



The potential of using fine rock for replacing soft soil in construction of a breakwater at Chan May port



Nu Thi Nguyen ^{1,*}, Son Truong Bui ¹, Dung Tien Le ²

¹ Faculty of Geosciences and Geoengineering, Hanoi University of Mining and Geology, Vietnam

² Port & Waterway Engineering Consultant Joint Stock Company (TEDIPORT), Vietnam

ARTICLE INFO

ABSTRACT

Article history:

Received 18th Jun. 2020

Accepted 19th July 2020

Available online 31st Aug. 2020

Keywords:

Breakwater,
Fine rock,
Settlement,
Stability.

Breakwater is an important construction in Chan May port. The construction of breakwaters faces many difficulties due to the soft soil layer with a thickness of more than ten meters and located under the sea level. Breakwater is unstable as well as high of settlement. Therefore, the soft soil under the breakwater was replaced by fine rock. The results show that it is feasible to replace soft soil by fine rock when constructing breakwater in the sea. This is the basis for the design of soft ground treatment for breakwaters in Vietnam.

Copyright © 2020 Hanoi University of Mining and Geology. All rights reserved.

*Corresponding author

E-mail: nguyenthinu@humg.edu.vn

DOI: 10.46326/JMES.2020.61(4).08



Khả năng xử lý nền đất yếu đê chắn sóng cảng chân mây bằng phương pháp thay thế sử dụng đá mi

Nguyễn Thị Nụ^{1,*}, Bùi Trường Sơn¹, Lê Tiến Dũng²

¹ Khoa Khoa học và Kỹ thuật Địa chất, Trường Đại học Mỏ - Địa chất, Hà Nội, Việt Nam

² Công ty Cổ phần tư vấn xây dựng Cảng – Đường Thủy, Việt Nam

THÔNG TIN BÀI BÁO

TÓM TẮT

Quá trình:

Nhận bài 18/06/2020

Chấp nhận 19/07/2020

Đăng online 31/08/2020

Từ khóa:

Biến dạng lún,
Đá mi,
Đê chắn sóng,
Ổn định trượt.

Đê chắn sóng cảng Chân Mây là công trình quan trọng trong cấu trúc tổng thể của cảng Chân Mây. Việc xây dựng nền đê chắn sóng gặp rất nhiều khó khăn do nền đất có lớp đất yếu có bề dày lớn hơn chục mét và nằm dưới mực nước biển. Đê chắn sóng bị mất ổn định về trượt cũng như độ lún lớn và kéo dài thời gian. Do đó, nền đất yếu dưới đê chắn sóng được thay bằng đá mi có cường độ cao và giá thành rẻ. Kết quả tính toán cho thấy, việc thay thế đất yếu bằng đá mi là hoàn toàn khả thi khi xây dựng công trình trong điều kiện ngập nước biển tại Việt Nam. Đây là cơ sở cho việc thiết kế xử lý nền đất yếu cho các đê chắn sóng biển có điều kiện địa kỹ thuật tương tự.

© 2020 Trường Đại học Mỏ - Địa chất. Tất cả các quyền được bảo đảm.

1. Mở đầu

Cảng Chân Mây dự kiến được xây dựng tại khu kinh tế Chân Mây - Lăng Cô nằm trên Vịnh Chân Mây, thuộc xã Lộc Vĩnh, huyện Phú Lộc, tỉnh Thừa Thiên Huế. Đê chắn sóng là công trình rất quan trọng với tổng chiều dài 450 m. Đê có nhiệm vụ ngăn chặn những tác động bất lợi của sóng đến các bến tàu số 1, 2 và 3. Việc xây dựng đê gặp nhiều khó khăn do nền có lớp đất yếu với bề dày hơn chục mét. Đất yếu có nguồn gốc biển hiện đại và phân bố ở độ sâu (-13 m) so với mực nước biển.

Hơn nữa, đê được xây dựng sẽ làm việc trong điều kiện chịu tác động của sóng với cường độ phức tạp.

Đê chắn sóng đã và đang được sử dụng rộng rãi ở các công trình cảng trên thế giới. Mục đích của đê chắn sóng là giảm thiểu tối đa tác dụng của sóng tới các bến trong công trình cảng. Trên thế giới, có rất nhiều loại đê chắn sóng làm bằng đá hoặc bê tông, hay kết hợp cả bê tông lẫn đá. Đê chắn sóng thường được xây dựng ở các vùng ven biển. Tại các vùng này, hầu hết là đất bùn yếu (Poulos, 1988; Miao và Kavazanjian, 2007; Wang và nnk., 2018, 2019). Do tính nén lún lớn nên việc dự báo độ lún là rất cần thiết khi xây dựng đê chắn sóng (Mobarrez và nnk., 2004). Khi xây dựng, nền đê chắn sóng cần phải gia cố xử lý nền bằng các giải pháp khác nhau như cọc đá, phụt dung dịch xi

*Tác giả liên hệ

E - mail: nguyenthinu@humg.edu.vn

DOI: 10.46326/JMES.2020.61(4).08

mãng hay trộn sâu (Han, 2015). Nhược điểm của những phương pháp này là khả năng thi công dưới mực nước biển khó khăn. Do đó, một trong những giải pháp ưu việt được ứng dụng rộng rãi trên thế giới là xử lý nền bằng vải địa kỹ thuật cường độ cao (Villard và nnk., 2009; Verhaeghe và nnk., 2014). Rouck và nnk. (2010, 2012) đã tiến hành thiết kế và xây dựng hai đê chắn sóng tại cảng biển ở Ostend, Bỉ. Đê chắn sóng được xây với tổng cao độ là +6 m (với cao độ ban đầu là +0,388 m). Để nghiên cứu cấu trúc nền đê, các công tác khảo sát địa kỹ thuật được thực hiện là thí nghiệm xuyên tĩnh, khoan và thí nghiệm trong phòng. Cấu trúc nền đê chắn sóng tương đối phức tạp gồm hai lớp: lớp đất yếu với bề dày lớn khoảng 10 m nằm ở ngay trên mặt và lớp cát hạt mịn trạng thái chặt nằm phía dưới. Nhóm tác giả đã tiến hành xử lý nền đê bằng phương pháp sử dụng lưới vải địa kỹ thuật cường độ cao kết hợp với đắp đê chắn sóng theo giai đoạn. Kết quả tính toán bằng phần mềm Plaxis cho thấy, đây là một giải pháp có thể được sử dụng đối với nền đê chắn sóng. Hadewych và nnk. (2012) đã tiến hành so sánh độ lún của hai đê chắn sóng này bằng phương pháp tính toán với kết quả quan trắc ngoài thực tế. Kết quả cho thấy, nền đạt được độ cố kết 90% vào năm 2013 và đạt 95% vào giữa năm 2014 khi xây dựng đê chắn sóng vào giai đoạn 2. Bayesteh và Mansouriboroujeni (2019) đã đề cập đến cơ chế lún của đê chắn sóng xây dựng trên nền đất yếu trong vùng thủy triều. Nền đê được cải tạo bằng vải địa kỹ thuật. Kết quả đã chỉ ra là lún xảy ra chủ yếu ở phần lõi đê (nơi chịu tải trọng lớn nhất).

Đê chắn sóng không những xây dựng trên nền đất yếu loại sét mà còn xây dựng trên các nền đất yếu là đất rời (cát đồng nhất có trạng thái xốp). Việc dự báo độ ổn định của các nền đê dạng này dưới tác dụng của sóng biển cũng như sóng địa chấn đã được nhiều tác giả nghiên cứu bằng các mô hình khác nhau (Ye và nnk., 2015; Sassa và Sekiguchi, 1999; Ye và Wang, 2015). Các kết quả chỉ ra dưới tác dụng của tải trọng động do sóng biển trong điều kiện khai thác bình thường, tính ổn định của nền cát được tăng cường. Tuy nhiên, trong trường hợp tác động với chu kỳ đủ mạnh, nền cát có thể bị hóa lỏng. Shen và nnk. (2016) đã đề cập đến việc dự báo độ lún của đê chắn sóng trên nền cát xốp theo phương pháp đàn hồi và phương pháp đàn hồi - dẻo. Kết quả nghiên cứu của các tác giả khẳng định có thể sử dụng phương

pháp đàn hồi để dự báo độ lún của nền đê chắn sóng. Tuy nhiên, mô đun đàn hồi bắt buộc phải được lựa chọn theo ứng suất hữu hiệu địa tầng.

Tại Việt Nam, Lê Xuân Doanh (2010) đã đề cập đến một số công nghệ nền và thi công đê, đập phá sóng trên nền đất yếu như đệm cát, bắc thăm, giếng cát, vải địa kỹ thuật, cọc cát và gia cường độ chặt bằng đầm nén, đắp nền đê theo giai đoạn hoặc xử lý bằng công nghệ khoan phụt Jet - grouting hay phụt dung dịch hóa học. Đây là những giải pháp chỉ sử dụng được cho các nền đê ở trên đất liền. Còn khi xây dựng đập phá sóng trên thềm biển có thể sử dụng công nghệ cọc cát hoặc hút bùn kết hợp với thay cát, đầm chặt bằng chấn động để tạo nền thay thế. Nguyễn Hồng Hà (2013) đề xuất thiết kế đê chắn sóng cảng Neo Đậu và Cửa Biển Mỹ Á - giai đoạn II. Lê Thị Hương Giang (2016) đã tiến hành tổng quan về đê ngầm phá sóng đồng thời ứng dụng thiết kế đê ngầm bảo vệ bờ biển Phú Nhuận - Huế. Các nghiên cứu này chủ yếu là thiết kế thân đê chứ không đề cập đến việc ổn định của nền đê chắn sóng trên nền đất yếu.

Như vậy, có thể thấy việc nghiên cứu đặc tính xây dựng của đất yếu dưới nền đê chắn sóng cũng như phân tích các cơ chế ổn định, thiết kế đê chắn sóng đã được nhiều tác giả trên thế giới nghiên cứu. Tuy nhiên, tại Việt Nam việc nghiên cứu này còn hạn chế, đặc biệt là việc tính toán ổn định cũng như thiết kế xử lý nền đất yếu để xây dựng đê chắn sóng. Chính vì vậy, bài báo đề cập đến việc nghiên cứu đặc điểm địa kỹ thuật nền đê cũng như đề xuất biện pháp xử lý để đảm bảo nền đê chắn sóng cảng Chân Mây được ổn định.

2. Đặc điểm địa kỹ thuật và các vấn đề ổn định của nền khi xây dựng đê chắn sóng

2.1. Đặc điểm địa kỹ thuật

Địa hình, địa mạo:

Vịnh Chân Mây là vịnh nửa hở, cửa vịnh dài khoảng 7 km, quay về phía bắc. Vịnh Chân Mây có độ sâu trung bình từ 9-12 m với đáy biển thoải. Diện tích mặt nước của vịnh khoảng 20 km². Phía Đông vịnh là mũi Chân Mây Đông với chiều dài khoảng 2 km, đỉnh cao nhất khoảng 215 m che chắn gió Đông và Đông Bắc. Phía tây vịnh là mũi Chân Mây Tây có đỉnh cao 60 m, đỉnh núi Vinh Phong cao 482 m và đỉnh núi Đông Nhứt cao 592 m. Phía nam vịnh sau dải đồng bằng rộng khoảng

5÷6 km là các dãy núi cao 800÷1000 m. Vùng có độ sâu lớn hơn -10 m có diện tích khoảng 8 km², chiếm khoảng 40% diện tích toàn vịnh. Đường đẳng sâu -10 m cách mép nước khoảng 2,0 km. Địa hình đáy nền dẽ khá bằng phẳng với độ sâu trung bình từ -12 m đến -13 m.

Địa tầng và tính chất cơ lý của đất đá:

Trên cơ sở tài liệu khảo sát địa chất công trình, cấu trúc nền dẽ chắn sóng cảng Chân Mây có những đặc điểm sau:

- Lớp 1: cát bụi, màu xám ghi, trạng thái xốp, phân bố với diện hẹp, nằm ngay trên bề mặt địa hình, bề dày lớp thay đổi từ 0,4÷1,9 m.

- Lớp 2: sét rất dẻo (CH), màu xám ghi, xám xanh, xám nâu, trạng thái chảy. Lớp đất phân bố hầu hết trên toàn bộ phạm vi khảo sát, nằm ngay trên mặt đất hoặc dưới lớp 1, bề dày thay đổi từ 4,7÷11,6 m. Giá trị SPT (N30) biến đổi từ 0 đến 1 búa.

- Lớp 3: cát cấp phối kém (SP), xám xanh, xám ghi, trạng thái chặt vừa đến chặt. Lớp đất phân bố hầu hết tại khu xây dựng, nằm dưới lớp 2, bề dày thay đổi từ 1,1÷14,3 m. Giá trị SPT(N30) thay đổi từ 15 đến 39 búa.

- Lớp 4: sét rất dẻo (CH), màu xám ghi, xám xám, trạng thái dẻo mềm, bề dày lớp thay đổi từ 5 m đến 15 m, giá trị SPT(N30) thay đổi từ 4 đến 10 búa;

- Lớp 5: cát cấp phối kém (SP), màu xám ghi, xám vàng, xám xanh, trạng thái chặt vừa đến chặt. Bề dày thay đổi từ 1,5÷3,8 m, giá trị SPT thay đổi từ 28 đến 47 búa;

- Lớp 6: sét rất dẻo (CH), màu xám ghi, xám xanh, trạng thái dẻo mềm. Bề dày thay đổi từ 7,9÷17,6 m, giá trị SPT(N30) thay đổi từ 4 đến 10 búa;

- Lớp 7: cát cấp phối kém (SP), màu xám vàng, xám ghi, trạng thái chặt đến rất chặt. Bề dày chưa khoan hết, giá trị SPT thay đổi từ 35 đến >50 búa;

- Lớp 8: sét ít dẻo (CL), màu xám vàng, trạng thái nửa cứng đến rất cứng, đây là sản phẩm phong hóa hoàn toàn từ đá granit. Bề dày lớp này chưa khoan hết.

- Lớp 9: đá granit, phong hóa mạnh, nứt nẻ nhiều, màu xám vàng, xám ghi, xám xanh. Bề dày lớp này chưa khoan hết.

- Lớp 10: đá granit, phong hóa nhẹ, ít nứt nẻ, màu xám vàng, xám ghi, xám xanh. Bề dày lớp này chưa khoan hết. Cường độ kháng nén tự nhiên bằng 340,83 kG/cm² và cường độ kháng nén bão hòa bằng 306,20 kG/cm².

Kết quả nghiên cứu tính chất cơ lý của các lớp đất được thể hiện ở Bảng 1. Trên cơ sở địa tầng và tính chất cơ lý cho thấy, nền đất xây dựng dẽ chắn sóng cảng Chân Mây có đặc điểm địa tầng bất lợi cho việc xây dựng công trình. Đây là đối tượng cần phải hết sức chú ý khi xây dựng công trình.

Hoạt động xây dựng và các hoạt động khác của con người:

Khu xây dựng nằm trong cấu trúc tổng thể cảng Chân Mây. Hiện tại đã có luồng tàu với chiều rộng luồng là 150 m và cao độ đáy luồng -12,2 m. Sau khi xây dựng dẽ chắn sóng sẽ dịch chuyển đến vị trí mới.

Địa chất thủy văn và hải văn: khu xây dựng dự án nằm hoàn toàn dưới mực nước biển ở độ sâu -13÷-12 m. Mực nước dưới đất thông với nước biển. Thủy triều tại khu vực này thuộc chế độ bán nhật triều không đều, trong một tháng có 18 ngày 2 lần nước lên cao và hai lần nước thấp. Mực nước quan trắc lớn nhất là 118 cm và mực nước quan trắc thấp nhất là 43 cm trong thời điểm khảo sát nghiên cứu. Trong giai đoạn từ năm 1985 đến 2015, mực nước quan trắc được lớn nhất là 266 cm và nhỏ nhất là 6 cm. Tốc độ dòng chảy tại khu vực dòng chảy là không lớn, lớn nhất là 21÷24 cm/s. Theo kết quả khảo sát, chiều cao sóng tối đa ở bến số 1 là 0,7 m và bến số 2 và số 3 là 0,8 m. Chiều cao sóng cực trị tại bến là 2,0 m.

2.2. Vấn đề ổn định của nền khi xây dựng dẽ chắn sóng

Dẽ chắn sóng có chiều dài 450 m, thuộc công trình cấp đặc biệt, có tuổi thọ 50 năm. Trong quá trình sử dụng, dẽ chắn sóng phải đảm bảo ổn định trượt và ổn định lún. Trong điều kiện thi công (ổn định ngắn hạn) phải có hệ số ổn định lớn hơn 1,1 m và trong điều kiện khai thác (ổn định dài hạn) là 1,3 m. Cao trình thân dẽ khi hoàn thiện đảm bảo dự phòng lún để sau 25 năm tiếp theo vẫn duy trì được cao độ cần thiết để đảm bảo công năng thiết kế ban đầu.

Trên cơ sở đặc điểm địa tầng nền dẽ, lựa chọn mặt cắt điển hình cho dẽ chắn sóng cảng Chân Mây và tiến hành tính toán độ ổn định trượt cũng như độ lún của nền dẽ. Các giá trị thông số đầu vào của đất nền và mô hình đất nền được trình bày ở các Bảng 2 và 4. Khi tính toán ổn định trượt trong trường hợp ngắn hạn, những lớp cát sử dụng mô hình Mohr – Coulomb (lớp 3, 5, 7) và lớp sét (lớp 2, 4) sử dụng mô hình không thoát nước (Undrained).

Bảng 1. Kết quả nghiên cứu các tính chất cơ lý của các lớp đất.

TT	Chỉ tiêu	Giá trị tiêu chuẩn						
		Lớp 2	Lớp 3	Lớp 4	Lớp 5	Lớp 6	Lớp 7	Lớp 8
1	Độ ẩm tự nhiên, $W, \%$	75,4		48,4		49,4		21,5
2	Khối lượng thể tích tự nhiên, $\gamma_w, \text{KN/m}^3$	15,3		16,4		17,0		19,7
3	Khối lượng thể tích khô, $\gamma_c, \text{g/cm}^3$	0,88		1,14		1,14		1,62
4	Khối lượng riêng, $\Delta, \text{g/cm}^3$	2,70	2,65	2,70	2,65	2,72	2,65	2,68
5	Hệ số rỗng tự nhiên, e	2,073		1,368		1,383		0,652
6	Độ rỗng, $\%$	67,5		57,8		58,0		39,5
7	Độ bão hòa, $G, \%$	98,3		95,4		97,11		88,2
8	Giới hạn chảy, $W_L, \%$	68,3		56,5		60,3		28,4
9	Giới hạn dẻo, $W_p, \%$	26,8		24,4		27,0		19,5
10	Chỉ số dẻo, $I_p, \%$	41,5		31,9		33,3		8,9
11	Độ sệt, I_s	1,17		0,75		0,67		0,21
12	Hệ số rỗng lớn nhất, e_{\max}		1,117		1,035		1,035	
	Hệ số rỗng nhỏ nhất, e_{\min}		0,587		0,589		0,589	
13	Góc nghỉ khi khô, $\alpha_k, \text{độ}$		35°18'		36°15'		36°15'	
	Góc nghỉ bão hòa, $\alpha_k, \text{độ}$		23°40'		25°10'		24°55'	
14	Góc ma sát trong, $\phi, \text{độ}$	2°17'		8°50'		9°14'		18°38'
15	Lực dính đơn vị, C, kPa	7,4		12,5		16,1		25,6
16	Hệ số nén lún, $a_{1-2}, \text{cm}^2/\text{kG}$	0,198		0,135		0,093		0,032
17	Thí nghiệm nén cố kết:							
	Chỉ số nén lún, C_c		0,671		0,579		0,470	
	Áp lực tiền cố kết, P_c, kPa		55		138		135	
	Hệ số cố kết, $C_v \times 10^{-3}, \text{cm}^2/\text{s}$		0,32		1,63		0,42	
	Chỉ số nở, C_s		0,112		0,077		0,100	
18	Thí nghiệm 3 trục UU	Lực dính kết, C_{uu}, kPa	5,16		22,04		25,62	
		Góc nội ma sát, $\phi_{uu}, \text{độ}$	0°35'		0°27'		0°19'	
19	Thí nghiệm 3 trục CU	Lực dính kết hiệu quả, C', kPa	7,80		11,36		13,36	
		Góc nội ma sát hiệu quả, $\phi', \text{độ}$	22°13'		23°59'		24°33'	
20	Cường độ nén nở hông, q_u, kPa		8,49		25,75		37,33	
21	Mô đun tổng biến dạng, $E_o, \text{kG/cm}^2$		5,90		10,00		14,60	136,5

Kết quả chỉ ra nền đề bị mất ổn định (hệ số ổn định 0,389 về phía biển và 0,709 về phía cảng) và bị lún nhiều, độ lún U_y đến 1,5 m. Do đó, bắt buộc phải xử lý nền đề chắn sóng.

3. Thiết kế giải pháp xử lý nền đất yếu cho nền đề chắn sóng cảng Chân Mây

3.1. Luận chứng lựa chọn giải pháp xử lý nền

Đê chắn sóng được xây dựng dưới thềm biển có cột nước tương đối sâu, địa chất phức tạp, sẽ gây ra rất nhiều khó khăn trong xử lý và thi công.

Hiện nay, trên thế giới có nhiều giải pháp xử lý nền đề chắn sóng như giải pháp cọc đá, phương pháp Jet - grouting hay phương pháp trộn sâu hoặc sử dụng vải địa kỹ thuật cường độ cao. Tuy

nhiên, với điều kiện thực tế tại Việt Nam, thì các giải pháp được đề cập chưa có tính thực tiễn cao. Do thiết bị thi công và kinh nghiệm thi công còn hạn chế. Một trong những giải pháp có thể sử dụng là thay thế nền bằng vật liệu rời sau khi đã hút bùn yếu phía dưới nền đê.

Trong trường hợp nếu thi công bằng vật liệu rời là cát. Qua phân tích tình hình địa phương cho thấy, tại quanh khu vực cách công trình không quá 50 km cũng có các mỏ cát nhưng với trữ lượng rất nhỏ. Để thi công xây dựng công trình cần khoảng 460.000 m³, nhưng thực tế các mỏ cát chỉ khai thác được khoảng 10.000÷20.000 m³/năm là mỏ Tuyết Liêm (cự ly vận chuyển đến chân công trình 65÷73 km) và mỏ Thùỵ Dương (cự ly vận chuyển 15,2 km). Như vậy, việc khai thác cát tại địa phương không đáp ứng được yêu cầu thực tế. Bên cạnh đó, giá thành của cát cao nên việc sử dụng cát với số lượng lớn là rất khó khả thi. Mặt khác, trong trường hợp sử dụng cát nhỏ mịn, có thể bị hóa lỏng dưới tác động của sóng biển và sóng địa chấn do động đất.

Đá mi vốn là sản phẩm phân loại của quá trình chế tách đá dăm. Trong khu vực gần dự án có khoảng 3 mỏ đá (Thừa Lưu, Khe Điều và DB2) với cự ly trung bình khoảng 10 km có thể sản xuất đá mi. Đá mi có sức chịu tải cao, giá thành thấp hơn so với cát. Do vậy, việc sử dụng đá mi để thay thế nền đất yếu có tính khả thi.

Trước khi thay thế nền dưới bằng đá mi, cần tiến hành nạo vét lớp đất yếu số 2. Việc nạo vét bằng cách hút lớp 2 vào khu bãi chứa. Hệ thống đường ống dẫn bùn trong quá trình nạo vét cần được kiểm tra nghiêm ngặt và cần đảm bảo đủ chiều rộng của hố móng khi nạo vét. Bãi chứa bao gồm 2 khu vực gồm khu vực chứa bùn và bể lắng. Bờ bao gồm 2 phần: đê ngăn và cửa tràn, cửa xả. Vật liệu nạo vét sau khi được chuyển tới khu vực chứa sẽ lắng tập trung trong khu vực này, một phần bùn và nước sẽ thoát ra khu cửa tràn và lắng lại hầu hết tại khu lắng và thoát nước trong ra ngoài khu vực công hiện hữu. Với công nghệ hút bùn của các công ty tại Việt Nam hiện nay thì hoàn toàn có thể đảm bảo việc thi công hố móng và đảm bảo ổn định của hố móng trong quá trình hút, đồng thời có thể thay thế được đá mi dễ dàng.

3.2. Thiết kế xử lý nền đất yếu bằng thay thế đá mi

Các thông số đầu vào để thiết kế đê gồm mực nước (do bão, do biến đổi khí hậu, thiết kế) và sóng thiết kế (sóng nước sâu, sóng tại chân các công trình). Trên cơ sở phân tích tính toán lựa chọn phương án đê 450 m, chu kỳ lặp 50 năm và mực nước lớn nhất thiết kế là +3,83 m và mực nước thấp tính toán là +0,38 m. Mực nước thiết kế bằng tổng mực nước biển, mực nước dâng do bão (gió) và mực nước biển dâng, được tính toán bảo đảm không vượt quá tất cả các yếu tố này. Các loại sóng tác động vào chân công trình gồm sóng tổ hợp trước đê, sóng tổ hợp sau đê, được xác định trên cơ sở xác định sóng nước sâu theo cơn bão với mô hình lan truyền sóng gần bờ.

Đê được thiết kế kết hợp lõi đá và khối bê tông phủ có kết cấu đê mái nghiêng. Vật liệu đê gồm đá hộc, đá lồi, đá lót, khối bê tông đỉnh và khối bê tông phủ (Rakuna IV). Lõi đê bằng đá hộc đổ; lớp phủ bảo vệ phía ngoài cùng bằng các khối bê tông RAKUNA IV, mỗi khối có trọng lượng từ 16 tấn đến 40 tấn (riêng phần đầu đê trọng lượng khối là 50 tấn).

Việc tính toán thiết kế nền đê có kể đến tác động của động đất tại vùng nghiên cứu. Cao trình đỉnh đê được tính toán theo tiêu chí chấn toàn bộ sóng gây ra bởi gió mùa và giảm sóng trong gió bão, đồng thời đảm bảo yêu cầu về độ an toàn trong điều kiện chiều cao sóng gây ra bởi sóng bão truyền qua đê và sóng bão lan truyền qua của cảng nhỏ hơn chiều cao sóng cho phép $\leq 2,0$ m.

Để đảm bảo nền ổn định thì thay nền đất yếu lớp số 2 bằng đá mi có chiều rộng đáy hố móng thân đê là 50 m và đầu đê là 80 m. Trên cơ sở lựa chọn diện tích đáy hố móng, tiến hành tính toán các vấn đề ổn định đối với nền đê chắn sóng.

3.2.1. Vấn đề ổn định trượt của nền đê

Khi tính toán vấn đề ổn định, sử dụng phần mềm Geoslope và phương pháp tính toán ổn định trượt của Bishop. Trong các mô hình của nền đất, các vật liệu của đê chắn sóng và đá mi thay nền cũng như các lớp cát, được sử dụng mô hình Mohr Coulomb – mô hình đàn hồi – thuần dẻo để tính toán và là mô hình phù hợp nhất. Đối với đất yếu (lớp 2, 4), khi đắp đê trong thời gian thi công, đất nền sẽ làm việc trong điều kiện không thoát nước, do vậy sẽ sử dụng sơ đồ không thoát nước và lấy kết quả thí nghiệm theo sơ đồ UU để tính toán. Khi tính toán ổn định dài hạn, các lớp đất yếu này có xu hướng lâu dài làm việc

trong điều kiện cố kết (lớp 2, 4), sẽ lấy các giá trị lực dính kết hữu hiệu và góc ma sát trong hữu hiệu. Các thông số sử dụng để kiểm toán ổn định của nền thể hiện ở Bảng 2.

Khi tính toán ổn định, cần mô phỏng các trường hợp tính toán khác nhau tương ứng với các mực nước cao nhất, mực nước bình thường, mực nước thấp nhất cũng như có tác động của động đất hoặc tác dụng của tải trọng. Các thông số tính toán cho các trường hợp được thể hiện ở Bảng 3.

Kết quả tính toán các trường hợp khai thác dài hạn và điều kiện thi công trình bày ở Bảng 4.

Các Hình 1 và 2 thể hiện kết quả tính toán cho một mặt cắt điển hình ở điều kiện 6 (TH6) trong trường hợp khai thác dài hạn.

3.2.2. Vấn đề ổn định lún của nền đê

Nhằm dự báo lún của công trình trong quá trình thi công và khai thác công trình (Bảng 5), sử dụng phần mềm Plaxis 8.2. Các chỉ tiêu sử dụng để dự báo lún thể hiện ở Bảng 6. Kết quả dự báo lún được thể hiện ở các Hình 3 và 4.

Qua kết quả nghiên cứu cho thấy, ở giai đoạn thi công 2 năm thì độ lún thay đổi từ 0,085÷0,326 m. Quá trình lún chủ yếu xảy ra trong quá trình thi công. Trong thời gian chuyển tiếp giữa hai giai đoạn thi công đến đỉnh lớp dưới (2 năm từ thời điểm đầu) và giai đoạn thi công tường đỉnh (3 năm từ thời điểm đầu), dề chắn sóng chịu lún thêm từ 0,054÷0,310 m. Tổng độ lún sau khi kết thúc thi công và đưa vào khai thác sử dụng 25 năm là khoảng 0,06÷0,381 m. Tổng độ lún cố kết sau 25 năm là không đáng kể. Sau 25 năm quá trình tiếp theo hầu như tắt lún và không diễn ra.

4. Kết luận

Từ kết quả nghiên cứu rút ra một số kết luận sau:

- Cảng Chân Mây cũng như nhiều cảng khác ở miền trung Việt Nam: thường gặp các trầm tích trẻ (mbO₂ hoặc bmO₂), gồm các lớp đất yếu phân bố ngay trên bề mặt, bề dày không lớn. Bởi vậy, cải

Bảng 2. Các thông số sử dụng để kiểm toán ổn định của nền.

Vật liệu	Khối lượng thể tích, kN/m ³	Kiểm toán ổn định dài hạn			Kiểm toán ổn định ngắn hạn		
		Mô Hình vật liệu	Lực dính kết, kPa	Góc ma sát trong, độ	Mô Hình vật liệu	Lực dính kết, kPa	Góc ma sát trong, độ
Bê tông đỉnh		High strength					
Bê tông Rakuna IV	15,66	Morh - coulomb	0	45	Morh - coulomb	0	45
Đá học có khối lượng 0,8÷1,6 tấn	18,0		0	40		0	40
Đá học có khối lượng 1÷3 tấn	18,0		0	40		0	40
Đá lõi có khối lượng 5÷300 kg	18,0		0	40		0	40
Đá mi thay nền	18,0		0	40		0	40
Lớp đất 2	15,3		7,8	22,22	Không thoát nước (Undrained)	5,16	0
Lớp đất 3	18,0		0	37,7	Morh - coulomb	0	37,7
Lớp đất 4	16,4	11,36	23,98	Không thoát nước (Undrained)	22,04	0	
Lớp đất 9	Nền đá (Bedrock)						

Bảng 3. Tổng hợp trường hợp tính toán.

Điều kiện khai thác					Điều kiện thi công			
TH	Mức nước phía biển, m	Mức nước phía cảng, m	Động đất	Tải trọng, KN/m ²	TH	Mức nước phía biển, m	Mức nước phía cảng, m	Động đất
1	6,62	3,83	-	-	1	3,83	3,83	-
2	1,20	3,83	-	-	2	0,38	0,38	-
3	2,64	0,38	-	-	3	3,83	3,83	Có
4	-1,88	0,38	-	-	4	0,38	0,38	Có
5	6,62	3,83	Có	-	5	3,83	3,83	-
6	1,20	3,83	Có	-	6	0,38	0,38	-
7	2,64	0,38	Có	-	TH	Mức nước phía biển, m	Mức nước phía cảng, m	Động đất
8	-1,88	0,38	Có	-	1	3,83	3,83	-
9	3,83	3,83	-	20	2	0,38	0,38	-
10	0,38	0,38	-	20	3	3,83	3,83	Có

Bảng 4. Kết quả tính toán ổn định.

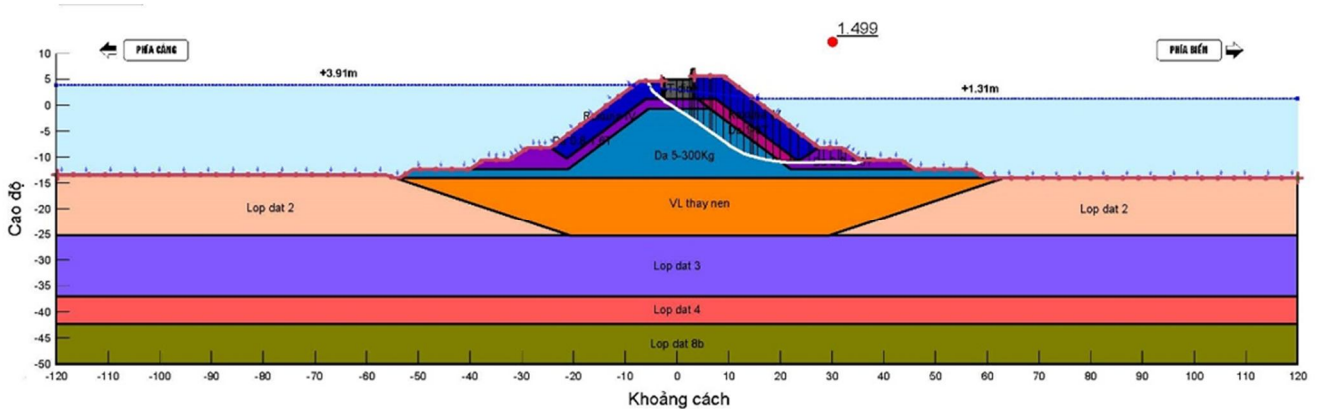
Trường hợp (TH)	Ổn định phía cảng	Ổn định phía biển	Hệ số ổn định yêu cầu
1	1,846	2,206	1,3
2	1,954	1,683	1,3
3	1,638	2,049	1,3
4	1,753	1,724	1,3
5	1,322	1,947	1,1
6	1,682	1,488	1,1
7	1,521	1,657	1,1
8	1,571	1,536	1,1
9	1,873	1,993	1,3
10	1,721	1,812	1,3

Bảng 5. Quá trình thi công và khai thác nền đê chắn sóng.

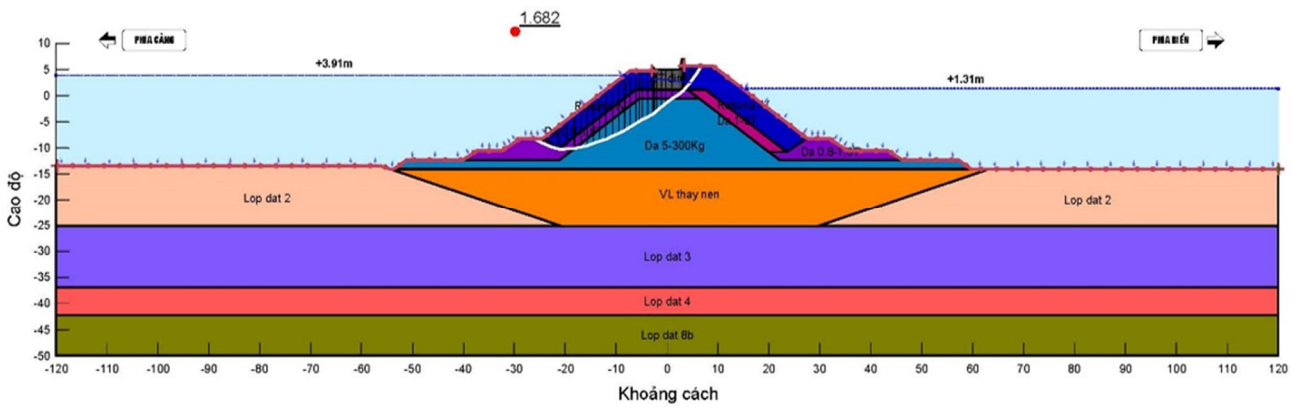
Giai đoạn (Phase)	Trạng thái	Tải trọng tác dụng	Thời gian	Ghi chú
1	Cố kết (Consolidation)	N/A	1 năm (365 ngày)	Nạo vét, thay nền, đổ đá chặn chân, đá lõi dày 1,8 m
2	Cố kết (Consolidation)	Thi công	1 năm (365 ngày)	Đổ đá lõi, underlayer và xếp khối đến cao trình đỉnh lớp underlayer
3	Cố kết (Consolidation)	Thi công	1 năm (365 ngày)	Hoàn thiện đê
4	Cố kết (Consolidation)	Khai thác	25 năm (9125 ngày)	Sau thi công 25 năm
5	Cố kết (Consolidation)	Khai thác	25 năm (9125 ngày)	Sau thi công 50 năm

tạo gia cố nền đất yếu bằng phương pháp thay thế (thi công bằng sử dụng máy hút bỏ đất yếu) có thể

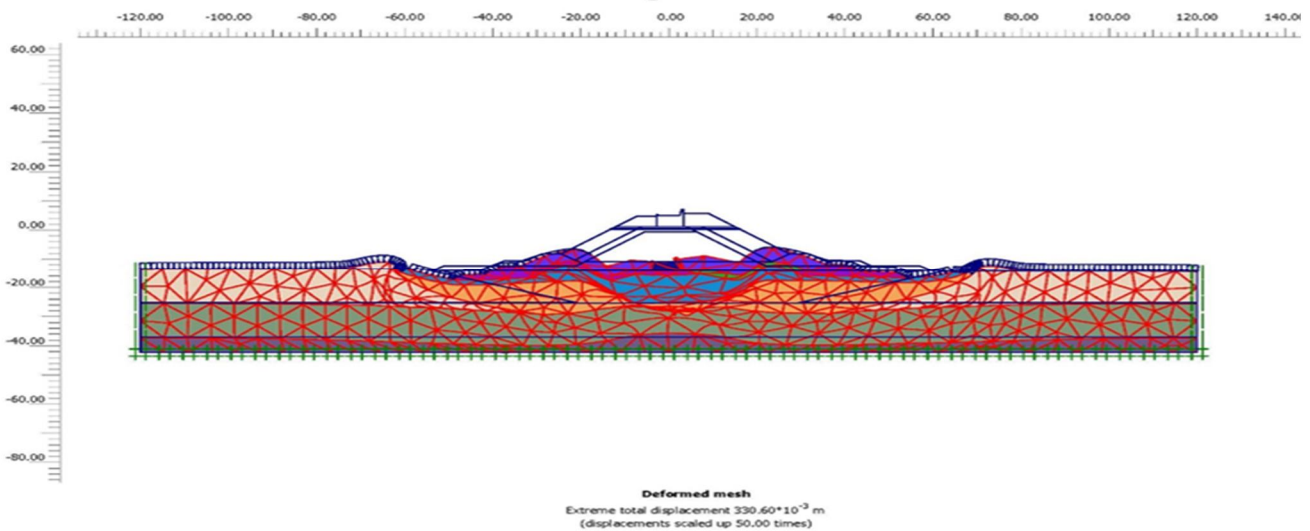
áp dụng có hiệu quả. Cụ thể: cấu trúc nền khu xây dựng đê chắn sóng của cảng Chân Mây phức tạp,



Hình 1. Kết quả tính ổn định dài hạn - phía biển - TH6.



Hình 2. Kết quả tính ổn định dài hạn - phía cảng - TH6.

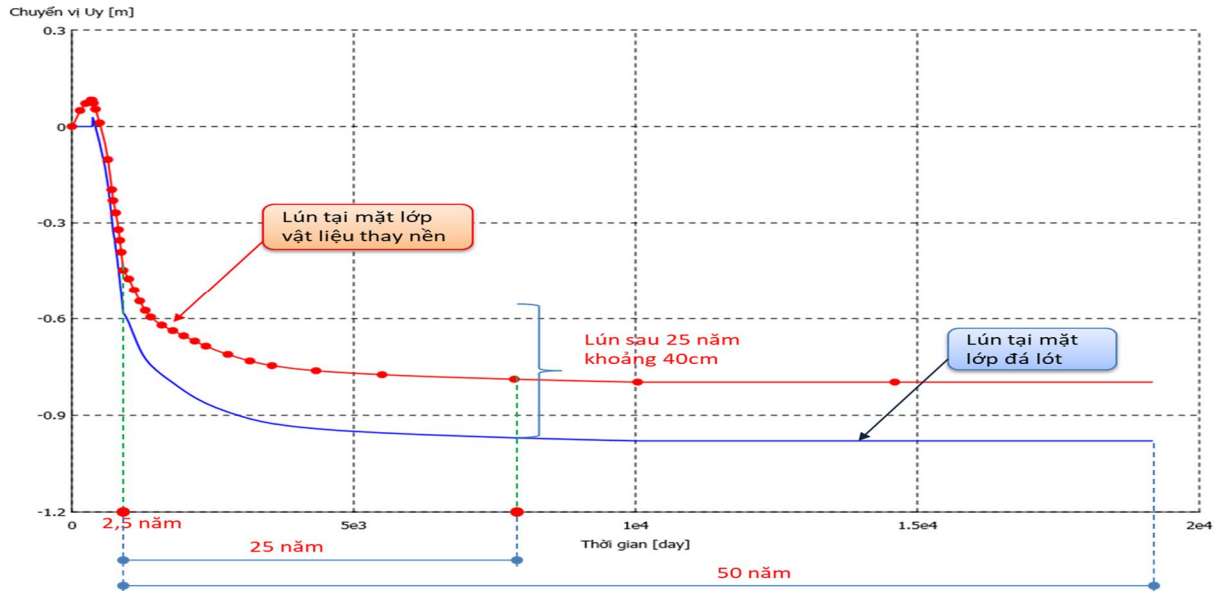


Hình 3. Dự báo độ lún nền đê trong quá trình thi công và khai thác công trình.

gặp các lớp đất yếu 1 và 2 trên toàn bộ phạm vi khảo sát với bề dày trên 10 m, gây bất lợi cho việc sử dụng nền để xây dựng đê chắn sóng. Do đó, đã

lựa chọn xử lý nền đê chắn sóng bằng giải pháp thay thế sử dụng đá mi.

- Đá mi là sản phẩm còn lại sau khi nghiền đá dăm, tương đối phổ biến ở các tỉnh ven biển miền



Hình 4. Dự báo độ lún nền đê trong quá trình thi công và khai thác công trình.

trung Việt Nam. Đá mi có cường độ cao, giá thành hạ. Trong điều kiện nguồn vật liệu cát san lấp đang gần cạn kiệt, sử dụng đá mi có nhiều ưu việt về kinh tế và môi trường. Đặc biệt, việc sử dụng đá mi có ưu việt hơn so với cát là hạn chế được hiện tượng hóa lỏng dưới tác động của tải trọng động. Nhờ tính ưu việt đó, đá mi được chọn làm vật liệu thay thế lớp đất yếu.

- Kết quả kiểm toán ổn định trong nhiều trường hợp khác nhau ở giai đoạn thi công ngắn hạn cũng như dài hạn cho thấy nền đê ổn định. Kết quả dự báo tính lún thể hiện độ lún ổn định ngay sau thời gian thi công 3 năm và nền đê đảm bảo độ lún ổn định trong 50 năm khai thác và sử dụng. Đây là tiền đề để có thể sử dụng đá mi trong việc xử lý nền đất yếu ở đê chắn sóng có kiểu cấu trúc nền tương tự tại Việt Nam, đặc biệt là các địa phương ở miền Trung Việt Nam.

Tài liệu tham khảo

- Bayesteh, H and Mansouriboroujeni, (2019). Mechanisms of settlement of a rubble mound breakwater on a soft soil in tidal flats. *Marine Georesources & Geotechnology*.1-14
- De Rouck, J., Van Doorslaer, K., Goemaere, J., Verhaeghe, H, (2010). Geotechnical design of breakwaters in Ostend on very soft soil. *Proc. of ICCE 2010*.

De Rouck, J., Van Doorslaer, K., Van Damme, L., Verhaeghe, H. , Goemaere, J. and Boone, C., (2012). The design and construction of a breakwater on very soft soil. 8th International conference on coastal and port engineering in developing countries. *Copedec 2012*, IIT Madras, Chennai, India.

Hadewych, Luc V.D, Jan, G, Evy, B, Julien, D.R., (2012). Settlement measurement optimising construction of a breakwater on soft soil. *Coastal engineering*. 1(33).

Han, J., (2015). *Principles and Practice of Ground Improvement*, Hoboken, New Jersey, John Wiley & Sons, Inc, 432 pages.

Lê Xuân Doanh, (2014). Công nghệ xử lý nền và thi công đê, đập phá sóng trên nền đất yếu.

Lê Thị Hương Giang, (2016). Tổng quan về đê ngầm phá sóng và tình hình nghiên cứu đê ngầm ở Việt Nam và trên thế giới. Ứng dụng thiết kế đê ngầm bảo vệ bờ biển Phú Nhuận – Huế. Đề tài cấp trường. *Trường Đại học Hàng Hải Việt Nam*.

Miao, L., and Kavazanjian, E., (2007). Secondary Compression Features of Jiangsu Soft Marine Clay. *Marine Georesources & Geotechnology* 25 (2),129–144.

- Mobarrez, R., H. Ahmadi-Tafri, and A. Fakher, (2004). An Essential Foundation Control for Design of Rubble Mound Breakwaters on Soft Soil. *International Conference on Geotechnical Engineering*, October 3–6, Sharjah, United Arab Emirates, 347–350.
- Nguyễn Hồng Hà, (2013). *Thiết kế kỹ thuật công trình đê chắn sóng cảng neo đậu và cửa biển Mỹ Á – Giai đoạn II. Đồ án tốt nghiệp*. Trường Đại học Xây dựng Hà Nội.
- Poulos, H. G (1988). *Marine Geotechnics*. London, Unwin Hyman.
- Sassa, S., Sekiguchi, H., (1999). Wave-induced liquefaction of beds of sand in a centrifuge. *Geotechnique* 49 (5), 621-638.
- Shen, J, Wu, H, Zhang, Y, (2017). Subsidence estimation of breakwater built on loosely deposited sandy seabed foundation: Elastic model or elasto-plastic model. *International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering* 9 (2017), 418 – 428.
- Wang, W., C. Zhang, N. Li, F. Tao, and K. Yao, (2019). Characterisation of Nano Magnesia-Cement-Reinforced Seashore Soft Soil by DirectShear Test. *Marine Georesources & Geotechnology* 37(8), 989–998.
- Wang, J., Z. Zhou, H. Fu, Q. Dong, Y. Cai, and X. Hu, (2018). Influence of Vacuum Preloading on Vertical Bearing Capacities of Piles Installed on Coastal Soft Soil. *Marine Georesources & Geotechnology* 37(7), 870–879.
- Ye, J.H., Wang, G., (2015). Seismic dynamics of offshore breakwater on liquefiable seabed foundation. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 76, 86-99.
- Ye, J.H., Jeng, D.-S., Wang, R., Zhu, Ch-Q., 2015. Numerical simulation of the wave-induced dynamic response of poro-elastoplastic seabed foundations and a composite breakwater. *Appl. Math. Model.* 39, 322-347.
- Verhaeghe, H., L. De Vos, X. Boone, and J. Goemaere, (2014). Using Field Data to Improve the Settlement Prediction Model of a Breakwater on Soft Soil. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*.
- Villard, P., B. Chevalier, B. Le Hello, and G. Combe, (2009). Coupling between Finite and Discrete Element Methods for the Modelling of marine georesources & geotechnology 13 Earth Structures Reinforced by Geosynthetic. *Computers and Geotechnics* 36 (5), 709–717.