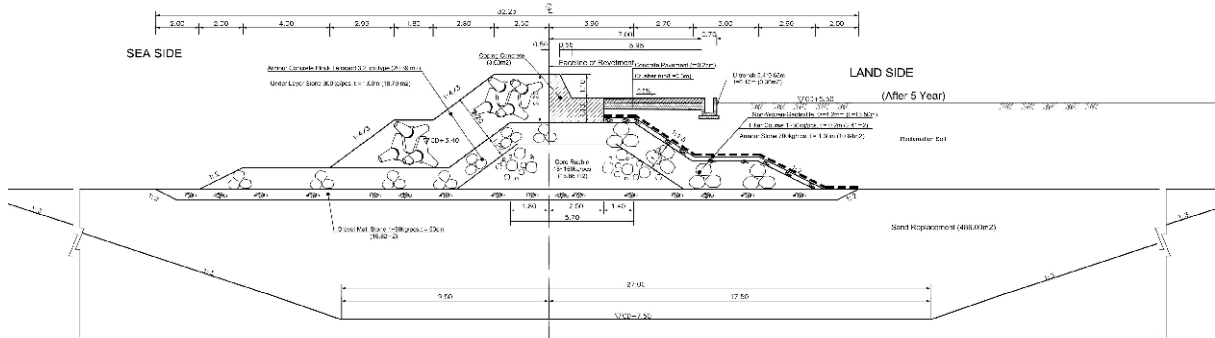
Hình 17.4.2 Mặt cắt ngang điển hình của Đê chắn sóng B

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

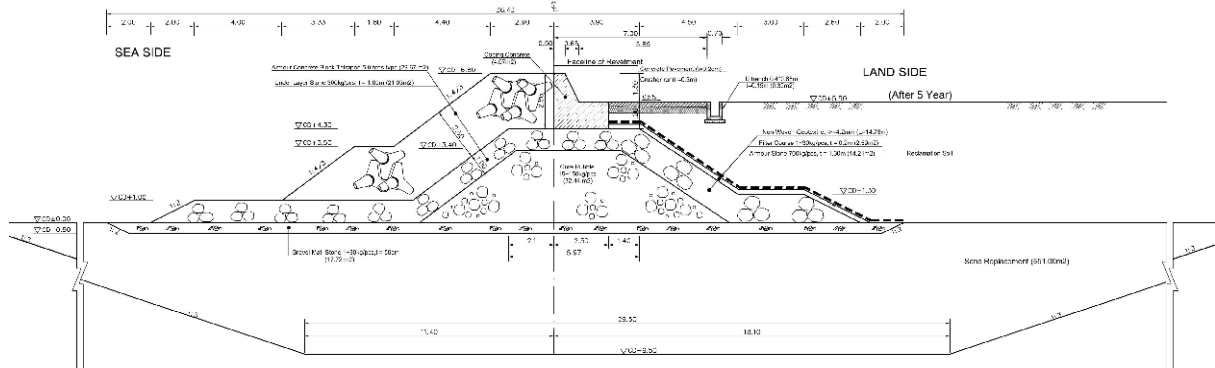
- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỌP PHẦN CẢNG, Chương 17 -



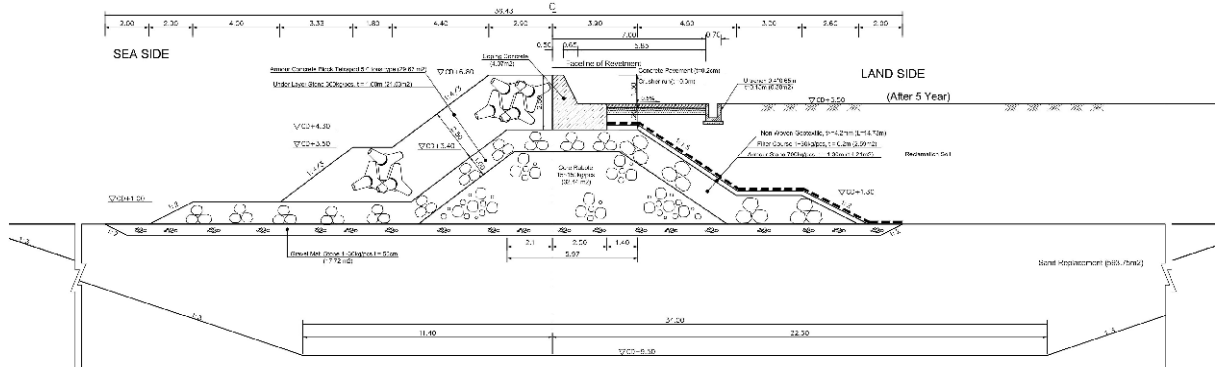
AFTER 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-A



AFTER 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-B



AFTER 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-C



AFTER 5 YEARS - TYPICAL CROSS SECTION FOR ORB-D

Nguồn: Đoàn Nghiên cứu JICA

Hình 17.4.3 Mặt cắt ngang điển hình của Đê chắn sóng B sau khi bãi phía sau đã được tôn tạo (để tham khảo)

18. KHU QUẢN LÝ HÀNH CHÍNH

18.1 Thiết kế chi tiết cho Bền công vụ (Tính toán cách bố trí cốt thép)

18.1.1 Điều kiện thiết kế

1) Tiêu chuẩn thiết kế áp dụng

STT	Tên tiêu chuẩn	Xuất bản bởi
1	Tiêu chuẩn kỹ thuật và Chú giải cho công trình cảng tại Nhật Bản	Viện Phát triển ven biển hải ngoại của Nhật Bản (OCDI)
2	Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật cầu đường bộ – tháng 3, 2002	Hiệp hội Đường Bộ Nhật Bản
3	Tiêu chuẩn thiết kế kỹ thuật kết cấu bê tông - 2007	Hội Kỹ sư Xây dựng Nhật Bản

2) Các thông số chính của bến công vụ

- Cao độ mặt bến	CD+5,50 m
- Cao độ đáy bến	CD-5,00 m
- Cao độ đỉnh cù	CD+1,50 m
- Cao trình đáy của bản giảm tải	CD+3,00m
- Bề rộng bản giảm tải (từ tuyến mép)	17,00m
- Cao độ mũi cù	-14,0m

3) Điều kiện môi trường

- Mực nước cao nhất (H.W.L)	CD+3,55 m
- Mực nước thấp (L.W.L)	CD+0,43 m
- Mực nước dư (R.W.L)	CD+2,51 m

4) Điều kiện về vật liệu

a) Bê tông

Chỉ số về cường độ nén 28 ngày của bê tông được trình bày trong bảng sau.

Chỉ số về cường độ nén 28 ngày		Môđun đàn hồi
Mẫu hình vuông	Mẫu hình trụ tròn	
40 MPa	30 MPa	28 kN/mm ²

b) Thép cây

Thép cây sử dụng trong tính toán là SD295 theo Tiêu chuẩn công nghiệp Nhật Bản (JIS) JIS G 3112 “Thép cây dùng trong kết cấu bê tông cốt thép”.

Cấp	Môđun đàn hồi
SD295	200 kN/mm ²

c) Cọc ván thép

Loại	Cấp	Ứng suất cho phép
IVw	SY295	180 MPa

- Vòng đời thiết kế : 50 năm
- Hiệu quả của việc bảo vệ bằng catốt : 90%

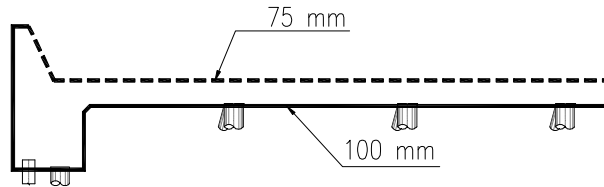
- Tỷ lệ ăn mòn : 0,030 mm/năm (0,3mm/năm × 10%)
- Sự ăn mòn cho phép : $t = 0,030 \times 50 \text{ năm} = 1,50 \text{ mm}$ (toàn bộ bề mặt)

d) Cọc bê tông ly tâm ứng suất trước

Loại	Dự ứng suất có hiệu	Cường độ nén	Môđun đàn hồi
Loại-B	8,0 MPa	85 MPa	37 kN/mm ²

5) Lớp bê tông bảo vệ

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ ở mặt trên là 75mm và ở mặt dưới của bản giảm tải là 100mm, như được thể hiện trong hình sau:



Hình 18.1.1 Chiều dày lớp bê tông bảo vệ

6) Độ rộng khe nứt bê tông cho phép

Độ rộng khe nứt bê tông cho phép trong điều kiện khai thác công trình được xác định theo công thức sau:

Độ rộng khe nứt bê tông cho phép = $0,004 \times C$ (mm)

Trong đó,

C : Chiều dày lớp phủ bê tông (mm)

7) Tải trọng thiết kế

- Tải trọng động : 10,0 kPa
- Tải trọng neo (150kN với khoảng cách bích neo là @12m) : 12,5 kN/m

8) Tải trọng động đất

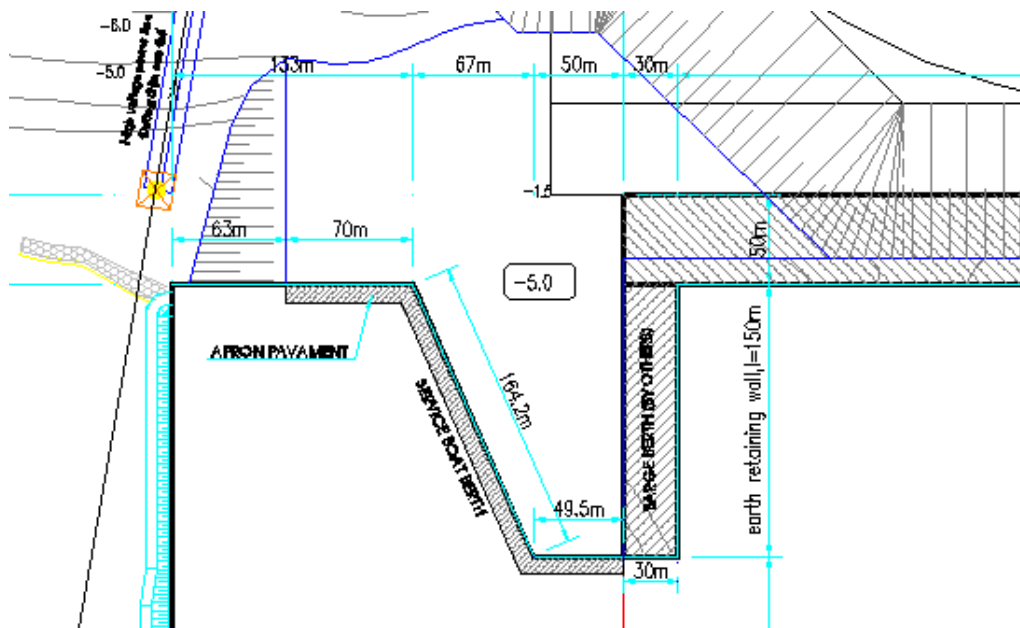
- Không xem xét

18.1.2 Bố trí chung cho Bến công vụ

1) Tuyến bến

Tuyến bến bao gồm 3 đoạn, chiều dài từng đoạn lần lượt là 70m; 164,2m và 49,5m. Để tránh các tác động xấu có thể ảnh hưởng đến móng của cột điện cao thế, khu vực nạo vét sẽ cách móng cột điện 63m. Độ sâu khu nước trước bến là CD-5m. Thêm bến có bề rộng 10m dọc theo tuyến bến.

Mặt bằng chung của bến được trình bày trong hình sau:



Hình 18.1.2 Bố trí chung cho Bến công vụ

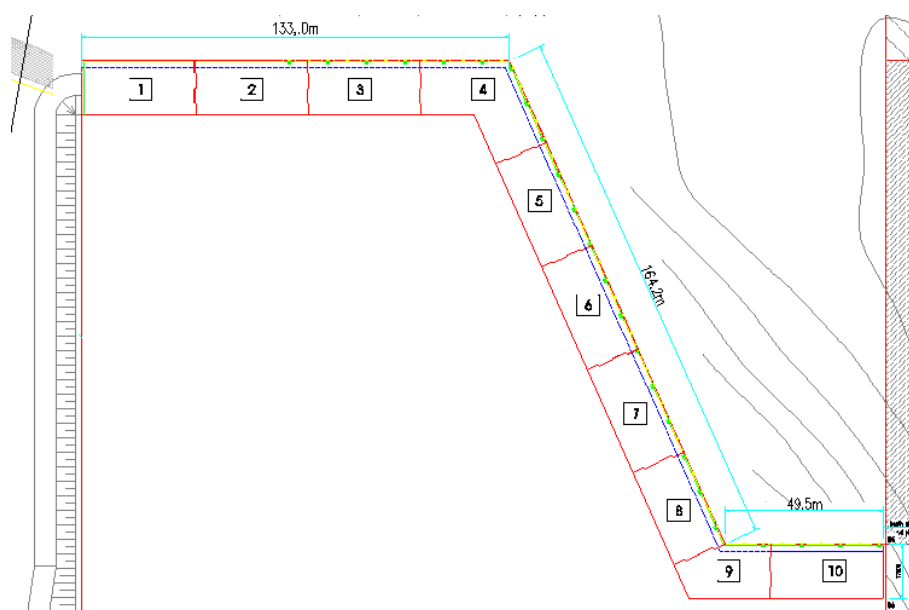
2) Tường cọc cừ thép

Tường cọc cừ thép bao gồm các cọc cừ thép loại IVw. Cao trình mũi cừ là CD-14,0m cho toàn bộ bến. Để tránh bị ăn mòn, tất cả các cừ thép sẽ được bảo vệ bằng hệ thống catốt từ CD-0,6m đến CD-5,0m và bảo vệ bằng lớp phủ bê tông từ CD-0,6m đến đáy của bê tông tường định.

3) Bản giảm tải

Tổng chiều dài của bản giảm tải là 346,7m. Từ trái qua phải, sàn giảm tải được chia thành 10 đoạn với chiều dài từng đoạn lần lượt là $3 \times 35\text{m} + 56\text{m}$ (đoạn ở góc) + $3 \times 35\text{m} + 31,2\text{m} + 36,5\text{m}$ (đoạn ở góc) + 35m . Giữa những phân đoạn có khe co giãn rộng 2cm.

Bố trí chung của bản giảm tải được thể hiện trong hình sau:

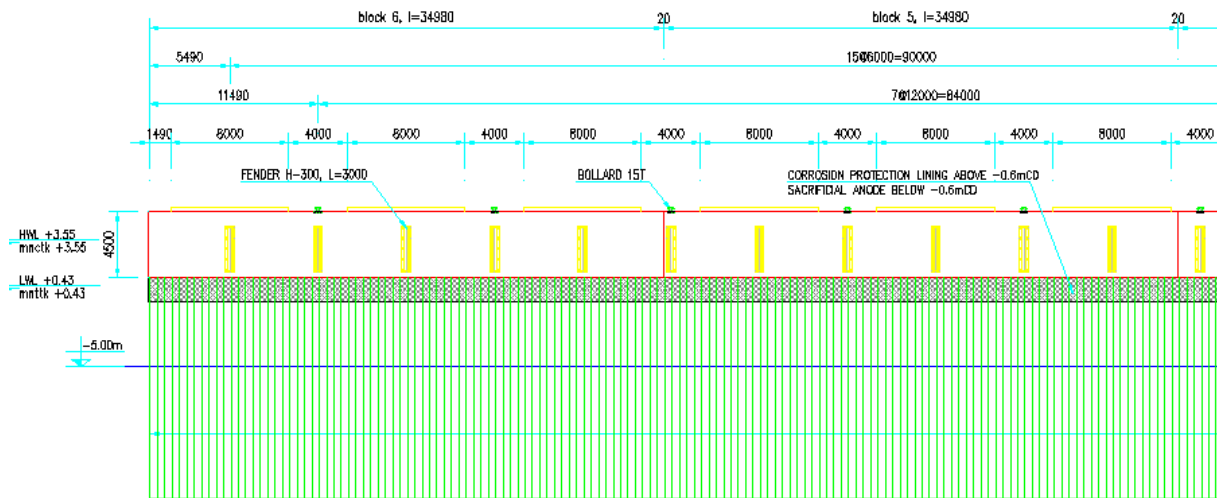


Hình 18.1.3 Bố trí chung của bản giảm tải

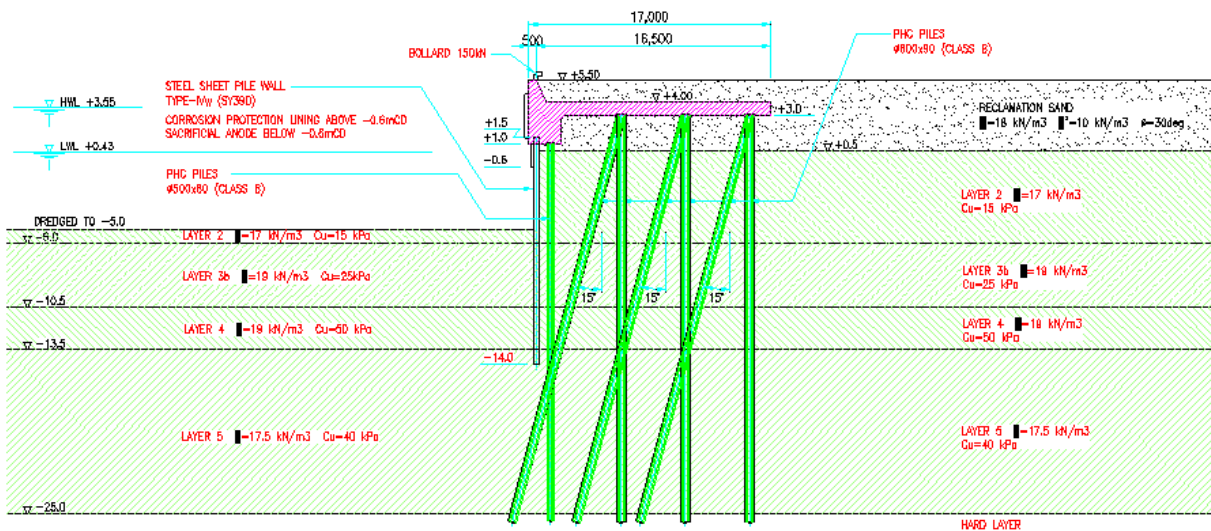
NGHIÊN CỨU THIẾT KẾ CHI TIẾT VỀ DỰ ÁN XÂY DỰNG HẠ TẦNG CẢNG LẠCH HUYỆN

- BÁO CÁO CUỐI KỲ- HỌP PHẦN CẢNG, Chương 18 -

Mặt trước bên và mặt cắt ngang của phân đoạn điển hình được trình bày trong hình dưới đây:

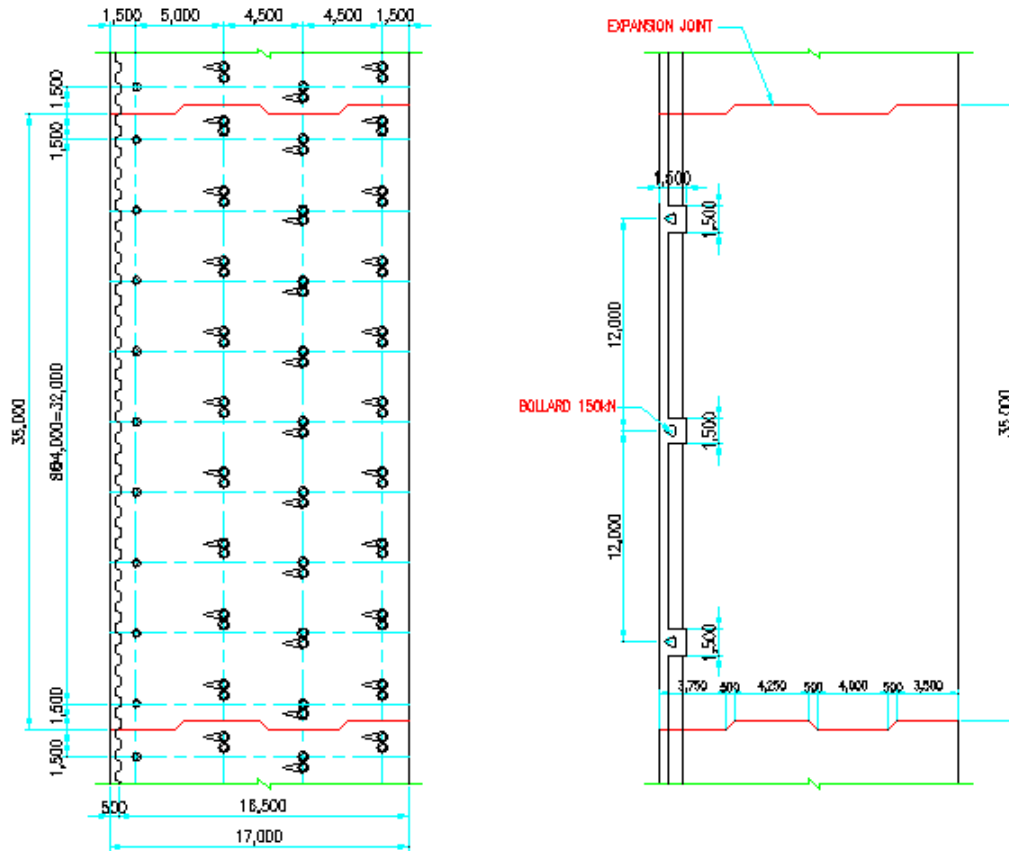


Hình 18.1.4 Mặt trước của Bền công vụ (điển hình)



Hình 18.1.5 Mặt cắt ngang điển hình của Bền công vụ

Mặt bằng nền cọc và bản giảm tải của phân đoạn điển hình được thể hiện trong hình vẽ dưới đây:



Hình 18.1.6 Mặt bằng nền cọc và bản giảm tải

18.1.3 Tính toán các cấu kiện

Tóm tắt phần tính toán cho những cấu kiện chính của bản giảm tải được miêu tả dưới đây. Kết quả tính toán chi tiết sẽ được trình bày trong Phụ lục 10-2, đối với phân đoạn điển hình, và trong Phụ lục 10-3, đối với phân đoạn ở góc.

1) Tường cọc cừ thép

a) Tiết diện cọc cừ

Cọc cừ thép loại SP-IVw đã được lựa chọn. Đặc trưng của tiết diện như sau:

- Môđun đàn hồi : $E = 200,0 \text{ kN/mm}^2$
- Mômen quán tính : $I = 56.700 \text{ cm}^4/\text{m}$
- Môđun tiết diện : $Z = 2.700 \text{ cm}^3/\text{m}$

Sau khi ăn mòn

- Vòng đời thiết kế : 50 năm
- Tỷ lệ ăn mòn : 0,030 mm/năm (Hiệu quả của việc bảo vệ bằng catốt = 90%)
- Sự ăn mòn cho phép: $t = 2 \times 0,030 \times 50 \text{ năm} = 3,000 \text{ mm}$
- Mômen quán tính : $I = 46.454 \text{ cm}^4/\text{m}$
- Môđun tiết diện : $Z = 2.228 \text{ cm}^3/\text{m}$

Kiểm tra ứng suất của cọc cừ

Mômen uốn lớn nhất của cừ là:

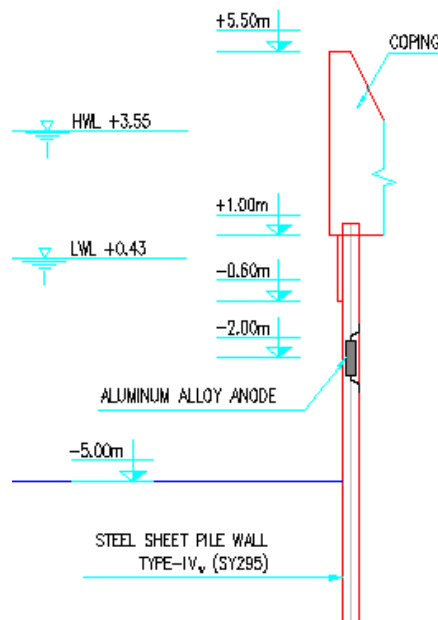
- Phương pháp đường biên dạng : 362,450 kN-m/m --- được lựa chọn
- Phương pháp liên kết tự do đất nền: 244,886 kN-m/m

$$\sigma = \frac{362.450 \times 10^6}{2228 \times 10^3} = 162.7 \leq \sigma_a = 180.0 \dots OK$$

b) Bảo vệ chống ăn mòn

Để tránh bị ăn mòn, các cọc ống cừ thép sẽ được bảo vệ bằng phương pháp như miêu tả dưới đây:

- Từ CD+1,0m (cao độ đáy của tường đỉnh) đến CD-0,6m (dưới mực nước thấp): bảo vệ bằng phương pháp phủ bê tông.
- Phần còn lại của cừ: sử dụng hệ thống bảo vệ catốt dọc tường cừ với khoảng cách trung bình là 5m.



Hình 18.1.7 Bảo vệ chống ăn mòn cho cọc ván thép

Các đặc tính của hệ thống bảo vệ catốt được tóm tắt trong bảng sau. Tính toán chi tiết của hệ thống bảo vệ catốt được trình bày trong Phụ lục 18-1.

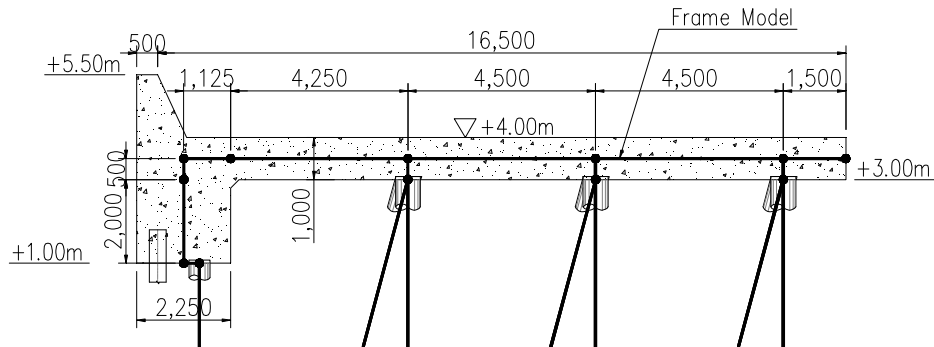
Vật liệu	Hợp kim nhôm anot:
Kích thước	(255+300) x 280 x 1420
Trọng lượng tịnh [kg]	295,6
Tổng trọng lượng [kg]	312,0
Mật độ tích trữ năng lượng [Ah/kg]	2600
Điện thế đóng mạch (mV vs. SCE)	-1050
Dòng điện ra (ban đầu) [A/pc.] ở 35 ohm.cm	3,5
Dòng điện ra (trung bình) [A/pc.]	1,75
Vòng đời [năm]	50
Số lượng	140 chiếc
Số cực đo điện thế	07 cực

2) Thiết kế cọc bê tông ly tâm dự ứng lực

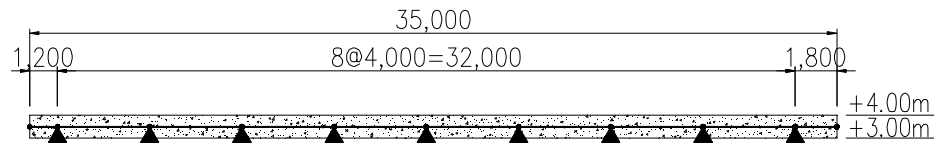
a) Mô hình phân tích kết cấu

Hai mô hình tính toán được thiết lập bằng tất cả các cấu kiện và các cọc được coi là liên kết cứng với bản giảm tải. Sự tương tác giữa cọc và đất đã được mô hình hóa bằng các liên kết đàn hồi theo phương ngang. Mô hình phân tích được trình bày dưới đây.

Phương ngang:



Phương dọc



Hình 18.1.8 Mô hình tính toán

b) Tải trọng thiết kế (TTTK)

Tổ hợp tải trọng (TT) áp dụng được tóm tắt như sau:

Điều kiện (ĐK)		TT bản thân kết cấu (a)	TT bản thân của đất (b)	Tải trọng động (c)	Áp lực nước (d)	Áp lực đất (e)	Tải trọng neo (f)	Phản lực (g)	Tăng ứng suất cho phép
ĐK bình thường	ĐK 1	x	x	x	x	x		x	1,0
	ĐK 2	x	x		x	x		x	
ĐK neo	ĐK 3	x	x	x	x	x	x	x	1,0
	ĐK 4	x	x		x	x	x	x	

c) Kiểm tra ứng suất khai thác của cọc bê tông ly tâm dự ứng lực

Cọc bê tông ly tâm ứng suất trước đã được kiểm tra bằng ứng suất khai thác thiết kế. Kết quả lực dọc tối đa và mômen uốn được trình bày trong bảng sau.

Điều kiện bình thường

	Lực dọc (kN)	Mômen uốn (kNm)
PHC ϕ 500	687	74
PHC ϕ 600	1100	110

Điều kiện neo

	Lực dọc (kN)	Mômen uốn (kNm)
PHC $\phi 500$	701	76
PHC $\phi 600$	1124	123

Biểu đồ quan hệ được lập dựa trên công thức sau:

$$\text{Nén: } \sigma_c = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z} + \sigma_e \leq \sigma_{ca}$$

$$\text{Kéo: } \sigma_t = \frac{P}{A} - \frac{M}{Z} + \sigma_e \geq \sigma_{ta}$$

Trong đó,

σ_c : ứng suất nén lớn nhất do lực nén dọc trục tác động lên mặt cắt (N/mm^2)

σ_t : ứng suất kéo lớn nhất do lực kéo dọc trục tác động lên mặt cắt (N/mm^2)

P : lực nén dọc trục (N) ... có giá trị dương khi nén và âm khi kéo

M : mômen uốn (N-mm)

A : diện tích mặt cắt ngang (mm^2)

Z : môđun kháng uốn (mm^3)

σ_e : ứng suất trước hữu dụng (N/mm^2)

σ_{ca} : ứng suất nén cho phép (N/mm^2)

$$\sigma_{ca} = \begin{cases} 27,0MPa & \text{trong dài hạn} \\ 40,5MPa & \text{trong ngắn hạn} \end{cases}$$

σ_{ta} : ứng suất kéo cho phép (N/mm^2)

$$\sigma_{ta} = \begin{cases} 10MPa & \text{trong dài hạn} \\ 15MPa & \text{trong ngắn hạn} \end{cases}$$

Kết quả tính toán cho tất cả các tổ hợp tải trọng trong điều kiện khai thác được trình bày trong Phụ lục 10-2 và 10-3.

d) Kiểm tra cốt thép liên kết đầu cọc

Cốt thép đầu cọc được thiết kế dựa trên nội lực trình bày trong bảng sau:

		Lực dọc		Mômen uốn Tối đa (kNm)	Cốt thép
		Tối đa (kN)	Tối thiểu (kN)		
Điều kiện bình thường	PHC $\phi 500$	687	548	74	8 $\phi 19$
	PHC $\phi 600$	1110	103	110	10 $\phi 22$
Điều kiện neo	PHC $\phi 500$	701	562	76	8 $\phi 19$
	PHC $\phi 600$	1124	77	123	10 $\phi 22$

Kết quả tính toán chi tiết được trình bày trong Phụ lục 10-2 và 10-3.

e) Kiểm tra sức chịu tải của cọc

Sức chịu tải tối đa được tính toán theo công thức sau:

Cọc đóng vào nền cát bằng búa:

$$R_u = 300NA_p + 2\bar{N}A_s$$

Trong đó,

R_u : sức chịu tải giới hạn của cọc (kN)

A_p : diện tích chân móng của cọc (m^2)

A_s : tổng diện tích xung quanh của cọc (m^2)

\bar{N} : N-giá trị của nền xung quanh cọc

\bar{N} : giá trị trung bình của tổng chiều dài xuyên của cọc

Giá trị N được tính toán theo công thức sau:

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2}$$

Trong đó,

$\frac{N_1}{B}$: giá trị N tại chân cọc

$\frac{N_2}{B}$: giá trị N trung bình trong phạm vi từ chân cọc đến cao độ 4B phía trên

B : đường kính hoặc chiều rộng của cọc (m)

Cọc đóng trong nền sét bằng búa

$$R_u = 8c_p A_p + \bar{c}_a A_s$$

Trong đó,

c_p : lực dính kết tại chân cọc (kN/m^2)

\bar{c}_a : lực dính kết trung bình của tổng chiều dài cọc đóng trong đất (kN/m^2)

Lực dính kết có thể được tính như sau:

$$c_a = c \quad : c \leq 100 \text{ kN/m}^2$$

$$c_a = 100 \text{ kN/m}^2 \quad : c > 100 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số an toàn

Lực dọc khai thác cho phép lên cọc được xác định bằng cách chia sức chịu tải tối đa của cọc cho hệ số an toàn.

	Nén	Kéo
ĐK bình thường/neo	2,5	3,0

Kết quả tính toán sức chịu tải cọc được tóm tắt trong bảng sau.

		Khả năng uốn cho phép R_a		Lực nén dọc trục tối đa P		Trọng lượng cọc W (kN)	Kiểm tra		Đánh giá < R_a ?
		Nén (kN)	Kéo (kN)	Nén (kN)	Kéo (kN)		P + W Nén (kN)	P - W Kéo (kN)	
PHC ϕ 500	Điều kiện bình thường	1.307	432	687	-	39	726	-	OK
	Điều kiện neo			701	-		740	-	
PHC ϕ 600	Điều kiện bình thường	1.775	531	1100	-	57	1157	-	OK
	Điều kiện neo			1124	-		1181	-	

3) Bản giảm tải

Tổng hợp các nội lực và bố trí cốt thép theo phương ngang được trình bày trong bảng sau:

	Đơn vị	Dưới 1	Dưới 2	Dưới 3	Trên 1	Trên 2	Trên 3
Điều kiện bình thường							
Nội lực							
Mômen uốn	kNm	694,2	15,7	74,9	165,0	197,1	68,6
Lực cắt	kN	313,8	313,8	182,2	313,8	182,2	92,3
Bố trí cốt thép							
Lớp 1	Thanh-1	5- D19	5- D19	5- D19	5- D19	5- D19	5- D19
	Thanh-2	5- D32			5- D19	5- D19	
Lớp 2	Thanh-1	5 - D22					
	Thanh-2	5 - D22					
Điều kiện neo							
Nội lực							
Mômen uốn	kNm	668,0	9,9	79,0	182,7	202,0	68,6
Lực cắt	kN	310,2	310,2	185,2	310,2	185,2	91,5
Bố trí cốt thép							
Lớp 1	Thanh-1	5- D19	5- D19	5- D19	5- D19	5- D19	5- D19
	Thanh-2	5- D32			5- D19	5- D19	
Lớp 2	Thanh-1	5 - D22					
	Thanh-2	5 - D22					

Tổng hợp các nội lực và bố trí cốt thép theo phương dọc được trình bày trong bảng sau:

	Đơn vị	Tường đỉnh	Tường trước	Dưới	Trên
Nội lực					
Mômen uốn	kNm	28,1	675,7	55,1	98,8
Lực cắt	kN	22,8	198,7	133,5	133,5
Bố trí thanh cốt thép					
Lớp 1	Thanh-1	5-D16	5 - D16	5 - D19	5 - D19
	Thanh-2		5 - D16		

18.2 Kè thượng lưu tại Khu hành chính

Do kết cấu của Kè thượng lưu tại Khu hành chính chưa được hoàn thành, nên thiết kế cơ sở đề cập trong Mục 10.3, Chương 10 được coi là thiết kế chi tiết.

18.3 Các công trình hạ tầng kỹ thuật

Do bên công vụ dự kiến sẽ được xây dựng bằng nguồn vốn vay ODA, các vòi cấp nước cho tàu và đường ống nước tại bên công vụ cũng thuộc phạm vi Dự án.

Thiết kế cơ sở của hệ thống cấp điện và cấp nước cho khu quản lý hành chính do Chính phủ Việt Nam

thực hiện. Hệ thống cấp điện và cấp nước cần có quy hoạch và thiết kế phù hợp với hệ thống hạ tầng kỹ thuật tổng thể cho toàn khu quản lý hành chính và sẽ do các cơ quan sử dụng các công trình này chịu trách nhiệm lập quy hoạch, thiết kế và xây dựng.

18.3.1 Cấp điện

Hệ thống cấp điện tại khu quản lý hành chính và việc đấu nối tới đường cấp điện chính sẽ do phía Việt Nam thiết kế và xây dựng. Điện chiếu sáng tại thềm bến cũng sẽ do Chủ đầu tư thiết kế chi tiết và xây dựng.

18.3.2 Cấp nước

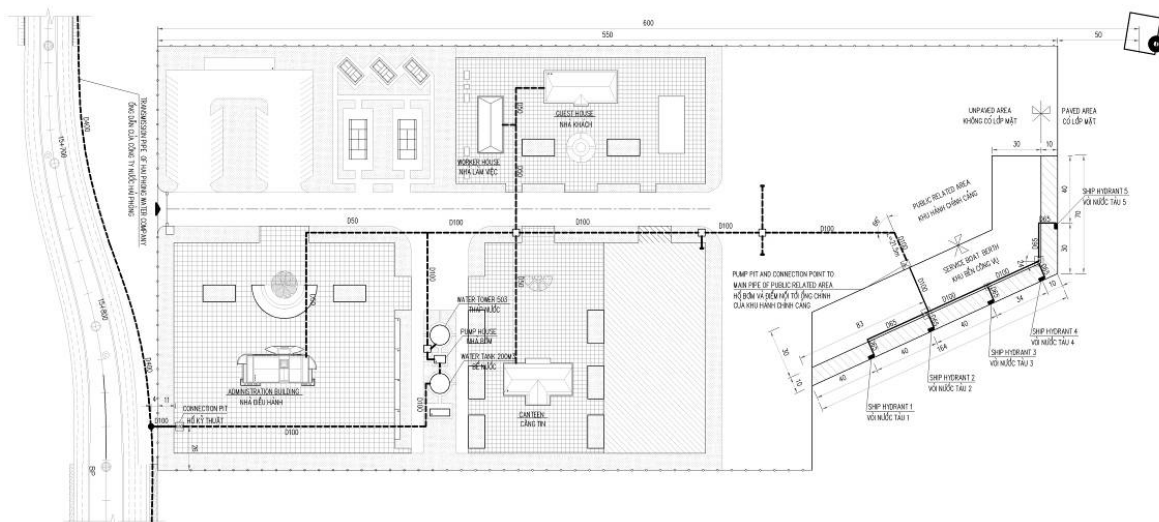
Quy hoạch và thiết kế cơ sở của hệ thống cấp nước tổng thể tại khu quản lý hành chính do Chính phủ Việt Nam thực hiện. Trong Dự án này, việc xây dựng hệ thống cấp nước tại bến công vụ được thực hiện đồng thời với việc xây dựng kết cấu bến công vụ và thềm bến.

Trong Nghiên cứu TKCT này, việc cấp nước cho bến công vụ được quy hoạch và thiết kế dựa vào điểm đấu nối đề xuất giữa hệ thống cấp nước của khu quản lý hành chính và bến công vụ. Việc quy hoạch và thiết kế cấp nước cho bến công vụ cần được rà soát khi phía Việt Nam thiết kế chi tiết hệ thống cấp nước cho khu quản lý hành chính.

1) Mặt bằng hệ thống cấp nước tại bến công vụ

a) Đấu nối với hệ thống cấp nước tại bến công vụ

Đoàn nghiên cứu JICA đề xuất vị trí hệ thống ống nước như trong Hình 18.3.1.

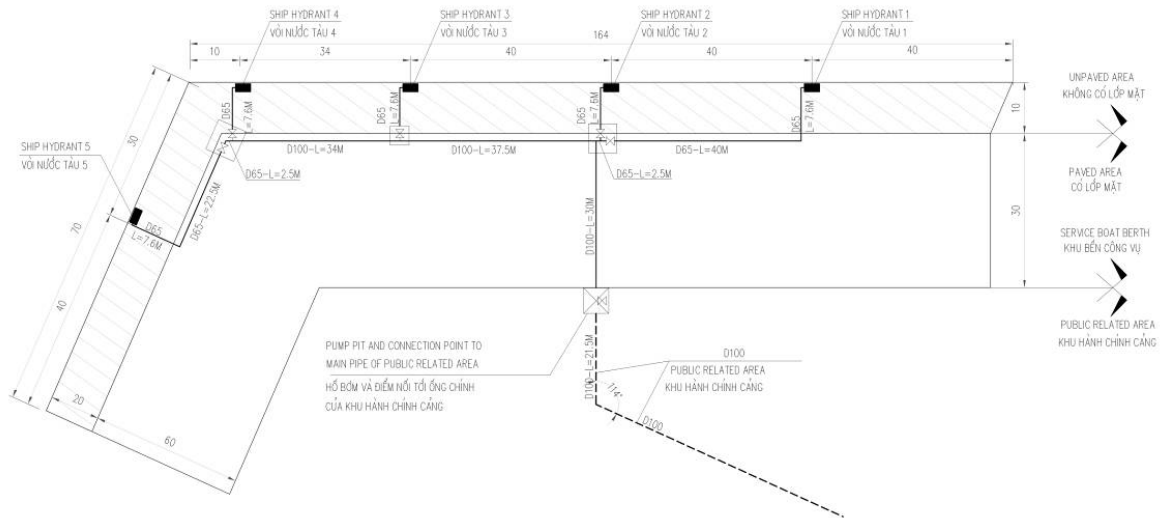


Hình 18.3.1 Hệ thống cấp nước đề xuất tại bến công vụ

Về kích thước ống nước, ống D76 được sử dụng làm ống đấu nối giữa khu vực tòa nhà và bến công vụ tại khu quản lý hành chính. Sau khi xem xét nhu cầu sử dụng nước tại bến công vụ, Đoàn nghiên cứu JICA đề nghị thay thế ống D76 bằng ống D100.

b) Sơ đồ hệ thống trụ cấp nước cho tàu

Số lượng trụ cấp nước được xác định dựa trên hướng dẫn của Việt Nam và Nhật Bản. Hướng dẫn của Việt Nam yêu cầu khoảng cách giữa các trụ cấp nước tại bến công vụ là 40-50m, trong khi hướng dẫn của Nhật Bản quy định khoảng cách đó là 30m. Trong nghiên cứu này, các trụ cấp nước tại bến công vụ được quy hoạch với khoảng cách gần 40m, và tổng cộng có 5 trụ cấp nước sẽ được lắp đặt tại bến công vụ như trong Hình 18.3.2.

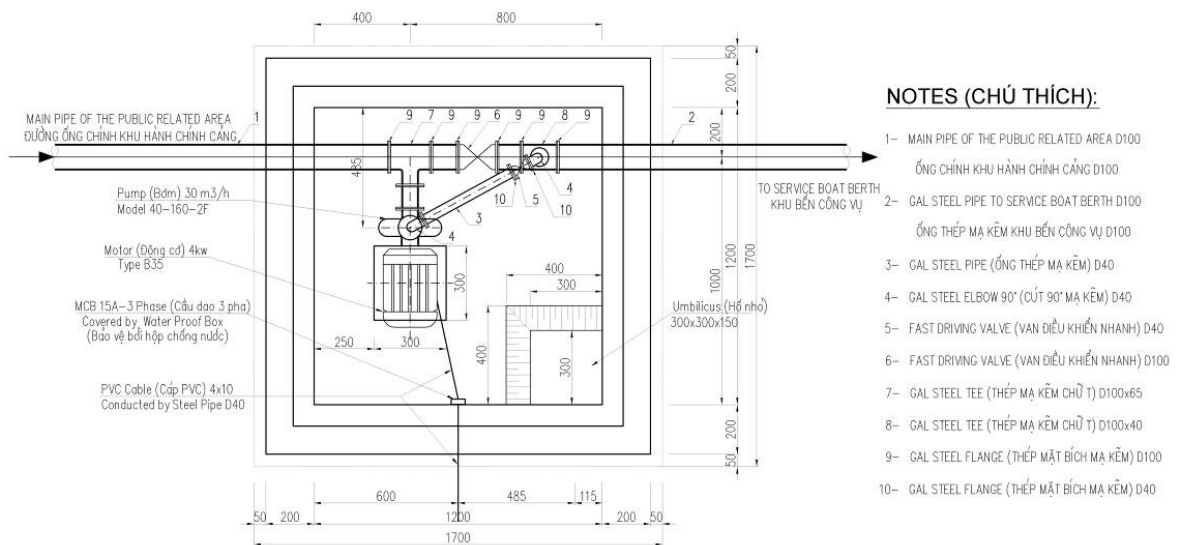


Hình 18.3.2 Mặt bằng hệ thống trụ cấp nước tại bến công vụ

2) Thiết kế cấp nước tại bến công vụ

a) Hồ đầu nối giữa khu hành chính và bến công vụ

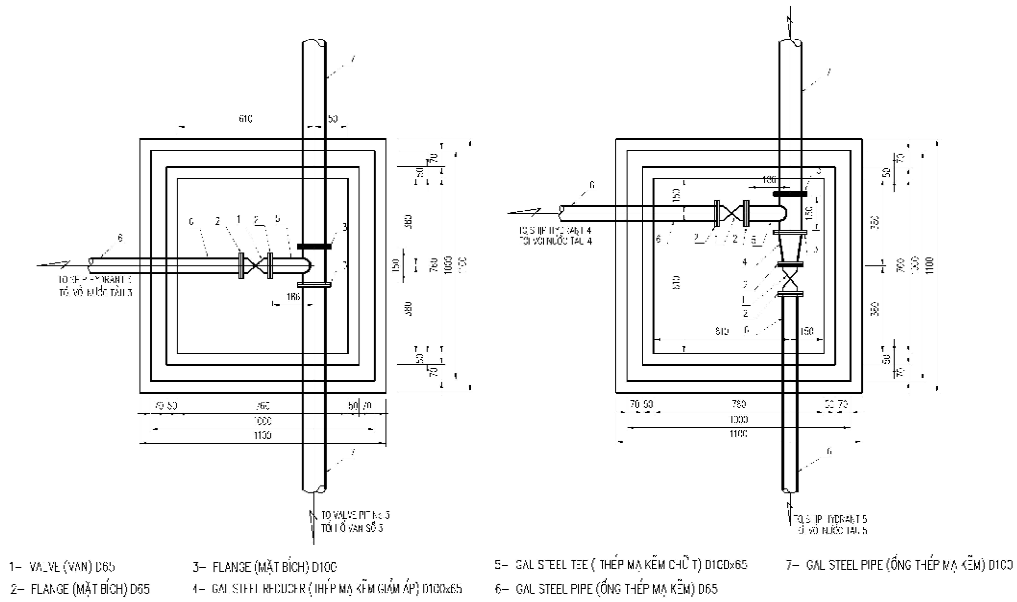
Dự kiến sẽ có một máy bơm nước đặt trong hồ đầu nối, do đài nước chưa được Chính phủ Việt Nam thiết kế. Nếu có đủ số họng nước tại mỗi trụ cấp nước thì không cần máy bơm nước.



Hình 18.3.3 Hồ đầu nối giữa khu hành chính và bến công vụ

b) Hồ nối tới các trụ cấp nước

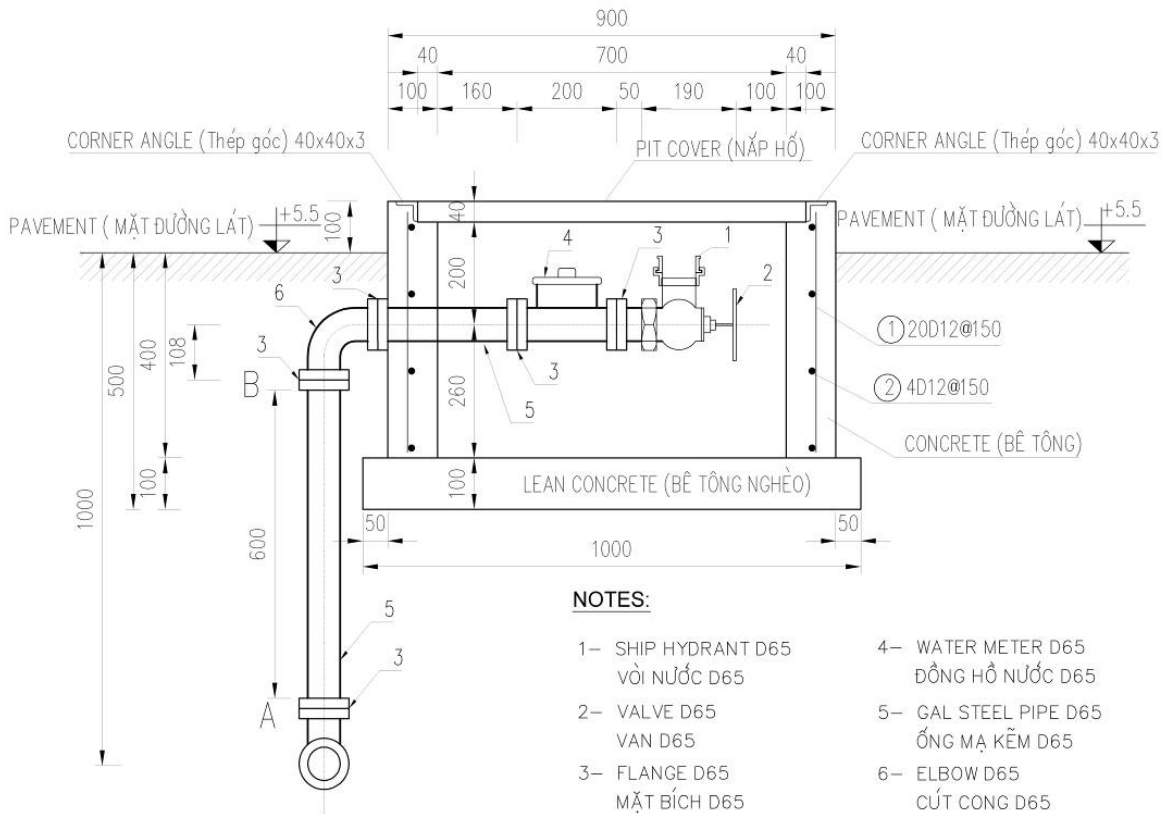
Hai loại hồ đầu nối tới các trụ cấp nước được quy hoạch và thiết kế để đo lượng nước cấp cho các tàu và để đóng đường ống dẫn nước nhằm tạo thuận lợi cho công tác bảo dưỡng. Loại hồ đầu nối ở hình bên trái có 1 van, loại hồ nối ở hình bên phải có 2 van tại mỗi hố.



Hình 18.3.4 Hồ đầu nối tới các trụ cấp nước cho tàu (2 loại)

c) Trụ cấp nước cho tàu

Hình 18.3.5 thể hiện chi tiết trụ cấp nước cho tàu tại bến công vụ.



Hình 18.3.5 Trụ cấp nước cho tàu

Gói thầu số 10: Đê chắn sóng đoạn B và Đê chắn cát

19. ĐÊ CHẴN CÁT

19.1 Tiêu chuẩn thiết kế và điều kiện thiết kế

Về cơ bản, Tiêu chuẩn Thiết kế Xây dựng Hạ tầng Cảng của Nhật Bản, Tiêu chuẩn Kỹ thuật và Chú giải về Công trình Cảng tại Nhật Bản (OCDI-2002) đã được sử dụng để thiết kế, và Tiêu chuẩn của Việt Nam sẽ được sử dụng để kiểm tra các kết quả trong trường hợp có sự khác biệt lớn giữa tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn Nhật Bản. Những tiêu chuẩn thiết kế sau đây đã được áp dụng để tham khảo khi cần thông tin chi tiết:

- 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 Công trình bờ biển (US Army Corps of Engineers, 2004)
- Thiết kế đê chắn sóng dạng tường đứng (Port and Airport Research Institute, Japan)
- Hướng dẫn thiết kế của Tetra-pod (Tetra-pod Co., Ltd., 1995)
- Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá. Sử dụng đá học trong công trình thủy, tái bản lần 2 (C683, CIRIA, London, 2007)

Các điều kiện tự nhiên như thủy triều, sóng nước sâu thiết kế đã được trình bày trong các phần trước. Khi thiết kế kết cấu có xét tới yếu tố sóng nước sâu thiết kế có chu kỳ lặp 30 năm và không xét tới yếu tố mực nước cao nhất (HHWL), do mực nước này có ít tác động đối với vấn đề an toàn.

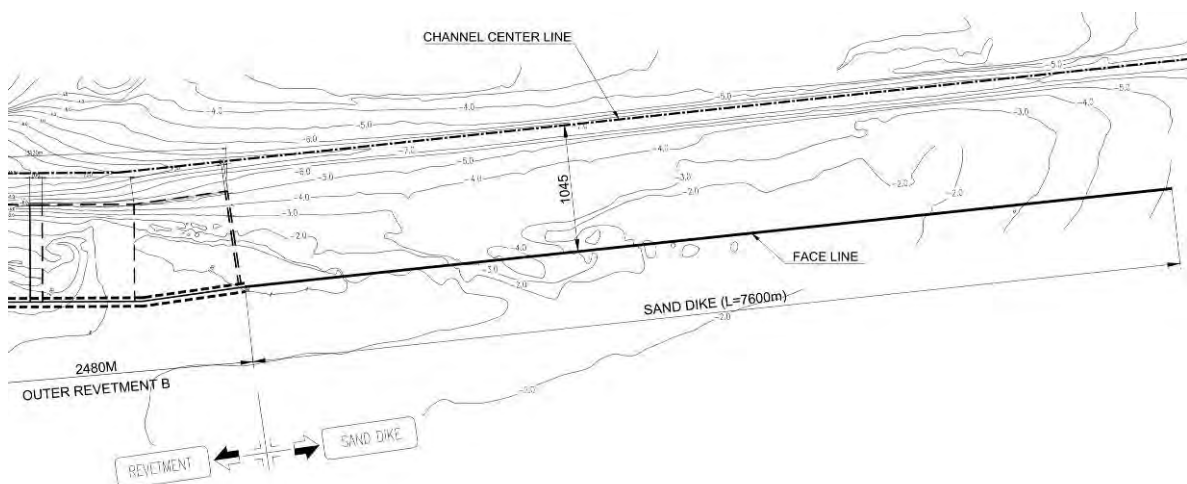
Mặt bằng bố trí và cao trình đỉnh của kết cấu đê được tính toán dựa trên kết quả nghiên cứu mô phỏng sa bồi trình bày trong Chương 5. Trong thiết kế không xét tới sự cố kết của nền đất, với điều kiện công tác khảo sát, kiểm tra kỹ lưỡng và duy tu bảo dưỡng thích hợp sẽ được thực hiện định kỳ trong thời gian khai thác công trình.

19.2 Thiết kế chi tiết của Đê chắn cát

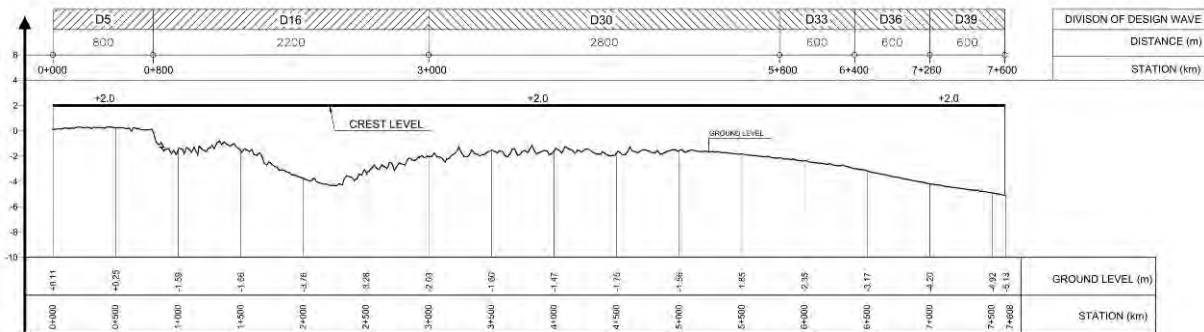
19.2.1 Điều kiện thiết kế

1) Hướng tuyến và dạng kết cấu Đê

Hình 19.2.1 cho thấy hướng tuyến của Đê chắn cát cùng với thông tin về cao trình mặt đất tự nhiên được cập nhật theo kết quả khảo sát đo sâu mới nhất. Hình 19.2.2 cho thấy địa hình đáy biển dọc theo kết cấu.



Hình 19.2.1 Mặt bằng hướng tuyến Đê chắn cát



Hình 19.2.2 Địa hình đáy biển của Đê chắn cát

Theo kết quả nghiên cứu so sánh với dạng kết cấu khác đã trình bày trong Chương 8, dạng kết cấu được lựa chọn cho Đê chắn cát là thùng BTCT rỗng không đáy trên nền đá đổ có sử dụng các khối tiêu sóng Tetra-Pod làm lớp phủ bảo vệ cho cả hai mái. Trong Nghiên cứu này cũng đã xác định đê phải có cao trình đỉnh không thấp hơn 3m tính từ mặt đất tự nhiên.

2) Sóng và mực nước

Các điều kiện tự nhiên như mực nước và sóng nước sâu thiết kế đã được trình bày trong Chương 16. Trong thiết kế không sử dụng Mực nước cao nhất (H.H.W.L) mà sử dụng điều kiện sóng nước sâu có chu kỳ lặp 30 năm.

Chiều cao sóng thiết kế lớn nhất (H_{max}) và Chiều cao sóng có nghĩa ($H_{1/3}$) được trình bày trong các bảng của Chương 2.

3) Điều kiện địa chất

Trong Chương 8, tuy chưa có thông tin về điều kiện địa chất dọc hướng tuyến của đê, nhưng đã có nghiên cứu về sự cần thiết phải xử lý nền đất yếu cho đê chắn cát dựa trên số liệu đã thu thập được theo hướng tuyến đê dự kiến ban đầu tại Nghiên cứu SAPROF, như trình bày trong Chương 2, và kết quả cho thấy không cần thực hiện biện pháp xử lý nền đất yếu cho công trình đê chắn cát.

19.2.2 Khối bê tông tiêu sóng và Khối bảo vệ chân khay

“Sổ tay hướng dẫn thiết kế đá - Sử dụng đá học trong công trình thủy, tái bản lần 2 (C683, CIRIA, London, 2007)” đã được sử dụng.

Quy trình xác định trọng lượng của khối bê tông tiêu sóng được trình bày trong Chương 9 và kết quả được giới thiệu trong Bảng 9.3.1. Mái dốc 1:2 được áp dụng cho khối bê tông tiêu sóng.

Quy trình xác định trọng lượng khối bảo vệ chân khay được trình bày tại Chương 9 và kết quả tổng hợp tại Bảng 9.3.3.

Khối bê tông tiêu sóng có trọng lượng lớn gấp 1,5 lần thông thường đã được thiết kế cho phần đầu đê, theo khuyến nghị trong Tiêu chuẩn và Chú giải về các công trình cảng và bến cảng (OCDI-2002).

19.2.3 Kết cấu phía trên của Đê

Bảng 9.3.3 tại Chương 9, đã trình bày kích thước cần thiết của thùng chìm được thiết kế là kết cấu phía trên của đê chắn cát, có tác dụng hấp thu lực sóng tới. Kích thước ngang 2,5 và 3,0m x 2,0m và chiều cao tối đa 3,5m của mỗi thùng được tính toán có xét tới sự thuận tiện trong vận chuyển và thi

công lắp đặt tại vị trí công trình.

Khối bê tông đúc sẵn được sử dụng thay thế cho kết cấu bê tông đúc tại chỗ.

19.2.4 Thùng chìm BTCT rỗng không đáy

Khi thiết kế thùng chìm, đã xét tới lực sóng và áp lực đất của vật liệu đá hộc nhồi bên trong thùng. Lực sóng được tính theo Công thức Goda, phương trình (9-3). Tính chất của đá lõi được trình bày trong Bảng 19.2.1. Kết quả của những tính toán này được trình bày trong Bảng 19.2.2.

Bảng 19.2.1 Tính chất của đá lõi

STT	Tính chất	Giá trị	Đơn vị
1.	Dung trọng (γ_s)	2,6	t/m ³
2.	Dung trọng trong nước ngầm (γ')	1,575	t/m ³
3.	Độ xốp rỗng (P)	37	%
4.	Góc nội ma sát (ϕ)	40	độ

Kích thước của thùng chìm sẽ được xác định dựa trên kết quả tính độ ổn định trước áp lực sóng có chu kỳ lặp 30 năm. Toàn bộ kích thước thùng chìm tại các vị trí có độ sâu khu nước khác nhau được trình bày trong Bảng 9.3.3 của Chương 9. Kết quả tính toán độ ổn định của thùng được trình bày trong Bảng 19.2.2, hệ số ma sát giữa thùng chìm và nền đá đổ trong trường hợp trượt lở là 0,8. Quy trình thiết kế chi tiết để tính toán độ ổn định của thùng chìm bê tông được trình bày trong Phụ lục 19-1.

Bảng 19.2.2 Kết quả tính toán độ ổn định của thùng chìm bê tông

TT	Tình huống lựa chọn	Cao trình mặt đất tự nhiên (m)	HỆ SỐ AN TOÀN ỔN ĐỊNH	
			CHỐNG TRƯỢT	CHỐNG LẬT
1	TÌNH HUỐNG B-1	0,0	1,95	9,70
2		-1,0	1,81	10,10
3		-2,0	1,57	5,00
4		-3,0	1,38	6,98
5		-4,0	1,30	4,71
6		-5,0	1,83	5,60
7	TÌNH HUỐNG B-2	0,0	2,25	17,89
8		-1,0	2,08	16,53
9		-2,0	2,56	20,62
10		-3,0	2,29	18,49
11		-4,0	1,84	14,86
12		-5,0	2,00	16,15

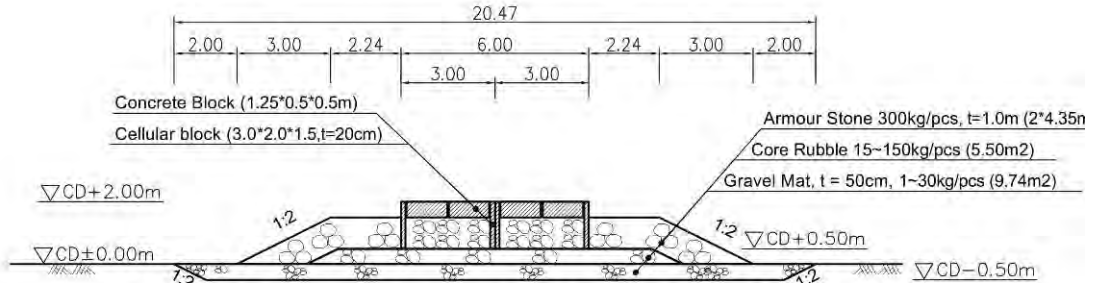
Dựa trên kích thước điển hình của thùng chìm tính toán theo kết quả phân tích độ ổn định đối với áp lực sóng được nêu tại Phụ lục 19-6, kích thước Dài 2m x Rộng 3,0m x Cao 2,5m x Dày 0,2m được lựa chọn để tính toán kết cấu cho thùng bê tông tương ứng với các ngoại lực đại diện. Ngoại lực tác động lên thành thùng chìm bao gồm lực sóng và áp lực của vật liệu đá hộc nhồi bên trong thùng. Sự bố trí cốt thép được tính toán theo Tiêu chuẩn Việt Nam, TCVN 4116-85. Quy trình thiết kế chi tiết để tính toán kết cấu thùng chìm trình bày trong Phụ lục 19-17. Kết quả được tóm tắt trong bảng sau:

Bảng 19.2.3 Kết quả tính toán kết cấu thùng chìm

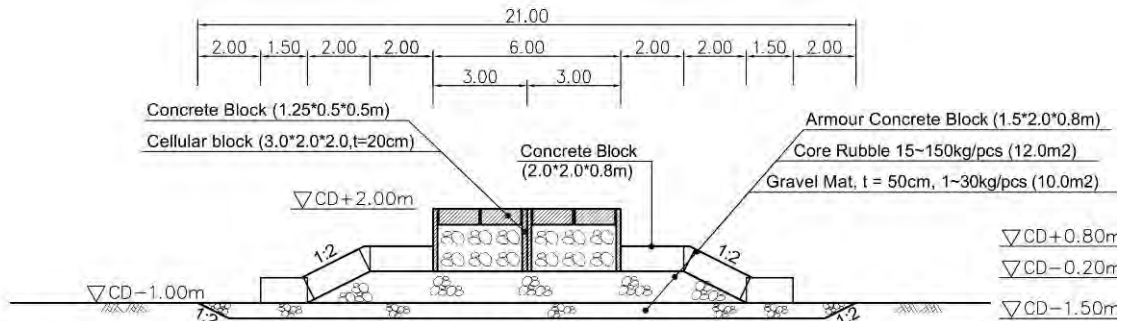
STT	Hạng mục	Kết quả
1	Mômen uốn của thành thùng không đáy: Mômen uốn tại nhịp Mômen uốn tại gối	1,38 t.m 0,69 t.m
2	Bố trí cốt thép (cả hai phía)	φ14 @200mm
3	Nắp bê tông	Tối thiểu 5 cm

19.2.5 Mặt cắt ngang điển hình

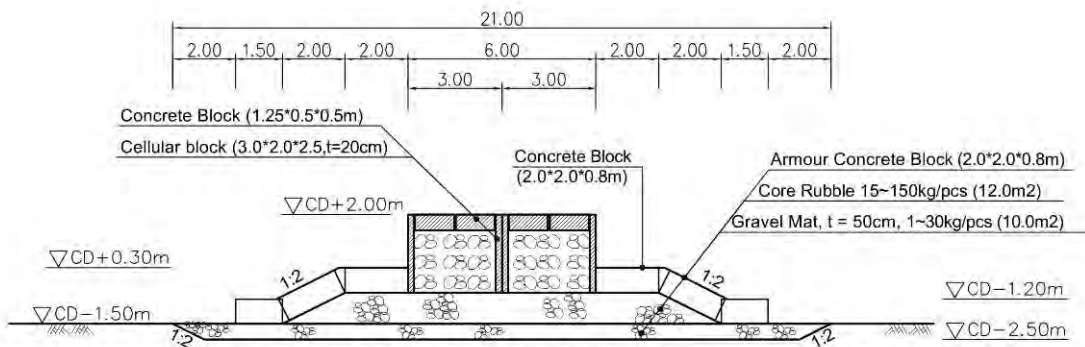
Mặt cắt ngang điển hình của Đê chắn cát tại các khu nước có độ sâu khác nhau được thể hiện trong Hình 19.2.3.



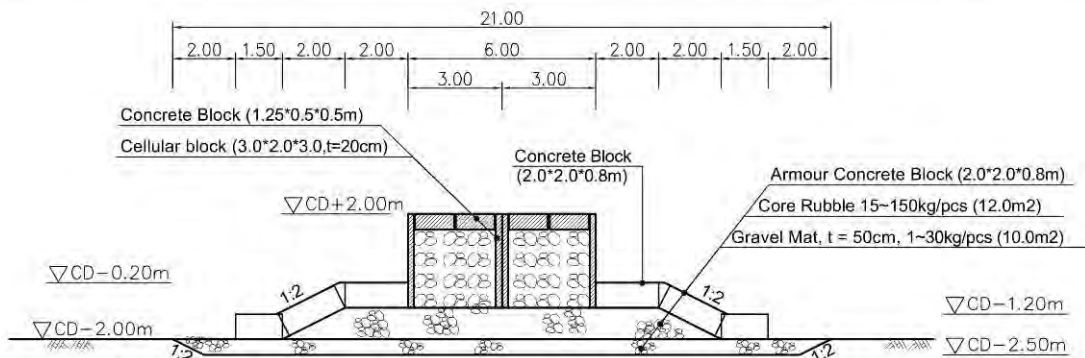
TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION 0+000 ~ 0+800



TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION 0+800 ~ 0+900 & 1+250 ~ 1+450



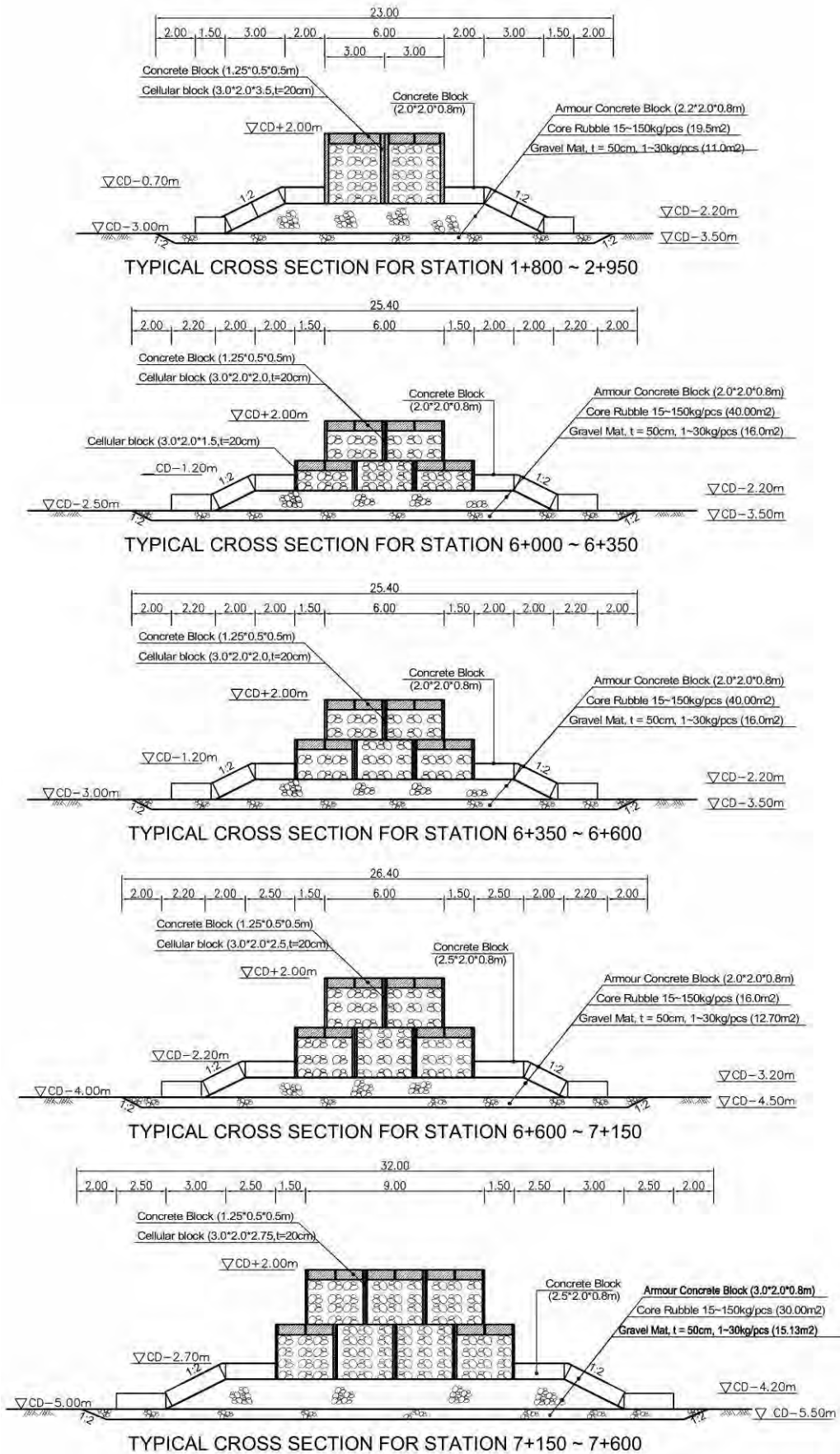
TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION 0+900 ~ 1+250 & 1+450 ~ 1+700



TYPICAL CROSS SECTION FOR STATION 1+700 ~ 1+800 & 2+950 ~ 6+000

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 19 -

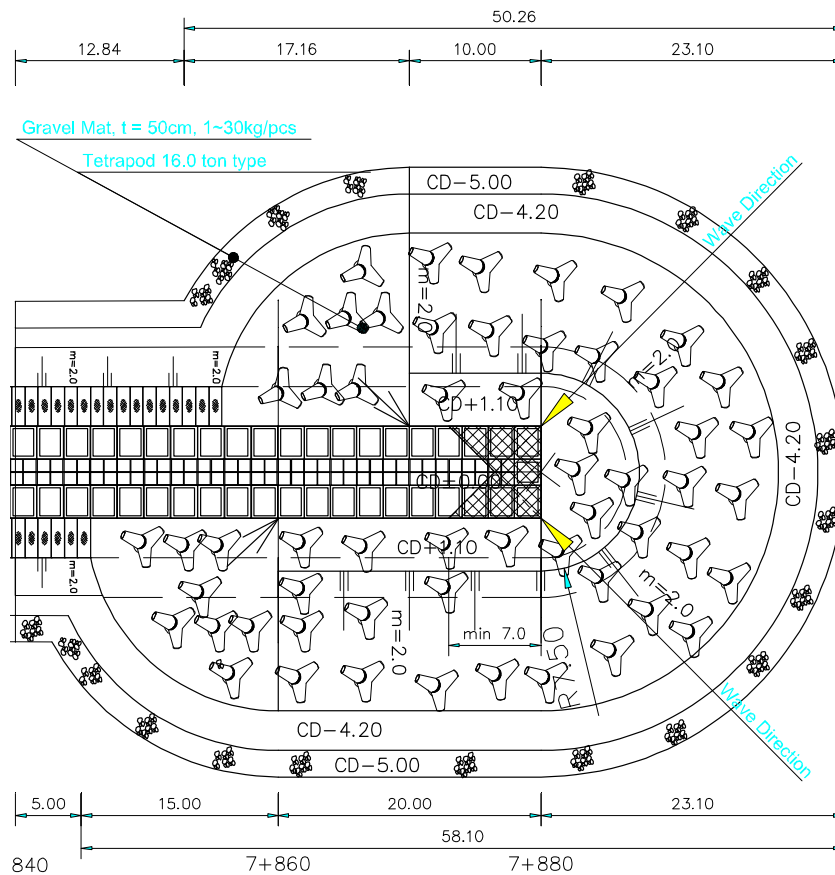


Hình 19.2.3 Mặt cắt ngang điển hình của Đê chắn cát tại các vị trí có độ sâu khu nước khác nhau

19.2.6 Gia cường kết cấu đê tại các vị trí xung yếu

Để đảm bảo an toàn cho đầu Đê chắn cát, thiết kế sử dụng khối tiêu sóng Tetrapod nặng 16 tấn (12 tấn: RAKUNA-IV, để tham khảo), tức là gấp 1,5 lần của trọng lượng khối phủ tính theo công thức Hudson trọng lượng khối phủ yêu cầu cho trường hợp thông thường - 10 tấn (8 tấn: RAKUNA-IV, để tham khảo).

Chiều dài đoạn đê cần phủ khối tiêu sóng được xác định căn cứ vào hướng sóng nguy hiểm, như trình bày trong Hình 19.2.4. Với chiều rộng cần thiết của kết cấu đê là 7m, thì chiều dài đoạn đê cần phủ khối tiêu sóng có trọng lượng lớn tính từ đầu đê là 10m ở phía cảng, 20m ở phía biển.



Hình 19.2.4 Mặt bằng bố trí khối tiêu sóng ở phần đầu Đê chắn cát

19.3 Cột đèn báo hiệu

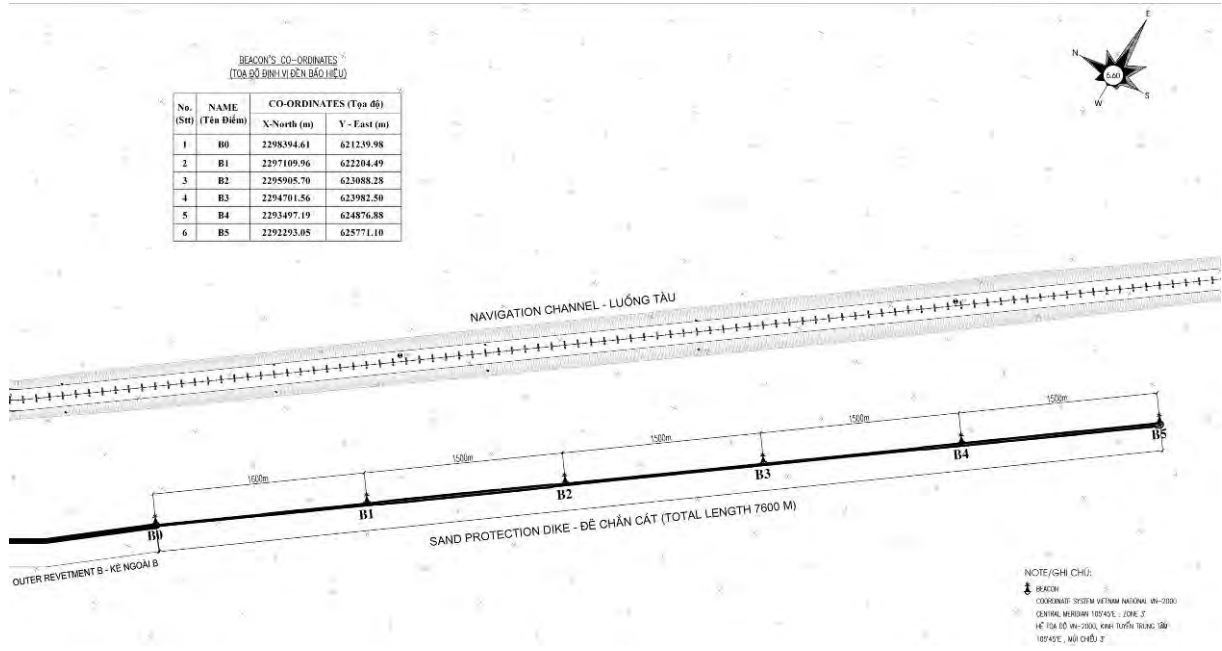
Do đỉnh đê chắn cát không cao quá CD+2,00m, nên đê sẽ bị chìm khuất trong nước khi triều dâng cao. Cột đèn báo hiệu được lắp tại 6 vị trí được trình bày trong Hình 19.3.1

Như đã đề cập ở trên, khi nước triều dâng cao sẽ không nhìn thấy đê chắn cát bởi vì cao trình đỉnh đê là CD+2m. Thiết kế sử dụng cọc Bê tông dự ứng lực cường độ cao (cọc PHC) làm móng cột đèn báo hiệu để tránh các tác động xấu ảnh hưởng đến kết cấu Đê chắn cát như trong trường hợp sử dụng móng cọc bê tông thông thường. Hình 19.3.2 là ví dụ về mặt cắt ngang của cột đèn báo hiệu. Tính toán chi tiết cho cọc PHC được trình bày trong Phụ lục 19-18.

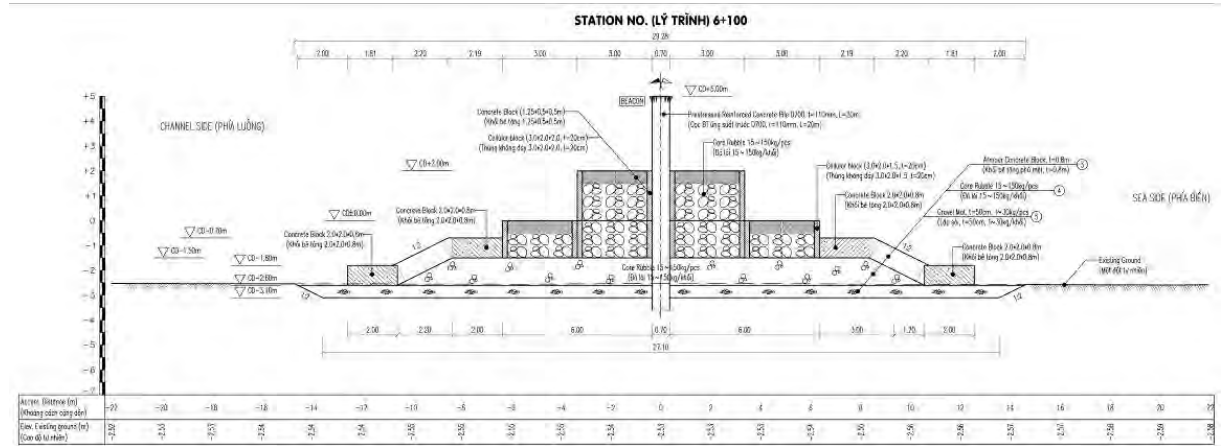
Yêu cầu kỹ thuật của cột đèn báo hiệu sẽ tuân thủ Quy chuẩn quốc gia về báo hiệu hàng hải. Bảng 19.3.1 dưới đây trình bày yêu cầu kỹ thuật của cột đèn báo hiệu trên Đê chắn cát. là ví dụ về cột đèn báo hiệu cao 5m.

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 19 -



Hình 19.3.1 Vị trí cột đèn báo hiệu



Hình 19.3.2 Mặt cắt điển hình của Đê chắn cát tại vị trí có cột đèn báo hiệu

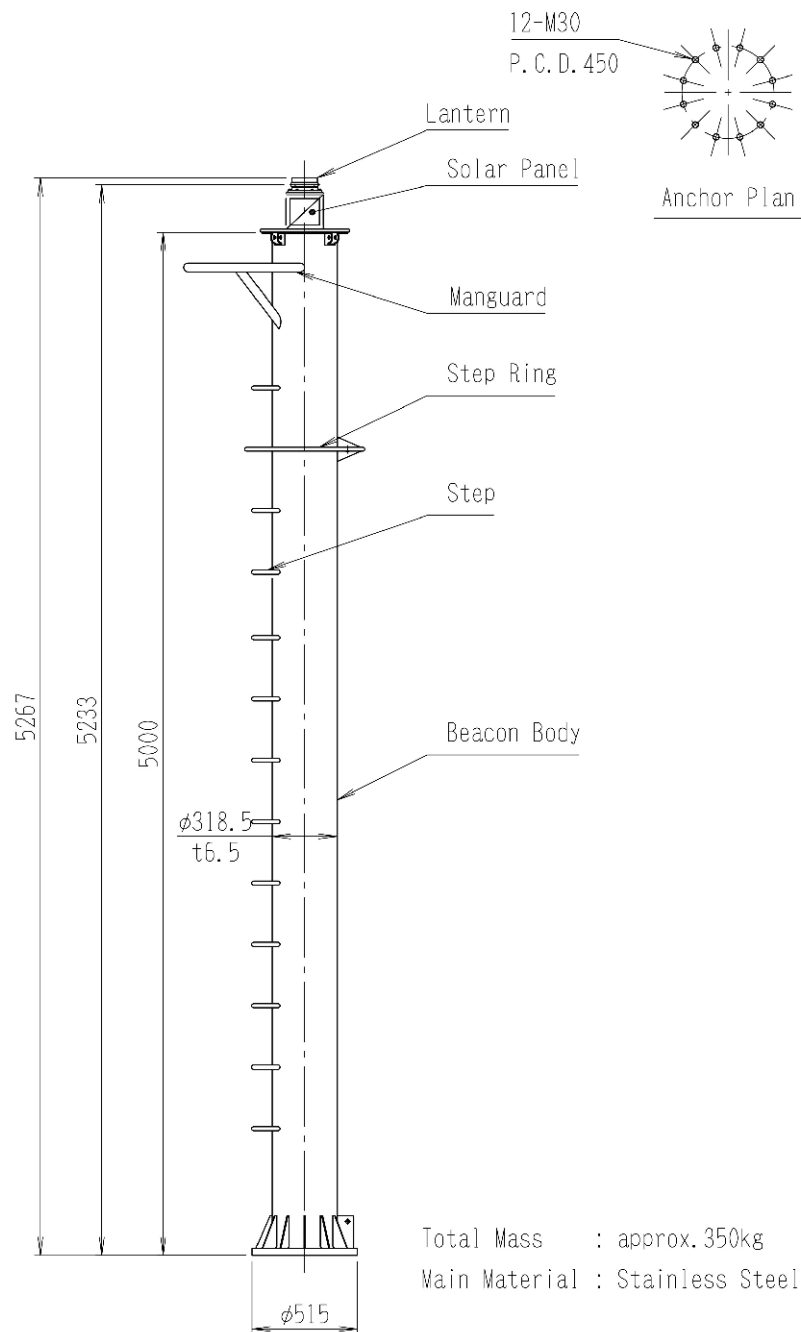
Bảng 19.3.1 Yêu cầu kỹ thuật của cột đèn báo hiệu trên Đê chắn cát

Thân cột đèn		Thiết bị chiếu sáng		Nguồn điện	
Chiều dài tổng thể	xấp xỉ 5,27m	Nguồn phát sáng	Đèn LED cường độ cao	Mô đun pin mặt trời	Công suất (8V, 1,3W)x4chiếc
Độ cao phát sáng	xấp xỉ 5,23m	Màu ánh sáng	Theo quy định của VMS	Tổng công suất	8V 5,2W
Tổng trọng lượng	xấp xỉ 350kg	Đặc điểm ánh sáng	Fl.3s (M=0,5giây) (0,5+2,5)	Bộ ắc-quy	Ắc-quy axit chì (NP10-6x2chiếc)
Màu sơn	Theo quy định của VMS	Sáng nhấp nháy	Sử dụng loại vi xử lý	Trọng lượng	gần 4kg
		Độ chiếu sáng thiết kế	27cd		

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

- BÁO CÁO CUỐI KỲ - HỢP PHẦN CẢNG, Chương 19 -

Thân cột đèn	Thiết bị chiếu sáng	Nguồn điện
	Độ chiếu sáng hữu dụng 14cd (M=0,5 giây)	
	Phạm vi phát sáng 2,9N.M (T=0,74)	



Hình 19.3.3 Ví dụ về cột đèn báo hiệu (cao 5m)