

TCVN

TIÊU CHUẨN QUỐC GIA

TCVN 11820-6:2023

Xuất bản lần 1

CÔNG TRÌNH CẢNG BIỂN - YÊU CẦU THIẾT KẾ

PHẦN 6 : ĐỀ CHẤN SÓNG

Marine Port Facilities - Design Requirements

Part 6 : Breakwater

HÀ NỘI – 2023

Mục lục

1. Phạm vi áp dụng	10
2. Tài liệu viện dẫn	10
3. Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và chữ viết tắt	11
Đê chắn sóng mái nghiêng (đá đổ) (rubble mound breakwater)	11
Đê chắn sóng tường đứng (vertical face breakwater)	11
Đê chắn sóng hỗn hợp (composite breakwater)	11
4. Nguyên tắc chung	11
4.1 Các công trình chắn sóng được thiết kế theo phương pháp các trạng thái giới hạn	11
4.2 Nguyên tắc thiết kế theo phương pháp hệ số thành phần	13
4.2.1 Nguyên tắc chung	13
4.2.2 Phân loại tác động	13
4.2.3 Trạng thái thiết kế và sự kết hợp của tải trọng và tác động	13
4.3 Nguyên tắc thiết kế theo phương pháp hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (Phương pháp thiết kế OCDI 2020)	13
4.3.1 Phân loại các tác động	13
4.3.2 Trường hợp thiết kế	14
4.3.3 Phân loại các yêu cầu về tính năng trong các tiêu chuẩn kỹ thuật	14
4.3.4 Tiêu chí tính năng	16
4.3.5 Phương trình xác minh tính năng	16
4.4 Những yêu cầu thiết kế chung	18
5. Thiết kế theo phương pháp hệ số thành phần	21
5.1 Thiết lập mặt bằng	22
5.1.1 Yêu cầu chung	22
5.1.2 Các khía cạnh hàng hải	23
5.1.3 Sự xâm nhập của sóng	23
5.1.4 Sóng tràn và truyền sóng	24
5.1.5 Mô hình vật lý và mô hình toán	25
5.2 Tác động của môi trường	25
5.2.1 Yêu cầu chung	25
5.2.2 Chế độ thủy động lực và vận chuyển bùn cát	25
5.2.3 Ô nhiễm	26
5.2.4 Cân nhắc về sinh thái	26
5.3 Thu thập dữ liệu	26
5.3.1 Khí tượng và khí hậu	26
5.3.2 Sóng	26
5.3.3 Đo sâu và địa hình ven biển	27

5.3.4	Mức nước.....	27
5.3.5	Chuyển động của nước.....	27
5.3.6	Vận chuyển trầm tích.....	27
5.3.7	Các khía cạnh địa kỹ thuật.....	27
5.3.8	Vật liệu xây dựng.....	28
5.4	Thiết kế chung của công trình đê chắn sóng.....	28
5.4.1	Yêu cầu chung.....	28
5.4.2	Sóng thiết kế.....	29
5.4.3	Các yếu tố dẫn đến phá hoại.....	29
5.5	Phát triển thiết kế.....	29
5.6	Điều kiện sóng thiết kế.....	31
5.6.1	Các phương pháp đánh giá.....	31
5.6.2	Chiều cao sóng.....	31
5.6.3	Phổ sóng.....	31
5.6.4	Khúc xạ và nhiễu xạ sóng.....	32
5.7	Lựa chọn loại công trình.....	32
5.7.1	Các loại công trình.....	32
5.7.2	Các yếu tố ảnh hưởng đến sự lựa chọn.....	32
5.8	Kiểm tra mô hình thủy lực.....	35
5.8.1	Giới thiệu.....	35
5.8.2	Tỷ lệ mô hình.....	36
5.8.3	Mô hình hoá các đơn vị lớp phủ bê tông.....	37
5.8.4	Xây dựng mô hình.....	38
5.8.5	Chương trình thử nghiệm.....	38
5.9	Yêu cầu thử nghiệm đối với Đê chắn sóng mái nghiêng (đá đổ).....	39
5.9.1	Yêu cầu chung.....	39
5.9.2	Phản xạ và truyền sóng.....	40
5.9.3	Sóng tràn.....	40
5.9.4	Xói chân.....	40
5.9.5	Lực tác động lên kết cấu đỉnh.....	41
5.9.6	Đê chắn sóng mặt đứng.....	41
5.9.7	Đê chắn sóng hỗn hợp.....	41
5.9.8	Các điều kiện tạm thời trong quá trình thi công.....	42
5.9.9	Phân tích rủi ro.....	42
5.10	Công trình đê mái nghiêng (đá đổ).....	44
5.10.1	Yêu cầu chung.....	44
5.11	Các công trình tường đứng.....	52
5.11.1	Khái quát.....	52

5.11.2	Các loại công trình.....	52
5.11.3	Thiết kế.....	58
5.11.4	Công trình kiểu thùng chìm.....	67
5.11.5	Công trình khối bê tông	70
5.11.6	Kết cấu bê tông khối lớn.....	71
5.11.7	Công trình cọc ván kiểu vẩy ô	72
5.11.8	Công trình tường cọc ván kép	73
5.11.9	Công trình tường cọc ván đơn.....	73
5.12	Công trình hỗn hợp	74
5.12.1	Khái quát	74
5.12.2	Các loại công trình.....	74
5.12.3	Thiết kế công trình để chắn sóng hỗn hợp	76
5.12.4	Xây dựng	78
6.	Thiết kế theo phương pháp hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (OCDI 2020)	79
6.1	Lựa chọn loại công trình và thiết lập mặt cắt ngang	79
6.2	Các vấn đề cần được xem xét để duy trì sự tĩnh lặng của bề cảng	80
6.3	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp).....	81
6.3.1	Khái quát	81
6.3.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản.....	81
6.3.3	Tác động	86
6.3.4	Xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân đê chắn sóng	87
6.3.5	Xác minh tính năng và các điểm cần lưu ý đối với các hạng mục khác về tính ổn định tổng thể của thân đê chắn sóng.....	97
6.3.6	Xác minh tính năng và các chú ý khi gia cố mặt phía bề cảng của các mặt đứng ..	99
6.3.7	Khối bảo vệ chân.....	105
6.3.8	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	107
6.3.9	Chi tiết kết cấu	107
6.4	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng tường đứng)	111
6.4.1	Khái quát	111
6.4.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản.....	112
6.4.3	Tác động	112
6.4.4	Xác minh tính năng.....	112
6.4.5	Chi tiết kết cấu	112
6.5	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng mái nghiêng)	113
6.5.1	Khái quát	113
6.5.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản.....	113
6.5.3	Xác minh tính năng.....	115
6.5.4	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	119

6.5.5	Chi tiết kết cấu	119
6.6	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng)	120
6.6.1	Khái quát	120
6.6.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản	120
6.6.3	Tác động	121
6.6.4	Xác minh tính năng ổn định tổng thể của các thân đê chắn sóng	121
6.6.5	Xác minh tính năng của các hạng mục khác liên quan đến ổn định tổng thể của các thân đê chắn sóng	122
6.6.6	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	123
6.6.7	Chi tiết kết cấu	123
6.7	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng)	123
6.7.1	Khái quát	123
6.7.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản	123
6.7.3	Tác động	124
6.7.4	Xác minh tính năng ổn định tổng thể của các thân đê chắn sóng	125
6.7.5	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	125
6.8	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng)	126
6.8.1	Khái quát	126
6.8.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản	127
6.8.3	Tác động	127
6.8.4	Xác minh tính năng	128
6.8.5	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	128
6.9	Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc)	128
6.9.1	Khái quát	128
6.9.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản	129
6.9.3	Tác động	130
6.9.4	Xác minh tính năng	130
6.9.5	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	131
6.10	Đê chắn sóng kiểu cọc	131
6.10.1	Khái quát	132
6.10.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản	134
6.10.3	Tác động	137
6.10.4	Xác minh tính năng	137
6.10.5	Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu	138
6.10.6	Chi tiết kết cấu	138
6.11	Đê chắn sóng có đế rộng trên nền đất yếu	138
6.11.1	Các nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng	138
6.11.2	Tác động	139

6.11.3	Xác minh tính năng	140
6.12	Đê chắn sóng nổi	140
6.12.1	Các nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng	140
6.12.2	Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản	140
6.12.3	Tác động	141
6.12.4	Xác minh tính năng	142
6.13	Đê chắn sóng xanh	143
6.14	Đê chắn sóng định hướng tiện ích	145
6.15	Các mô hàn kiểm soát bồi lắng	146
6.15.1	Khái quát	146
6.15.2	Bố trí mặt bằng các mô hàn kiểm soát bùn cát	146
6.15.3	Bố trí mặt bằng phía bùn cát trôi dạt đến của đê chắn sóng	146
6.15.4	Vị trí và thời gian xây dựng của đê chắn sóng phía bùn cát trôi xuống	147
6.15.5	Chiều dài của đê chắn sóng và độ sâu của nước ở đầu đê	148
6.15.6	Hình thức kết cấu của mô hàn kiểm soát trầm tích	148
6.15.7	Xác minh tính năng	149
6.15.8	Chiều cao đỉnh của mô hàn kiểm soát trầm tích	149
6.16	Tường chắn sóng	149
6.16.1	Khái quát	149
6.16.2	Bố trí mặt bằng	150
6.16.3	Thiết lập mặt cắt ngang cơ bản	150
6.16.4	Tác động và Xác minh tính năng	150
6.17	Kè	152
6.17.1	Khái quát	152
6.17.2	Các hạng mục được xem xét khi thiết lập mặt cắt ngang cơ bản	152
6.17.3	Những điểm cần lưu ý liên quan đến việc tôn tạo đất và xây dựng kè	153
6.17.4	Thiết lập chiều cao kết cấu đỉnh của kè	154
6.17.5	Tác động	158
6.17.6	Xác minh tính năng	159
6.18	Kè cộng sinh	164
6.19	Kè có chức năng tiện ích	165
Phụ lục A		166
(Quy định)		166
Thiết kế lớp phủ		166
Phụ lục B		195
(Tham khảo)		195
Các bộ phận kết cấu (OCDI 2020)		195
Phụ lục C		235

(Tham khảo).....	235
Yêu cầu Vật liệu trong OCDI 2020	235
Phụ lục D.....	290
(Tham khảo).....	290
Thí nghiệm mô hình thủy lực (OCDI 2020)	290
Phụ lục E.....	317
(Tham khảo).....	317
Thiết kế đề chấn sóng dựa trên phân tích chu kỳ tuổi thọ	317
Thư mục tài liệu tham khảo	323

Lời nói đầu

TCVN 11820-6: 2023 được biên soạn trên cơ sở tham khảo OCDI 2020 - Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình cảng và bến cảng, và BS 6349 : 7 - Công trình biển – Chỉ dẫn thiết kế và thi công Đê chắn sóng.

TCVN 11820-6: 2023 do Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông Vận tải biên soạn, Bộ Giao thông Vận tải đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

Bộ TCVN 11820 "Công trình Cảng biển - Yêu cầu thiết kế" gồm các phần sau:

Phần 1: Nguyên tắc chung

Phần 2: Tải trọng và tác động

Phần 3: Yêu cầu về vật liệu

Phần 4-1: Nền móng

Phần 4-2: Cải tạo đất

Phần 5: Công trình bến

Phần 6: Đê chắn sóng

Phần 9: Nạo vét và tôn tạo đất

Công trình cảng biển - Yêu cầu thiết kế - Phần 6: Đê chắn sóng

Marine Port Facilities - Design Requirements - Part 6: Breakwater

1. Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này quy định các yêu cầu thiết kế trong xây dựng mới cũng như cải tạo, nâng cấp các đê chắn sóng trong cảng biển bao gồm các công trình đê chắn sóng tường đứng, mái nghiêng và hỗn hợp. Tiêu chuẩn này cũng áp dụng cho yêu cầu thiết kế đê chắn sóng dạng cọc, kết cấu nổi và các loại kết cấu bảo vệ cảng biển khác như tường biển, mỏ hàn và kè.

Tiêu chuẩn này có thể tham khảo để áp dụng cho các đê chắn sóng trong cảng sông, cảng hồ và các công trình khác có chức năng tương tự trong những trường hợp thích hợp.

2. Tài liệu viện dẫn

Trong tiêu chuẩn này sử dụng các tài liệu viện dẫn dưới đây. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản được nêu. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất, bao gồm cả các sửa đổi, bổ sung (nếu có).

TCVN 11820-1: 2017, Công trình Cảng biển - Yêu cầu thiết kế - Phần 1: Nguyên tắc chung;

TCVN 11820-2: 2017, Công trình Cảng biển - Yêu cầu thiết kế - Phần 2: Tải trọng và tác động;

TCVN 11820-3: 2019, Công trình Cảng biển - Yêu cầu thiết kế - Phần 3: Yêu cầu vật liệu;

TCVN 11820-4.1 : 2019, Công trình cảng biển – Yêu cầu thiết kế - Phần 4.1 : Nền móng;

TCVN 11820-4.2 : 2019, Công trình cảng biển – Yêu cầu thiết kế - Phần 4.2 : Cải tạo đất;

TCVN 11419 : 2016 Luồng tàu biển - Yêu cầu thiết kế;

OCDI 2020, Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan (Tiêu chuẩn kỹ thuật công trình cảng và bến cảng Nhật Bản);

BS 6349-7: 1991 . Maritime structures – Part 7 : Guide to the design and construction of Breakwaters – Incorporating corrigendum January 2010. (Công trình biển – Chỉ dẫn thiết kế và thi công Đê chắn sóng)

3. Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và chữ viết tắt

Tiêu chuẩn này sử dụng các thuật ngữ và định nghĩa nêu trong TCVN 11820-1-2017 và các thuật ngữ và định nghĩa sau:

3.1

Đê chắn sóng mái nghiêng (đá đổ) (rubble mound breakwater)

Một đê chắn sóng chống lại sự tác động của sóng chủ yếu bởi một đê đá đổ hay xếp trên đáy biển. Lớp bên ngoài, hoặc các lớp đá lớn hơn hay các khối bê tông đúc sẵn tạo nên một lớp phủ để bảo vệ một lõi đá nhỏ hơn khỏi tác động của sóng. Trên đỉnh có một cấu trúc bê tông tham gia vào chức năng của đê chắn sóng.

3.2

Đê chắn sóng tường đứng (vertical face breakwater)

Một đê chắn sóng chống lại tác động của sóng chủ yếu bởi một cấu trúc tường đứng đặt trên nền móng đê.

3.3

Đê chắn sóng hỗn hợp (composite breakwater)

Một đê chắn sóng có mặt cắt ngang kết hợp tường đứng và mái nghiêng.

4. Nguyên tắc chung

4.1 Các công trình chắn sóng được thiết kế theo phương pháp các trạng thái giới hạn

Tùy thuộc vào điều kiện cụ thể của kết cấu đê chắn sóng được đề xuất, điều kiện tự nhiên sẵn có, kiểu kết cấu mong muốn, mục đích cụ thể (Đê chắn sóng xanh, Đê chắn sóng hướng tiện ích) và kinh nghiệm của nhà tư vấn thiết kế, có thể sử dụng một trong hai phương pháp thiết kế nêu trong Điều 5 và Điều 6 :

1. Phương pháp thiết kế theo hệ số thành phần (trong Điều 5)
2. Phương pháp thiết kế hệ số sức kháng và hệ số tải trọng. (trong Điều 6)

Người thiết kế chỉ nên sử dụng một phương pháp cho một kết cấu do hai phương pháp có những quy định khác nhau về tên gọi tải trọng, tổ hợp tải trọng và các hệ số tải trọng và sức kháng hay vật liệu... Trong trường hợp có thể tham khảo chéo cần lưu ý về những quy định khác nhau nói trên.

Các loại kết cấu được đề cập và các đặc tính của hai tiêu chuẩn được trình bày trong Bảng 1 sau đây:

Bảng 1. Các nội dung được mô tả trong tiêu chuẩn

Nội dung	Điều 5 Phương pháp thiết kế theo hệ số thành phần	Điều 6 Phương pháp thiết kế theo hệ số sức kháng và hệ số tải trọng
Mặt bằng	x	X (trong Điều 4)
Đê chắn sóng mái nghiêng Các kết cấu đê đá đổ	X	X
Đê chắn sóng hỗn hợp	X	X
Đê chắn sóng đứng	X	X
Đê chắn sóng mặt đứng	XX	X
Đê chắn sóng được phủ các khối tiêu sóng	XX	X
Đê chắn sóng loại khối tiêu sóng mặt đứng	XX	X
Đê chắn sóng kiểu thùng chìm tiêu sóng	XX	X
Đê chắn sóng kiểu thùng chìm đỉnh dốc	XX	X
Đê chắn sóng kiểu cọc	XX	X
Đê chắn sóng kiểu đế rộng trên đất yếu	XX	X
Đê chắn sóng nổi		X
Đê chắn sóng xanh	O	X
Đê chắn sóng tiện ích	O	X
Mở hàn kiểm soát bồi lắng	O	X
Tường biển	O	X
Kè	O	X
Kè cộng sinh	O	X
Kè có chức năng tiện ích	O	x
CHÚ THÍCH : X trình bày trong các phần riêng O không đề cập đến XX trình bày trong phần chung		

4.2 Nguyên tắc thiết kế theo phương pháp hệ số thành phần

Phương pháp này được trình bày chi tiết trong các phần TCVN 11820: 1; TCVN 11820: 2 và TCVN 11820: 4.1.

4.2.1 Nguyên tắc chung

Tham khảo Điều 7. Nguyên tắc chung (TCVN 11820-1: 2017).

4.2.2 Phân loại tác động:

Tham khảo các Điều 4.2 Phân loại tác động; 4.3 Giá trị đặc trưng của tải trọng và 4.4 Các giá trị chỉ thị khác của tải trọng tạm thời (TCVN 11820-2: 2017).

4.2.3 Trạng thái thiết kế và sự kết hợp của tải trọng và tác động:

Tham khảo Điều 4.8 Các trường hợp thiết kế và tổ hợp tải trọng (TCVN 11820-2: 2017).

4.3 Nguyên tắc thiết kế theo phương pháp hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (Phương pháp thiết kế OCDI 2020).

4.3.1 Phân loại các tác động

Các tác động được phân loại thành tác động thường xuyên, tác động tạm thời và tác động sự cố chủ yếu theo quy mô thay đổi theo thời gian và các rủi ro xã hội cần được giải quyết. **Bảng 1** trình bày các ví dụ về các tác động trội hơn đã phân loại được xem xét trong việc xác minh hoạt động của các công trình.

4.3.1.1 Tác động thường xuyên

Các tác động được giả định áp dụng liên tục trên các kết cấu trong suốt vòng đời thiết kế của chúng. Các thay đổi theo thời gian của chúng nhỏ hơn giá trị trung bình hoặc có xu hướng tăng hoặc giảm đơn điệu và liên tục trong vòng đời làm việc thiết kế của chúng cho đến khi phương sai đạt đến một giá trị giới hạn nhất định.

4.3.1.2 Tác động tạm thời

Các tác động mà các thay đổi trong vòng đời dịch vụ thiết kế của chúng là đa hướng và không đáng kể so với giá trị trung bình. Các giá trị đặc trưng của chúng được đưa ra theo xác suất.

4.3.1.3 Tác động sự cố

Các tác động khó dự đoán về mặt xác suất hoặc các tác động mà xác suất vượt mức hàng năm nhỏ hơn so với các tác động tạm thời, nhưng đáng kể về mặt xã hội vì giá trị đặc trưng của chúng là cực kỳ lớn.

Bảng 2. Phân loại các tác động trội hơn

	Tác động
Tác động thường xuyên	Trọng lượng bản thân, áp lực đất, các tác động môi trường như ứng suất nhiệt, ăn mòn, ...
Tác động tạm thời	Sóng, gió, mực nước (mức thủy triều), chất tải hàng hoá hay phương tiện, tác động do lực cập/neo tàu, dịch chuyển mặt đất do động đất mức 1,...
Tác động sự cố	Va đập với tàu hay vật thể khác ngoại trừ khi cập bến, cháy, các sóng sự cố,...

4.3.2 Trường hợp thiết kế

Khi tiến hành xác minh tính năng, "Trường hợp thiết kế", có nghĩa là tổ hợp các tác động được tính đến trong quá trình xác minh, sẽ được đặt ra. Các trường hợp thiết kế được phân thành ba loại: trường hợp thường xuyên, tạm thời (Trong đó: các tác động tạm thời trội hơn trong các tác động) và trường hợp sự cố (Trong đó: các tác động sự cố trội hơn trong các tác động).

Các trường hợp thiết kế được xác định như sau:

4.3.2.1 Trường hợp thiết kế thường xuyên

Trường hợp mà các tác động thường xuyên là các tác động trội hơn.

4.3.2.2 Trường hợp thiết kế tạm thời

Trường hợp Trong đó: các tác động tạm thời là các tác động trội hơn.

4.3.2.3 Trường hợp thiết kế sự cố

Trường hợp mà các tác động sự cố là các tác động trội hơn.

4.3.3 Phân loại các yêu cầu về tính năng trong các tiêu chuẩn kỹ thuật

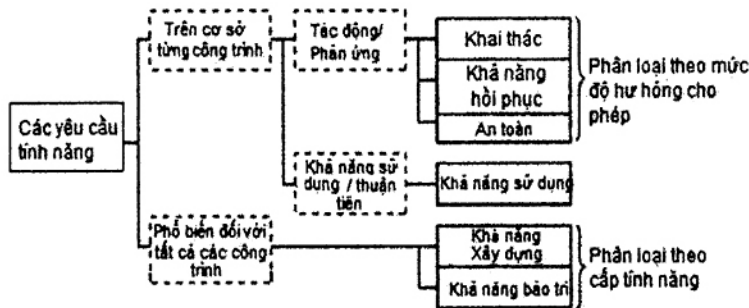
4.3.3.1 Tính năng cơ bản

Các yêu cầu về tính năng được quy định bởi các công trình được phân loại thành tính năng liên quan đến đáp ứng về kết cấu của công trình (khả năng phục vụ, khả năng phục hồi, an toàn) và tính năng liên quan đến các đặc điểm kỹ thuật của kết cấu (khả năng sử dụng). Các yêu cầu về tính năng chung cho tất cả các công trình được phân loại thành khả năng xây dựng, khả năng bảo trì, v.v. Xem Hình 1.

4.3.3.2 Tính năng liên quan đến đáp ứng về kết cấu của các công trình (Khả năng phục vụ, Khả năng phục hồi, An toàn)

Tính năng đối với phản ứng kết cấu của một công trình được phân loại thành: khả năng phục vụ, khả năng phục hồi và an toàn theo mức độ hư hỏng cho phép và được định nghĩa như sau:

- a) Khả năng phục vụ: Khả năng sử dụng các công trình mà không có vấn đề gì xảy ra. Không có hư hỏng nào xảy ra từ các tác động dự kiến hoặc hư hỏng vẫn ở mức mà các chức năng cần thiết có thể được phục hồi nhanh chóng và đầy đủ chỉ với những sửa chữa nhỏ.”
- b) Khả năng phục hồi: Khả năng sử dụng liên tục các công trình bằng cách sửa chữa trong phạm vi khả thi về mặt kỹ thuật và kinh tế. Thiệt hại do các tác động dự kiến vẫn ở mức mà các chức năng cần thiết có thể được khôi phục với các sửa chữa nhỏ trong thời gian ngắn.
- c) An toàn: Khả năng đảm bảo an toàn tính mạng con người, v.v. Thiệt hại do các tác động dự kiến không gây hư hỏng các công trình và duy trì ở mức không gây nguy hiểm cho tính mạng con người, v.v. ngay cả khi xảy ra một mức độ thiệt hại nhất định.



Hình 1 - Phân loại các yêu cầu về tính năng

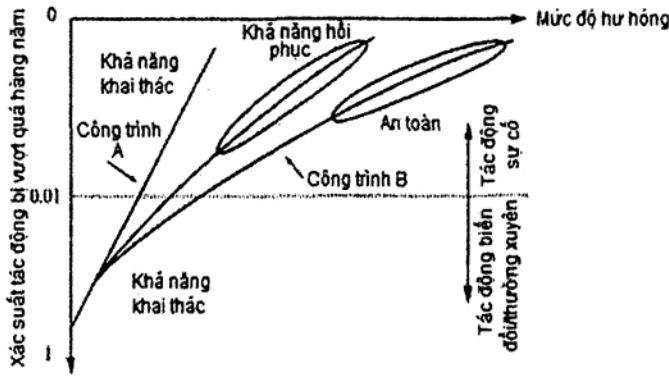
Ý tưởng cơ bản về các yêu cầu tính năng liên quan đến các phản ứng kết cấu cho các công trình như sau:

- a) Đối với các tác động thường xuyên và tạm thời (với xác suất vượt mức hàng năm khoảng 0,01 hoặc hơn), yêu cầu cơ bản là khả năng sử dụng. Có thể giả định rằng việc đảm bảo khả năng sử dụng cũng đảm bảo khả năng phục hồi và an toàn trước các tác động thường xuyên và tạm thời.
- b) Đối với các tác động ngẫu nhiên (với xác suất vượt mức hàng năm khoảng 0,01 hoặc thấp hơn), tính năng của khả năng bảo trì, khả năng phục hồi hoặc an toàn có thể được lựa chọn theo các chức năng và tầm quan trọng dự kiến của công trình.

Ở trên ngưỡng 0,01 đối với xác suất vượt mức hàng năm để phân biệt các tác động thường xuyên và các tác động tạm thời do các tác động ngẫu nhiên được xác định chỉ để thuận tiện và phục vụ như một hướng dẫn khi tuổi thọ thiết kế nằm trong phạm vi tiêu chuẩn (khoảng 50 năm).

Hình 2 cho thấy các yêu cầu về tính năng liên quan đến khả năng đáp ứng của kết cấu công trình. Trục dọc và trục ngang của Hình 2 cho thấy xác suất vượt mức hàng năm của tác động và mức độ thiệt hại, tương ứng. Đường cong trong hình cho thấy tính năng của các công trình. Thiệt hại nghiêm trọng đối với công trình do các tác động tạm thời hoặc thường xuyên gây ra với xác suất vượt mức hàng năm tương đối cao là không thể chấp nhận được. Mặt khác, vì việc tránh cho công trình khỏi bất kỳ thiệt hại nào do tác động sự cố với xác suất vượt mức hàng năm rất thấp là không hợp lý về mặt kinh tế, nên có thể chấp nhận được một lượng nhỏ thiệt hại đối với công trình do tác động sự cố gây ra. Ví dụ, khi thiết kế một công trình có chức năng vận chuyển nguyên vật liệu cấp cứu ngay sau một trận động đất lớn, phải đặt

mức độ thiệt hại do các tác động sự cố gây ra là nhỏ, như cơ sở A trong hình (đảm bảo khả năng sử dụng). Khi thiết kế một công trình đảm bảo chức năng tối thiểu chống lại các tác động sự cố, có thể cần đặt mức độ thiệt hại cho phép ở một giá trị lớn và cân nhắc đảm bảo rằng công trình, chẳng hạn như cơ sở B, không bị thiệt hại về sinh mạng (đảm bảo an toàn).



Hình 2 - Sơ đồ nguyên lý quan hệ giữa trường hợp thiết kế và các yêu cầu tính năng

4.3.3.3 Yêu cầu về tính năng đối với các thông số kỹ thuật kết cấu (Khả năng sử dụng)

Khả năng mà công trình phải có theo quan điểm dịch vụ và sự tiện lợi của công trình. Cụ thể là các công trình được bố trí hợp lý, các thông số kỹ thuật về kết cấu (chiều dài, chiều rộng, độ sâu mực nước, độ cao đỉnh, giới hạn thông thủy, v.v.) và độ yên lặng của bể cảng, v.v., đáp ứng các giá trị yêu cầu và chúng phải đáp ứng được các công trình phụ trợ khi thích hợp.

4.3.3.4 Yêu cầu về tính năng đối với việc xây dựng và bảo trì các công trình (Khả năng xây dựng, Khả năng bảo trì)

- Khả năng xây dựng là khả năng thực hiện xây dựng bằng cách sử dụng các phương pháp đáng tin cậy, phù hợp và đảm bảo an toàn cho công trình trong thời gian xây dựng hợp lý. Khả năng xây dựng có thể được coi là thỏa mãn khi tuân thủ các tiêu chuẩn về xây dựng.
- Khả năng bảo trì là khả năng liên tục đảm bảo tính năng cần thiết cho các công trình bằng cách sửa chữa và gia cố, v.v., tình trạng xuống cấp và hư hỏng của các công trình do sử dụng và các tác động dự kiến trong phạm vi khả thi về mặt kỹ thuật và kinh tế. Khả năng bảo trì có thể được coi là thỏa mãn bằng cách tuân thủ các tiêu chuẩn về bảo trì.

4.3.4 Tiêu chí tính năng

Tiêu chí tính năng là các thông số kỹ thuật của các xác minh cần thiết để đáp ứng các yêu cầu về tính năng theo quan điểm kỹ thuật. Việc đáp ứng các tiêu chí tính năng được đưa ra Trong đó: được coi là đáp ứng các yêu cầu về tính năng.

4.3.5 Phương trình xác minh tính năng

4.3.5.1 Khái quát

Nói chung, xác minh tính năng sử dụng hệ số tải trọng và hệ số sức kháng có thể được tiến hành bằng cách sử dụng các biểu thức (1) đến (3).

$$m \times \left(\gamma_i \frac{S_i}{R_j} \right) \leq 1.0 \quad (1)$$

$$S_{id} = f(\gamma_{S_1} S_{1d}, \dots, \gamma_{S_n} S_{nd}) = f(\gamma_{S_1} S_{1d}(x_{1d}, \dots, x_{pd}), \dots, \gamma_{S_n} S_{nd}(x_{nd}, \dots, x_{pd})) \quad (2)$$

$$R_{jd} = g(\gamma_{R_1} R_{1d}, \dots, \gamma_{R_m} R_{md}) = g(\gamma_{R_1} R_{1d}(x_{1d}, \dots, x_{pd}), \dots, \gamma_{R_m} R_{md}(x_{md}, \dots, x_{pd})) \quad (3)$$

Trong đó:

S_d : giá trị thiết kế của giá trị tác động

R_d : giá trị thiết kế của giá trị giới hạn

γ_i : hệ số tính đến mức độ quan trọng của công trình, tác động xã hội khi đạt đến trạng thái giới hạn, v.v. (hệ số kết cấu). Trừ khi được chỉ định khác, $\gamma_i = 1,0$ và không được hiển thị trong phương pháp này.

m : hệ số điều chỉnh

S_{jk} : giá trị đặc trưng của tác động j ($j = 1..n$)

γ_{Sj} : hệ số thành phần nhân với giá trị đặc trưng S_{jk} của tác động j

$S_j()$: phương trình tính giá trị đặc trưng S_{jk} của tác động j

R_{jk} : giá trị đặc trưng của sức kháng (cường độ) j ($j = 1..m$)

γ_{Rj} : hệ số thành phần nhân với giá trị đặc trưng R_{jk} của sức kháng (cường độ) j

$R_j()$: phương trình tính giá trị đặc trưng R_{jk} của sức kháng (cường độ) j

x_{jk} : giá trị đặc trưng của hệ số thiết kế x_j ($j = 1..p$)

Xác minh tính năng sử dụng trong phương pháp hệ số tải trọng và hệ số sức kháng là một phương pháp để xác minh tính năng của kết cấu bằng cách xác nhận tỷ số giá trị thiết kế với giá trị đáp ứng (ứng suất, lực cắt ngang, tổng giá trị tác động, chuyển vị, v.v.) xảy ra do các tác động thực hiện đối với kết cấu và giá trị thiết kế của giá trị giới hạn (cường độ chảy, cường độ mặt cắt, tổng giá trị sức kháng, dịch chuyển cho phép, v.v.) dựa trên sức kháng (cường độ) của kết cấu (sau đây gọi là "Tỷ lệ cường độ chống lại Tác động") nhân với hệ số kết cấu và hệ số điều chỉnh là 1,0 hoặc nhỏ hơn, như thể hiện trong phương trình trên.

4.3.5.2 Hệ số thành phần

Hệ số thành phần trong phương pháp này là giá trị được tính toán bằng cách sử dụng phân tích thốn kê hoặc phương pháp độ tin cậy làm hệ số nhân với giá trị đặc trưng của tác động hoặc sức kháng (t gồm cả giá trị đặc trưng của các hệ số thiết kế) để đảm bảo tính năng mục tiêu của các kết cấu mục Hệ số thành phần được tính toán bằng phân tích thống kê có nghĩa là hệ số được tính toán vớ

chuẩn bằng phân tích độ tin cậy. Trừ khi có quy định khác, hệ số thành phần liên quan cho thấy rằng nó đã được tính toán bằng phân tích thống kê nếu giá trị của các hệ số thành phần (γ_{sj} , γ_{nj}) trong các biểu thức (2) và (3) không phải là 1,0 trong tiêu chuẩn này. Trong trường hợp này, mặc dù về nguyên tắc không cần hệ số điều chỉnh nêu trong Điều 4.3.5.3 dưới đây, việc xác minh tính năng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng hệ số điều chỉnh 1,0 để thuận tiện dựa trên biểu thức (1).

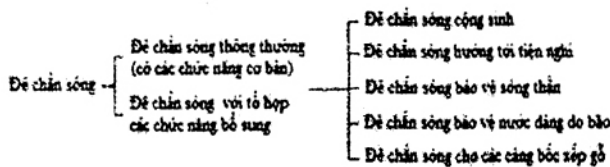
4.3.5.3 Hệ số điều chỉnh

“Phương pháp dựa trên kinh nghiệm trong quá khứ” (các phương pháp đã được chứng minh với nhiều ví dụ về các ứng dụng trong quá khứ, chẳng hạn như phương pháp hệ số an toàn, phương pháp ứng suất cho phép được sử dụng như trong quá khứ) cũng có thể được coi là một phương pháp đáng tin cậy. Trong trường hợp này, việc xác minh có thể được thực hiện bằng cách sử dụng hệ số điều chỉnh bằng cách đặt tất cả các hệ số thành phần bằng 1,0 để thuận tiện nhằm chỉ ra rõ ràng rằng nó khác với việc xác minh bằng cách sử dụng hệ số thành phần được tính bằng phân tích thống kê. Hệ số điều chỉnh là hệ số điều chỉnh để có được một mặt cắt ngang kết cấu tương đương với mức an toàn quy định trong “Phương pháp dựa trên kinh nghiệm trong quá khứ” và tương ứng với hệ số an toàn cho phép của phương pháp hệ số an toàn hiện có hoặc phương pháp ứng suất cho phép. Hệ số điều chỉnh tương ứng với những gì đã được xử lý trong yếu tố phân tích cấu trúc trong các tiêu chuẩn trước đây (OCDI 2009) và các bình luận của chúng.

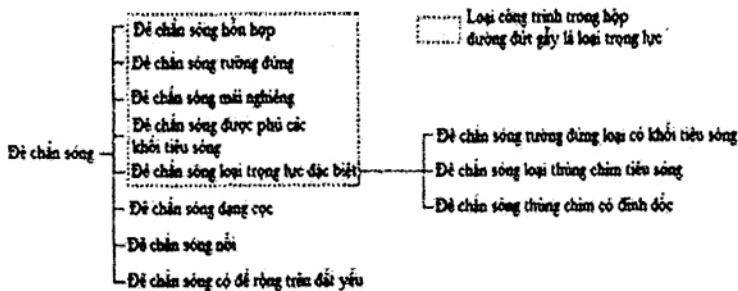
4.4 Những yêu cầu thiết kế chung

4.4.1 Phân loại

- a) Các đê chắn sóng thường được phân loại như trong Hình 3 theo loại công trình và chức năng hoặc mục đích. Đặc điểm của từng loại công trình được mô tả trong phần áp dụng cho từng loại.



(a) Phân loại theo chức năng



(b) Phân loại theo loại công trình

Hình 3 - Phân loại các đê chắn sóng

- b) Trong xác minh thiết kế và tính năng của đê chắn sóng, nên xem xét cách mặt bằng bố trí của chúng, ảnh hưởng đến các đặc điểm địa hình của các khu vực xung quanh, sự hài hòa với môi trường xung quanh, điều kiện thiết kế, loại công trình, liệu chúng có được sử dụng cho nhiều mục đích hay không, trình tự xác minh, phương pháp xây dựng và tính kinh tế.
- c) Việc duy trì sự tĩnh lặng của bến cảng phải được xem xét từ hai quan điểm sau: khả năng cho phép xếp dỡ hàng hóa trong lưu vực và điều kiện sóng có thể trú ẩn trong thời tiết khắc nghiệt. Đối với sự tĩnh lặng của bến cảng trong lưu vực và điều kiện sóng khi thời tiết khắc nghiệt, Phụ lục M 5. Điều kiện sóng cho phép đối với tàu neo, TCVN 11820: 2 và Phần II, Chương 2, 4.6 Khái niệm về độ tĩnh lặng của bến cảng và Phần III, Chương 3, 3. Lưu vực, OCĐI 2020 có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo
- d) Sóng phản xạ từ đê chắn sóng có thể lớn tùy thuộc vào kết cấu của nó, điều này có thể cản trở tàu đi ra ngoài cảng. Đặc biệt, những cơn sóng lớn như vậy ảnh hưởng đáng kể đến các tàu cỡ nhỏ, do đó, nên chọn kết cấu có sóng phản xạ ít hơn tùy thuộc vào kiểu hành hải.

4.4.2 Mặt bằng bố trí

Các đê chắn sóng phải được bố trí thích hợp để giữ cho bên trong cảng, chẳng hạn như đường thủy và lưu vực, được tĩnh lặng.

Đê chắn sóng được xây dựng để duy trì sự tĩnh lặng của bến cảng, tạo điều kiện thuận lợi cho việc xếp dỡ hàng hóa, đảm bảo an toàn cho tàu trong quá trình di chuyển hoặc neo đậu và bảo vệ các công trình trong cảng. Để đáp ứng các yêu cầu này, các mục tiêu sau phải được đáp ứng:

- a) Các đê chắn sóng phải được bố trí sao cho lối vào bến cảng không phải đối mặt với hướng có sóng thường xuyên nhất và hướng có sóng cao nhất để giảm sóng xâm nhập vào bến cảng.
- b) Cần bố trí tuyến đê chắn sóng để bảo vệ bến cảng khỏi những đợt sóng thường xuyên nhất và sóng cao nhất.
- c) Lối vào bến cảng phải có chiều rộng hiệu dụng đủ để không gây trở ngại cho tàu thuyền và phải định hướng luồng tàu theo hướng giúp cho việc di chuyển dễ dàng.
- d) Đê chắn sóng phải được bố trí ở nơi có tốc độ thủy triều càng nhỏ càng tốt. Trong trường hợp tốc độ dòng triều lớn, cần có biện pháp đối phó thích hợp.
- e) Cần giảm thiểu ảnh hưởng của sóng phản xạ, sóng Mach-stem và mật độ sóng trên các tuyến đường thủy và lưu vực.
- f) Đê chắn sóng phải bao quanh một vùng nước đủ lớn cần thiết cho tàu cập bến, làm hàng và neo đậu.

Tuy nhiên, những mục tiêu này là những mục tiêu mâu thuẫn lẫn nhau. Ví dụ, chiều rộng lối vào bến cảng hẹp là tốt nhất để đạt được sự tĩnh lặng trong bến cảng, nhưng không thuận tiện cho việc hành hải. Hướng của sóng thường xuyên nhất và hướng của sóng cao nhất không nhất thiết phải giống nhau. Trong tình huống như vậy, bố trí đê chắn sóng cần được xác định thông qua một cuộc điều tra toàn diện về tất cả

các yếu tố như điều kiện sử dụng tàu, chi phí xây dựng, xây dựng công trình và mức độ bảo trì dễ hay khó.

Khi cần quan tâm về sự suy giảm chất lượng nước, tốt nhất nên xem xét khả năng trao đổi của nước biển với nước biển bên ngoài để nước biển trong bể cảng không bị ứ đọng.

Trong việc xây dựng các đề chắn sóng, cũng cần xem xét tính kinh tế khi xem xét các điều kiện tự nhiên và điều kiện xây dựng. Đặc biệt, nên xem xét những điều sau đây:

- a) Nên tránh bố trí gây ra tập trung sóng.
- b) Nên tránh những vị trí có nền đất quá yếu, cân nhắc giữa khả năng xây dựng và tính kinh tế.
- c) Bố trí mặt bằng nên xem xét ảnh hưởng của các đặc điểm địa hình như mũi đất và hải đảo.
- d) Trên các bãi cát, việc bố trí nên xem xét sự xâm lấn của dòng ven bờ trôi dạt vào bể cảng.
- e) Cần xem xét đầy đủ ảnh hưởng đến các khu vực lân cận sau khi xây dựng đề chắn sóng.

Đối với sự tập trung của sóng, Phần II, Chương 2, 4.4.4 Sự phản xạ của sóng, Sự chuyển đổi của sóng tại các góc lõm gần đầu các đề chắn sóng và xung quanh. Đề chắn sóng tách rời (OCDI 2020) có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo; đối với các đề chắn sóng được xây dựng trên các bãi biển cát, Phần II, Chương 2, 7.4 Sự trôi dạt theo bờ biển (OCDI 2020) có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

Các đề chắn sóng phải được bố trí sao cho chúng không gây trở ngại cho sự phát triển trong tương lai của bến cảng.

"Chiều rộng lối vào bể cảng hiệu quả" có nghĩa là chiều rộng của luồng nước ở độ sâu mực nước xác định, không chỉ là chiều rộng của lối vào bể cảng. Tốc độ của dòng thủy triều cắt ngang lối vào bể cảng tốt nhất là từ 1 m/s đến 1,5 m/s hoặc nhỏ hơn.

Ở những khu vực xung quanh bãi cạn, chiều cao sóng thường tăng lên vì hiện tượng khúc xạ sóng. Trong một số trường hợp, lực sóng lớn tác động lên đề chắn sóng được xây dựng trên đáy biển có độ dốc lớn. Cần lưu ý rằng có thể cần một công trình lớn đáng kể khi đề chắn sóng được đặt trên hoặc ngay sau bãi cạn.

Đối với đề chắn sóng tách rời được xây dựng biệt lập ngoài khơi, nếu chiều dài của đề chắn sóng bằng hoặc nhỏ hơn vài lần chiều dài của sóng tới thì sự phân bố chiều cao của sóng sau đề chắn sóng sẽ dao động rất lớn do ảnh hưởng của sóng nhiễu xạ từ hai đầu đề chắn sóng, sẽ ảnh hưởng đến sự ổn định của thân đề chắn sóng; do đó, việc thực hiện cần rất thận trọng. Đối với các tác động của sóng nhiễu xạ, Phần II, Chương 2, 4.4.2 Nhiễu xạ sóng và Phần II, Chương 2, 4.4.4 Phản xạ sóng, sự chuyển đổi của sóng tại các góc lõm gần đầu của các đề chắn sóng và xung quanh các đề chắn sóng tách rời (OCDI 2020) có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

4.4.3 Hướng tuyến đề chắn sóng

Kích thước của bể cảng và hướng tuyến của các đề chắn sóng phải được xác định theo các hướng dẫn

nêu ở trên. Thường sẽ cân nhắc nhiều phương án khác nhau, và bằng cách tận dụng các đặc điểm thuận lợi của đường bờ biển và địa hình đáy biển, có thể đạt được những hiệu quả kinh tế đáng kể. Ví dụ, có thể:

- a) Đặt gốc của đê chắn sóng tại một mũi đất đá để giảm nguy cơ sạt lở tại vị trí này;
- b) Chọn cách bố trí sẽ giảm thiểu chiều dài và chiều sâu xây dựng cho một khu vực và công trình cảng nhất định;
- c) Chọn vị trí và hướng tuyến của đê chắn sóng sao cho giảm độ cao của sóng mà đê chắn sóng phải chống lại.

Sự sắp xếp cuối cùng có thể liên quan đến việc tận dụng các rạn san hô ngoài khơi hoặc các bãi cát có thể khiến các con sóng cao hơn bị vỡ trước khi đến đê chắn sóng. Trong những trường hợp này, đặc biệt cần thiết phải đánh giá ảnh hưởng của khúc xạ sóng, có thể làm tăng chiều cao sóng do tập trung sóng tại một số vị trí dọc theo đê chắn sóng. Chiều cao sóng tại đê chắn sóng cũng có thể tăng lên do sóng tấn công xiên gây ra sự tích tụ của sóng chạy dọc theo đê chắn sóng.

Điều quan trọng là phải xác định liệu sự hiện diện của đê chắn sóng có gây ra những thay đổi hay không, ví dụ: sự đào sâu của các bãi cạn ngoài khơi có thể khiến đê chắn sóng bị sóng tấn công mạnh hơn, như được thảo luận thêm trong Điều 5.2.

Các phản xạ từ mặt biển của đê chắn sóng có thể tạo ra các dạng sóng đứng, điều này có thể dẫn đến gia tăng sự tấn công của sóng ở một số đoạn. Hiệu ứng này sẽ giảm đi nếu áp dụng một tuyến lồi thay cho một tuyến thẳng. Một độ cong lõm có thể tạo ra mật độ sóng rất nghiêm trọng và nên tránh.

Cách bố trí các đầu của đê chắn sóng chính và đê chắn sóng phía sau thường được thiết kế để tạo ra sự chồng lấn đáng kể nhằm ngăn chặn sự xâm nhập trực tiếp của những con sóng khắc nghiệt nhất vào bề cảng.

Đôi khi có thể thiết kế một đê chắn sóng chính để chống lại sự tấn công của sóng khắc nghiệt nhất và cung cấp một đê chắn sóng phía sau với kết cấu nhẹ hơn như thể hiện trong Hình 4 (a). Điều này có thể cho phép các công trình bề cảng được tập trung dọc theo đê chắn sóng phía sau, khi đó sẽ cho phép sóng tràn ở một mức độ nào đó được chấp nhận dọc theo đê chắn sóng chính với hiệu quả về kinh tế.

Một thiết kế khác của bề cảng, như thể hiện trong Hình 4 (b), thường thích hợp hơn với cửa sông nơi việc chỉnh trị các dòng chảy là quan trọng, đê chắn sóng chồng lấn ít hơn và cho phép sóng xâm nhập vào cửa nhiều hơn. Các bãi biển bên trong đê chắn sóng chính hấp thụ một tỷ lệ lớn sóng và có một lối vào bề cảng thứ hai hẹp hơn dẫn đến các bến.

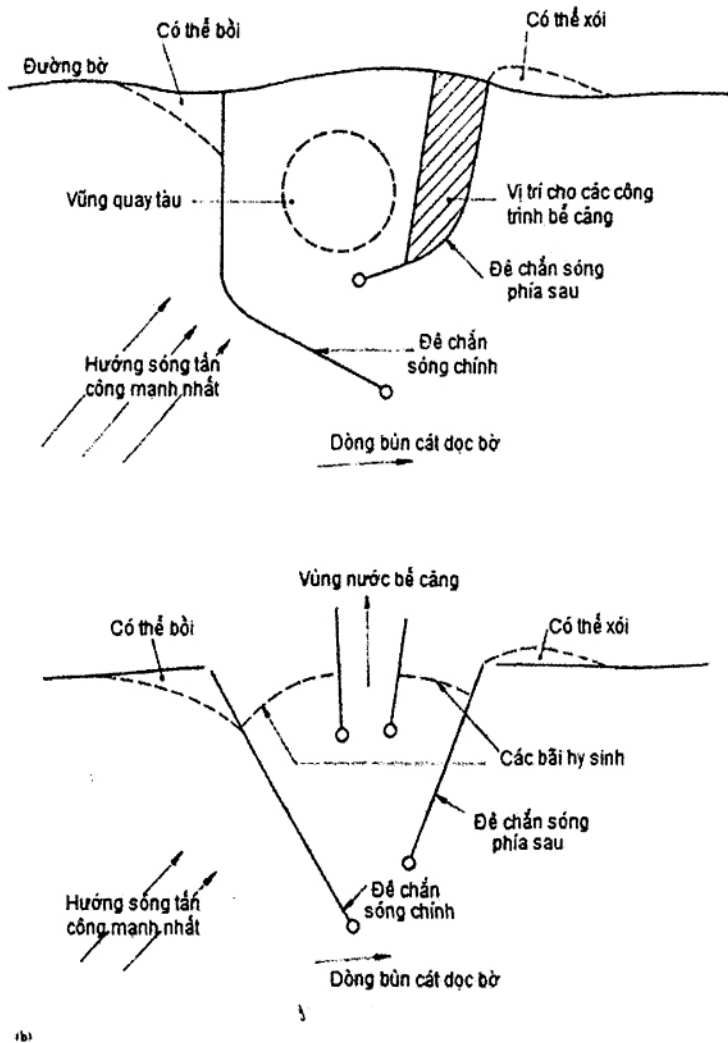
5. Thiết kế theo phương pháp hệ số thành phần

Phương pháp này được trình bày chi tiết trong các phần của TCVN 11820.

5.1 Thiết lập mặt bằng

Bố trí đề chắn sóng phải đạt được chức năng bảo vệ bến cảng.

Hướng dẫn dưới đây được đưa ra về các khía cạnh hàng hải, sự xâm nhập của sóng, tác động môi trường và dữ liệu cần thu thập.



Hình 4 - Các bố trí mặt bằng đề chắn sóng điển hình

5.1.1 Yêu cầu chung

Năng lượng sóng có thể xâm nhập vào bến cảng bằng lối vào giữa các đề chắn sóng, bằng cách tràn và truyền qua các cấu trúc đề chắn sóng có khả năng thấm qua. Do đó, các loại kết cấu đề chắn sóng được sử dụng và thiết kế chi tiết của chúng ảnh hưởng đến chế độ sóng trong bến cảng, và vì lý do này, việc

bố trí đề chắn sóng không thể tách rời hoàn toàn khỏi thiết kế của các công trình; một quá trình lặp đi lặp lại thường cần thiết để xác định giải pháp tối ưu.

Các yêu cầu về quy hoạch cảng về số lượng, kích thước và vị trí của các công trình bến sẽ xác định kích thước tổng thể của bể cảng.

Các đề chắn sóng cũng có thể được yêu cầu để bảo vệ luồng tàu khỏi dòng bùn cát ven bờ hoặc để ổn định hoặc tạo tuyến ra vào của thủy triều.

Vị trí và bố trí của các đề chắn sóng để cung cấp mức độ bảo vệ cần thiết cho bể cảng được xác định bởi sự cần thiết sau:

- a) điều kiện che chắn cho tàu tại bến hoặc nơi neo đậu;
- b) khu vực điều động và quay trở tàu trong bể cảng;
- c) khoảng dừng thích hợp cho tàu đi vào bể cảng với tốc độ chạy an toàn.

5.1.2 Các khía cạnh hàng hải

Tiêu chuẩn về độ sâu và chiều rộng của luồng tàu được nêu trong TCVN 11419: 2016, tiêu chí hành hải bên trong bể cảng và tiêu chí về điều kiện sóng chấp nhận được cho tàu thuyền neo đậu được nêu trong TCVN 11820-2.

Các điều kiện thích hợp cũng cần được cung cấp để cho phép tàu kéo và tàu làm neo hoạt động tốt.

Sự hiện diện của các đề chắn sóng tạo ra các điều kiện giao thông đặc biệt ở lối vào bể cảng.

Các dòng chảy có thể được tạo ra qua lối vào bể cảng do sự lệch hướng của các dòng chảy và do nhiễu xạ sóng xung quanh phần đầu của đề chắn sóng. Phản xạ sóng có thể xảy ra từ các đề chắn sóng, và khi tàu di chuyển từ biển khơi sang vùng nước được che chắn, sẽ có những thay đổi đáng kể về điều kiện môi trường ảnh hưởng đến tàu trong một khoảng cách ngắn.

Một lối vào bể cảng rộng rãi, để dễ dàng hành hải, mâu thuẫn với mục tiêu hạn chế sự xâm nhập của sóng và cần có một số thỏa hiệp.

Không phải lúc nào cũng có thể hành hải trong các điều kiện sóng và gió đặc biệt.

Lời khuyên của các nhà hàng hải có kinh nghiệm là rất cần thiết trong việc xác định cách bố trí tối ưu đề chắn sóng ở lối vào bể cảng, có tính đến các khía cạnh kinh tế về chi phí và bất kỳ giới hạn nào đối với hành hải và hoạt động của cảng.

Các mô hình và thiết bị mô phỏng tàu, có thể là những hỗ trợ có giá trị cho việc lập kế hoạch bố trí lối vào bể cảng và đề chắn sóng.

5.1.3 Sự xâm nhập của sóng

Yếu tố quan trọng nhất quyết định đến phản ứng của bể cảng là sự xâm nhập của sóng qua lối vào.

Đầu tiên cần thiết lập điều kiện sóng ngay bên ngoài lối vào, sau đó xác định ảnh hưởng của lối vào trong việc cho phép sóng xâm nhập vào bể cảng và cuối cùng là xác định phản ứng tại các vị trí quan

trọng trong bến cảng.

Hướng dẫn thiết lập chế độ sóng ngoài khơi và các phương pháp xác định điều kiện sóng ven bờ tại lối vào bể cảng được nêu trong TCVN 11820 -2. Hướng sóng là quan trọng và trong khi cần có nơi trú ẩn lớn nhất cho khu vực bể cảng để chống lại những cơn sóng lớn nhất, điều kiện sóng ít hơn từ các hướng khác nhau có thể quan trọng trong việc thiết kế bố trí.

Cần xem xét các điều kiện sóng khá thường xuyên cũng như các sự kiện hiếm gặp, vì điều kiện đầu tiên có thể ảnh hưởng đến thời gian ngừng hoạt động và tính kinh tế của hoạt động trong khi điều kiện sau sẽ ảnh hưởng đến an toàn.

Các giới hạn chấp nhận được về chuyển động của tàu được nêu trong TCVN 11820 -2.

Tác động của sóng nên được khảo sát ở các mực nước khác nhau do tác động của thủy triều hoặc nước dâng. Mực nước thường sẽ thay đổi năng lượng sóng tới và đặc biệt có thể ảnh hưởng đến hướng sóng ở lối vào. Những thay đổi về đường đồng mức đáy biển cũng có thể có những ảnh hưởng đáng kể.

Sự nhiễu xạ sóng tại lối vào bể cảng sẽ xác định mức độ trú ẩn của các đê chắn sóng và sự lan truyền của sóng vào khu nước bể cảng. Cần phải xem xét mức độ sóng có thể bị phản xạ hoặc hấp thụ trong bể cảng và ở những nơi có độ sâu khác nhau, liệu có cần phải xem xét đến lực đẩy, khúc xạ và ma sát đáy khi xác định phản ứng của bể cảng hay không. Hướng dẫn về các khía cạnh này và cách sử dụng các mô hình vật lý và tính toán được nêu trong TCVN 11820 -2.

Sóng chu kỳ dài, trên khoảng 30 s, rất khó loại trừ khỏi bể cảng và có thể gây ra nhiều vấn đề khác nhau cho tàu đang neo đậu. Sóng chu kỳ dài cũng có thể gây ra cộng hưởng trong bể cảng, hướng dẫn này được nêu trong TCVN 11820 -2. Hiện tượng không mong muốn này càng trầm trọng hơn khi sử dụng các mặt phản xạ sóng trong bể cảng và nên tránh các mặt như vậy nếu có thể. Đôi khi phải được cung cấp các mặt hấp thụ sóng.

5.1.4 Sóng tràn và truyền sóng

Sóng tràn và truyền sóng và ảnh hưởng của chúng đến bố trí và phản ứng của bể cảng được xác định bởi thiết kế của kết cấu đê chắn sóng. Có thể rất tốn kém để ngăn chặn sóng tràn qua đê chắn sóng, bởi vì việc tăng chiều cao để đạt được điều này có thể làm tăng đáng kể lực tác động lên kết cấu. Cần phải xem xét rất cẩn thận mức độ tràn có thể cho phép.

Cần phân biệt giữa sóng tràn khối lượng lớn và nước tràn do gió mang theo. Trong trường hợp đê chắn sóng loại đê đá đổ, khối lượng tràn có thể được ngăn chặn hoặc kiểm soát bằng thiết kế thích hợp của mặt hướng ra biển và kết cấu đỉnh; không thể kiểm soát tràn do gió mang theo. Khi các khu vực tôn tạo và các công trình lắp đặt nằm sau đê chắn sóng, nước do tràn và gió thổi mang theo có thể gây bất tiện nghiêm trọng hoặc nguy hiểm cho người và phương tiện, làm gián đoạn hoạt động và gây ra ngập lụt.

Các giới hạn đề xuất đối với hiện tượng tràn được đưa ra trong Điều 5.7.2.4. Những điều này liên quan đến sự đi lại của xe cộ và con người. Ngay cả việc sóng tràn khá nghiêm trọng cũng hiếm khi có ảnh

hường đáng kể đến tác động của sóng nói chung trong bể cảng, ngoại trừ trường hợp đặc biệt của đề chắn sóng được thiết kế với đỉnh rất thấp.

Khi đó, ảnh hưởng trở nên quan trọng và được đề cập trong Điều 5.10 đối với các đề đá đổ, và trong Điều 5.11.3.2 đối với các kết cấu mặt đứng.

Sự truyền sóng qua kết cấu có thể xảy ra với một đề đá đổ có độ rỗng lớn, ví dụ: một công trình chỉ được xây dựng bằng những tảng đá lớn, ở đó mức độ truyền sóng tăng lên đáng kể theo chu kỳ sóng. Đối với các sóng chu kỳ dài, trên khoảng 30 s, ảnh hưởng đến phản ứng của bể cảng có thể rõ ràng.

Các đề chắn sóng mặt đứng không cho phép truyền sóng ngoại trừ trường hợp các tấm chắn sóng có đục lỗ, thường không được áp dụng trong các công trình bể cảng nhưng có thể được sử dụng ở những vùng có chế độ sóng nhẹ như bến du thuyền được che chắn.

5.1.5 Mô hình vật lý và mô hình toán

Nhiều kinh nghiệm đã thu được khi đánh giá cách bố trí bể cảng bằng các mô hình vật lý. Các mô hình toán hiện có sẵn để đánh giá ảnh hưởng của các bố trí khác nhau. Chúng cũng có thể được sử dụng để xác định tác động định tính của các bố trí khác nhau nhưng không nhất thiết phải cung cấp đầy đủ thông tin chi tiết cho tất cả các khía cạnh được yêu cầu.

Thực tiễn tốt nhất hiện tại cho các dự án lớn là sử dụng cả mô hình vật lý và mô hình toán. Cần chú ý đến sự cần thiết phải thu thập sớm dữ liệu địa điểm để có thể xây dựng mô hình và lập kế hoạch chương trình thử nghiệm.

Các mô hình vật lý được đề cập ở trên thường có tỷ lệ quá nhỏ trong một lưu vực sóng bao phủ toàn bộ khu vực bể cảng để nghiên cứu sự ổn định của kết cấu đề chắn sóng. Tuy nhiên, các mô hình như vậy có thể đưa ra hướng dẫn hữu ích về các khu vực của đề chắn sóng sẽ bị sóng tấn công nghiêm trọng nhất và những mô hình này có thể được sử dụng để hướng dẫn lập kế hoạch thử nghiệm mô hình thủy lực, đề cập trong Điều 5.8.

5.2 Tác động của môi trường

5.2.1 Yêu cầu chung

Xây dựng đề chắn sóng liên quan đến một trong những thay đổi lớn nhất có thể được áp dụng đối với chế độ ven biển. Cần chú ý tập trung vào không chỉ đến tác động của môi trường đối với đề chắn sóng mà còn cả những tác động của đề chắn sóng đối với môi trường. Các yếu tố có thể phát sinh được chỉ ra như sau.

5.2.2 Chế độ thủy động lực và vận chuyển bùn cát

Đề chắn sóng sẽ gây ra những thay đổi đối với chế độ sóng. Những thay đổi kết quả phát sinh từ sự chuyển động của vật liệu đáy di động bởi dòng thủy triều hoặc sóng gây ra cần được đánh giá cẩn thận ngay cả khi kết quả không thật chắc chắn. Phụ lục H của TCVN 11820-2 đưa ra khuyến nghị chung về vận chuyển bùn cát và các hạn chế của cả mô hình vật lý và mô hình toán của các quá trình này.

Trong trường hợp đơn giản nhất, người ta dự kiến rằng sự bồi tụ trôi dạt lên và trôi dạt xuống sẽ xảy ra sau khi xây dựng một bến cảng ven biển, như được chỉ ra trong Hình 4. Sự bồi tụ trôi dạt lên cuối cùng có thể gây ra sự hình thành một thanh chắn ngang lối vào, mà có thể yêu cầu nạo vét bảo trì. Xói mòn trôi dạt xuống có thể dẫn đến mất bãi biển và cần phải có các biện pháp bảo vệ bờ biển, có thể mở rộng một đoạn dài tính từ bến cảng.

Cần đánh giá các tác động lên kết cấu đê chắn sóng. Ví dụ, việc nước bị nông hơn có thể làm giảm tác động của sóng đối với đê chắn sóng trôi dạt lên và việc xói chân có thể làm tăng nguy cơ mất ổn định của đê chắn sóng trôi dạt xuống.

Trong trường hợp dòng bùn cát ven bờ là một đặc điểm chính của đường bờ biển và hậu quả của việc gián đoạn dòng bùn cát này có thể gây ra những ảnh hưởng nghiêm trọng đến đường bờ biển lân cận thì có thể cần thiết phải cung cấp một công trình vượt qua cho vật liệu dòng ven bờ này.

Việc vượt qua có thể đạt được bằng cách chỉnh trị các dòng thủy triều nếu chúng có đủ cường độ hoặc bằng cách bẫy vật liệu trôi ở nơi nó có thể được bơm qua lối vào hoặc nạo vét và đổ để cung cấp cho các bãi biển ở phía trôi dạt xuống.

5.2.3 Ô nhiễm

Việc hình thành một bến cảng ven biển sẽ tạo ra một vùng nước tương đối không bị xáo trộn bởi sóng và dòng chảy. Trong chừng mực có thể, không có nguồn thoát nước chính nào được phép xả vào bến cảng vì có thể xảy ra ô nhiễm và lắng cặn trong nước tĩnh.

Các lỗ hoặc cống có thể được cung cấp tại các vị trí thích hợp trong đê chắn sóng để tăng dòng chảy bên trong bến cảng, nơi biên độ thủy triều nhỏ.

Bên ngoài bến cảng, những thay đổi trong chế độ thủy lực do các đê chắn sóng có thể ảnh hưởng đến sự phân tán của các chất ô nhiễm.

5.2.4 Cân nhắc về sinh thái

Các đê chắn sóng nói chung không có tác động nguy hại đến sinh thái của khu vực trừ khi những thay đổi do chúng gây ra trong chế độ ảnh hưởng đến môi trường sống của địa phương.

5.3 Thu thập dữ liệu

5.3.1 Khí tượng và khí hậu

Dữ liệu về gió, nhiệt độ và áp suất khí quyển là cần thiết cho thiết kế và xây dựng đê chắn sóng, cũng như để đánh giá chế độ sóng và mực nước cực trị.

5.3.2 Sóng

Việc thiết kế và xây dựng đê chắn sóng đòi hỏi kiến thức chi tiết về hoạt động của sóng và sự duy trì trong mọi điều kiện. Dữ liệu về độ cao sóng cực trị là cần thiết để thiết kế kết cấu, trong khi dữ liệu về sự thay đổi theo mùa và hàng năm được yêu cầu để bố trí bến cảng, để đánh giá ảnh hưởng đến hoạt động

của bề cảng và quy hoạch xây dựng. Tại một số địa điểm, đặc biệt là những nơi có sóng lừng kéo dài, sẽ cần dữ liệu về hoạt động của sóng trong thời gian dài.

5.3.3 Đo sâu và địa hình ven biển

Cần có các chi tiết về đáy biển và đường bờ biển để xác định hướng tuyến các đề chắn sóng và đánh giá ảnh hưởng của đáy biển và các đặc điểm ven biển đối với sự truyền sóng trong khu vực được xem xét. Phạm vi của khu vực được khảo sát và đặc điểm kỹ thuật của công việc khảo sát cần thiết có thể được xác định từ việc nghiên cứu các hải đồ có sẵn.

5.3.4 Mực nước

Cần có dữ liệu về sự thay đổi mực nước do dao động thủy triều và dự đoán mực nước cực trị do ảnh hưởng của khí áp, nước dâng do bão và hình thành sóng.

Phương pháp ghi mực nước và các tác động khí tượng gây ra thay đổi mực nước và hướng dẫn về triều cường được nêu trong TCVN 11820-2.

5.3.5 Chuyển động của nước

Dữ liệu cần được thu thập về vận tốc và dạng dòng chảy tại vị trí của đề chắn sóng để có thể khảo sát ảnh hưởng của kết cấu đề xuất đến chế độ thủy động lực học. Dữ liệu tương tự là cần thiết để nghiên cứu các khía cạnh hàng hải.

5.3.6 Vận chuyển trầm tích

Các tác động của sự thay đổi chế độ thủy động lực do xây dựng đề chắn sóng và những thay đổi sau đó trong vận chuyển bùn cát cần được xem xét, như đã thảo luận trong Điều 5.2.2.

Nghiên cứu so sánh các hải đồ cũ và ảnh chụp từ trên không có thể cho biết mức độ dịch chuyển của đáy đã xảy ra trong quá khứ.

Vận chuyển bùn cát và các phương pháp đo lường trầm tích, bồi tụ và xói do sóng vận chuyển được thảo luận trong Phụ lục H của TCVN 11820-2.

5.3.7 Các khía cạnh địa kỹ thuật

Hướng dẫn điều tra hiện trường cần thiết để xác định các điều kiện bên dưới mặt đất được nêu trong TCVN 11820-4.1. Việc khảo sát lỗ khoan, nếu thích hợp, nên được thực hiện trước bằng khảo sát sonar quét cạnh và khảo sát địa vật lý để có được bức tranh sơ bộ về mức độ bao phủ của các thay đổi bề mặt và bề mặt trong toàn bộ khu vực được khảo sát.

Cần xem xét cẩn thận về thời gian, mức độ và chi tiết của các cuộc điều tra hiện trường biển. Ở giai đoạn đầu của thiết kế, vị trí chính xác của các đề chắn sóng có thể không chắc chắn, cho thấy khả năng bao phủ của một khu vực rộng với chi tiết hạn chế. Đối với thiết kế cuối cùng của các kết cấu, một khu vực hẹp hơn đòi hỏi phải điều tra chi tiết hơn.

Sự phát triển tuần tự của kiến thức về các vùng đất phụ thuộc phải được điều chỉnh cho phù hợp với

từng dự án riêng lẻ, phụ thuộc vào sự thay đổi của mặt đất và chi phí thiết lập một hoặc nhiều giai đoạn điều tra. Nó cũng bị ảnh hưởng phần lớn bởi sự xa cách của địa điểm và mức độ nghiêm trọng của việc tiếp xúc với sóng.

5.3.8 Vật liệu xây dựng

Khối lượng lớn đá và cốt liệu bê tông thường được yêu cầu để xây dựng đê chắn sóng. Các nguồn và chất lượng tiềm năng của vật liệu cần được xác định ở giai đoạn đầu. Công việc bao gồm việc đánh giá các bản đồ, hình ảnh và báo cáo có sẵn, sau đó là điều tra hiện trường.

5.4 Thiết kế chung của công trình đê chắn sóng

5.4.1 Yêu cầu chung

Thiết kế kết cấu được xác định bởi chức năng của đê chắn sóng, địa hình khu vực, điều kiện môi trường và các cân nhắc kinh tế. Các yếu tố chính trong thiết kế là tải trọng sóng và điều kiện nền móng.

Việc so sánh tải trọng sóng đặt vào và sức kháng của kết cấu đối với tải trọng đó rất cần thiết nhưng phức tạp, vì tải trọng sóng có bản chất ngẫu nhiên, và phản ứng kết cấu đối với sóng cho đến nay vẫn chưa được hiểu đầy đủ.

Cách tiếp cận thực tế được áp dụng khác nhau giữa kết cấu mặt đứng và kết cấu đê đá đổ, và triết lý thiết kế hiện tại có thể được mô tả ngắn gọn như sau cho từng trường hợp.

Tường đứng được coi là kết cấu cứng và được thiết kế theo phân tích bán tĩnh. Trong đó: đánh giá các điều kiện sóng cực trị tại kết cấu, từ đó áp lực, tải trọng và chuyển động được tính toán theo các công thức. Các tải trọng tác dụng này được so sánh với sức kháng của kết cấu để xác nhận rằng thiết kế có các hệ số an toàn thích hợp. Sự không chắc chắn đó trong thiết kế chủ yếu liên quan đến các điều kiện sóng và tính hợp lý của các công thức được sử dụng.

Đối với các đê đá đổ, được coi là cấu trúc mềm, có sự không chắc chắn tương tự đối với các điều kiện sóng, nhưng ngoài ra bản chất của phản ứng sóng/kết cấu còn ít được hiểu rõ hơn.

Do đó, thiết kế dựa trên khái niệm về hư hỏng có thể chịu được hoặc sự di chuyển của lớp phủ chính, sử dụng các mối quan hệ thực nghiệm để đánh giá thiết kế của lớp phủ chính đối với các điều kiện sóng nhất định. Các bộ phận khác của đê đá đổ theo kinh nghiệm có liên quan đến lớp phủ chính. Không có khái niệm giả tĩnh về các hệ số an toàn tổng thể trong triết lý thiết kế hiện tại, mặc dù những tiến bộ đang có trong hiểu biết về thiết kế xác suất của các đê đá đổ.

Các điều kiện sóng cực trị được lựa chọn để thiết kế đê chắn sóng phải được đánh giá cẩn thận trong từng trường hợp. Thực tế phổ biến coi sóng thiết kế là một giá trị duy nhất của chiều cao sóng với xác suất vượt quá thấp trong thời gian sử dụng dự kiến hoặc tuổi thọ thiết kế của kết cấu. Tuy nhiên, thông số mô tả về chiều cao sóng đối với một trạng thái biển nhất định có thể thay đổi tùy theo phương pháp thiết kế được sử dụng, như được mô tả trong các Điều 5.10; 5.11 và 5.12. Ví dụ, chiều cao sóng tối đa H_{max} thường dùng cho các tường đứng, trong khi chiều cao sóng có nghĩa H_s hoặc giá trị trung bình của một phần mười chiều cao sóng $H_{1/10}$ được sử dụng cho các đê đá đổ. Ngoài ra, các thông số trạng thái

biển khác như chu kỳ sóng, năng lượng quang phổ, hướng và liệu sóng có bị phá vỡ hay không đều rất quan trọng trong quá trình thiết kế.

Tuy nhiên, sẽ thuận lợi khi thực hiện các quan sát theo chiều cao sóng. Đây là thông số chính trong việc đánh giá mức độ nghiêm trọng của tác động sóng, và trong một vùng biển cụ thể, chiều cao sóng trên một kết cấu tăng lên nói chung sẽ dẫn đến tăng xác suất hư hỏng.

Phá hoại được định nghĩa là đã xảy ra khi đề chắn sóng không còn thực hiện đầy đủ chức năng bảo vệ bề cảng hoặc khu vực đất liền hoặc nếu chi phí sửa chữa hư hỏng, bao gồm cả việc can thiệp vào hoạt động thương mại, là không thể chấp nhận được. Đây là trạng thái giới hạn cực hạn.

Trạng thái giới hạn khả năng sử dụng tồn tại khi xảy ra hư hỏng đối với đề chắn sóng có mức độ đáng kể nhưng vẫn có thể thực hiện hầu hết các hoạt động bình thường bên trong bề cảng.

Xác suất hư hỏng có thể chấp nhận được hoặc mức độ hư hỏng có thể chấp nhận được trong tuổi thọ của kết cấu phải được quyết định ở giai đoạn đầu của thiết kế. Chi phí sửa chữa cần được ước tính và đưa vào đánh giá tính khả thi về kinh tế của dự án. Rõ ràng là ở giai đoạn đầu của thiết kế, điều này sẽ rất không chính xác, nhưng cần được cải thiện khi tiến hành dự án và có thêm thông tin.

5.4.2 Sóng thiết kế

Tuổi thọ thiết kế và xác suất của sự kiện thiết kế được thảo luận trong TCVN 11820-1.

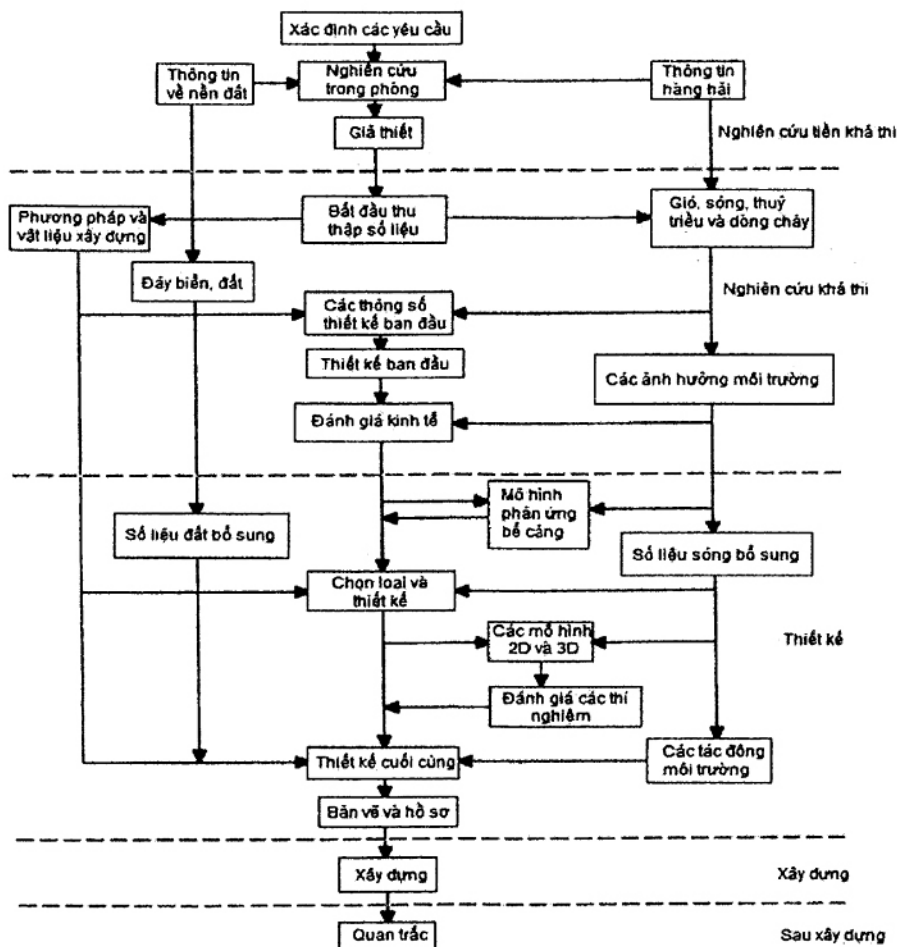
5.4.3 Các yếu tố dẫn đến phá hoại

Các dạng hư hỏng quan trọng được chỉ ra trong Hình 12 (đối với các đề đá đổ) và Hình 26 (đối với đề chắn sóng hỗn hợp). Tuy nhiên, ở những nơi đã xảy ra hư hỏng, thường không thể xác định được một nguyên nhân nào một cách chắc chắn. Các yếu tố được cho là đã góp phần gây ra hư hỏng cần được xem xét trong quá trình thiết kế đề chắn sóng, bao gồm:

- đánh giá thấp sóng thiết kế do không có đầy đủ thông tin về chế độ sóng hoặc thiết kế với chu kỳ trở lại quá ngắn;
- đề phòng không đầy đủ đối với hiện tượng sóng tập trung cục bộ do đặc điểm địa phương của đường đồng mức đáy biển;
- không đủ kỹ thuật thiết kế và kiến thức về ứng xử của công trình dẫn đến mất ổn định thủy lực của công trình và các bộ phận cấu thành của nó;
- những bất cập trong việc thực hiện và giải thích kết quả của các phép thử mô hình thủy lực;
- mất ổn định địa kỹ thuật của công trình hoặc nền của nó;
- kiểm soát và giám sát không đủ việc xây dựng, đặc biệt là việc lắp đặt các phần tử dưới nước;
- chất lượng kém của vật liệu được sử dụng trong xây dựng, hoặc đánh giá không đầy đủ về ứng xử của vật liệu khi sử dụng, ví dụ: không đủ khả năng chống ăn mòn, mài mòn, thời tiết; mối của các đơn vị bê tông lớp phủ và các biến động về chất lượng.

5.5 Phát triển thiết kế

Hình 5 minh họa một sơ đồ logic cho quá trình thiết kế từ giai đoạn tiền khả thi đến giai đoạn xây dựng.



Hình 5 - Quá trình thiết kế

Việc đánh giá chế độ sóng là yêu cầu đầu tiên vì tác động của sóng là yếu tố quan trọng nhất trong thiết kế. Nó có thể được dựa vào giai đoạn tiền khả thi để dự báo sóng bão bằng cách sử dụng các công thức liên quan đến tốc độ gió, thời gian của bão và tải trọng như mô tả trong TCVN 11820-2. Điều này được hoàn thiện ở giai đoạn khả thi bằng cách phân tích các bản ghi gió bổ sung và sử dụng kết quả của các bản ghi sóng. Quá trình này được mô tả thêm trong Điều 5.7.

Một số thiết kế sơ bộ thay thế cần được chuẩn bị và so sánh trong khoảng thời gian khi thông tin chi tiết hơn về địa điểm cụ thể được thu thập và phân tích để đảm bảo rằng tất cả các dữ liệu cần thiết đều được thu thập. Các yếu tố chính cần được xem xét trong thiết kế và các quy trình sẵn có được mô tả trong các Điều 5.10; 5.11 và 5.12.

Kiểm tra mô hình thủy lực vật lý là cách hiệu quả và đáng tin cậy nhất để xác định độ ổn định của thiết kế đề chắn sóng và những phát triển gần đây trong kỹ thuật phòng thí nghiệm cho phép nghiên cứu hầu hết các khía cạnh thủy lực về độ ổn định. Một loạt các thử nghiệm mô hình toàn diện nên được thực hiện

để cải tiến thiết kế và xác định mức độ an toàn của kết cấu trong các điều kiện cực trị.

Do giới hạn về thời gian và chi phí, hiếm khi có thể thử nghiệm tất cả các phương án và chương trình thử nghiệm cần được chuẩn bị cẩn thận để thu được lợi ích lớn nhất từ thử nghiệm và hỗ trợ việc giải thích kết quả.

Giai đoạn cuối cùng của mỗi quá trình thiết kế phải bao gồm phân tích kỹ lưỡng các rủi ro và hậu quả dự kiến của thiệt hại nhằm cân bằng chi phí thiệt hại có thể chấp nhận được so với vốn đầu tư cần thiết, đồng thời tìm cách cung cấp các hệ số an toàn đầy đủ đối với các hình thức thiệt hại dẫn đến việc toàn bộ dự án không thực hiện được chức năng của nó.

Giai đoạn thiết kế cuối cùng này sẽ tính đến mức độ và độ tin cậy của dữ liệu thu thập được, kết quả thử nghiệm mô hình thủy lực và các hạn chế của nó, tính sẵn có và chi phí của vật liệu xây dựng, phương pháp thi công và nguy cơ hư hỏng và sửa chữa nó. Phân tích rủi ro được thảo luận trong Điều 5.9.9 và cần được xem xét đầy đủ ở giai đoạn cuối cùng của thiết kế. Tuy nhiên, nhà thiết kế cần xem xét nhu cầu về dự trữ an toàn thích hợp để chống lại phá hoại cực hạn trong thời gian thiết kế và áp dụng triết lý phân tích rủi ro trong suốt quá trình thiết kế.

5.6 Điều kiện sóng thiết kế

5.6.1 Các phương pháp đánh giá

Các điều kiện sóng cụ thể quan trọng trong thiết kế sẽ phụ thuộc vào loại đề chấn sóng. Mỗi phần của công trình cần được xem xét độc lập khi xác định tiêu chí sóng thiết kế.

5.6.2 Chiều cao sóng

Vùng nước sâu mà sóng tại công trình không bị giới hạn về độ sâu và sóng không vỡ có thể tới công trình, việc lựa chọn chiều cao sóng thiết kế phải dựa trên xác suất vượt quá tuổi thọ thiết kế của công trình.

Xác suất vượt quá phải được chọn có tính đến các yếu tố nêu trong Điều 7.2.1 của TCVN 11820-1 sẽ liên quan đến cả chủ sở hữu và nhà thiết kế. Phép ngoại suy dữ liệu sóng được mô tả trong Điều 5.4 của TCVN 11820-2.

Xác suất của sóng vượt quá chiều cao sóng thiết kế nên được dự đoán để sử dụng trong phân tích độ nhạy của ứng xử trong các điều kiện ít khả năng xảy ra hơn.

5.6.3 Phổ sóng

Phổ của sóng thiết kế không thể được dự đoán bằng cách ngoại suy từ các bản ghi sóng ngắn hạn và sẽ hiếm khi có thể ghi lại phổ có liên quan đến các điều kiện cực trị.

Độ tin cậy của các phổ sóng thu được từ các bản ghi tại địa điểm cần được xem xét liên quan đến độ dài của các bản ghi và liệu chúng có bao gồm bất kỳ cơn bão nào tiếp cận với chiều cao sóng thiết kế hay không.

Thông qua phổ thiết kế dựa trên các cân nhắc được mô tả trong Điều 5.4.1.3 của TCVN 11820-2.

5.6.4 Khúc xạ và nhiễu xạ sóng

Cả hai phương pháp đồ họa và máy tính đều có sẵn để xác định ảnh hưởng của khúc xạ và nhiễu xạ sóng. Theo dõi ngược sẽ là phương pháp tốt nhất khi xem xét điều kiện sóng ở lối vào hoặc ở đầu đề tròn, nhưng theo dõi sóng tiến đến có thể phù hợp hơn khi xem xét mật độ sóng có thể có dọc theo chiều dài của đề chắn sóng.

Tại một số điểm, sóng tới nước sâu bị suy giảm bởi nhiễu xạ xung quanh một mũi đất. Phương pháp đồ thị cho đáy biển phẳng có thể được sử dụng để đưa ra giải pháp gần đúng. Phương pháp máy tính cũng có sẵn.

5.7 Lựa chọn loại công trình

5.7.1 Các loại công trình

Có ba loại đề chắn sóng chính, thiết kế của chúng được thảo luận với các ví dụ trong các Điều 5.10; 5.11 và 5.12. Trong một số trường hợp, việc xem xét chung sẽ cho phép đưa ra quyết định có lợi cho một loại; trong các trường hợp khác, sẽ cần thiết phải so sánh chi phí của một số thiết kế các loại khác nhau.

5.7.2 Các yếu tố ảnh hưởng đến sự lựa chọn

5.7.2.1 Yêu cầu chung

Một số yếu tố chính sẽ ảnh hưởng đến việc lựa chọn loại công trình được mô tả trong các Điều 5.7.2.2 đến 5.7.2.10. Những điều này thường dẫn đến các yêu cầu trái ngược nhau và một phần quan trọng của quá trình thiết kế sẽ là đưa ra trọng số thích hợp cho mỗi loại để đạt được thỏa hiệp.

5.7.2.2 Các chức năng khác

Bên cạnh việc cung cấp khu nước được che chắn, đề chắn sóng có thể được yêu cầu để bảo vệ một khu vực tôn tạo, cung cấp một bến đậu tàu ở mặt trong hoặc hỗ trợ luồng vào và dịch vụ. Cả rủi ro hư hỏng và hậu quả của nó đều tăng lên khi thiết kế cho loại chức năng kép này. Sóng tràn có thể rất quan trọng và có thể phải giảm thiểu với chi phí tăng thêm đáng kể.

5.7.2.3 Hành hải

Sự phản xạ sóng từ mặt đứng và đề chắn sóng hỗn hợp có thể gây ra các vùng biển bị xáo trộn tại các lối vào bể cảng, gây nguy hiểm cho hành hải. Các đề đá nhỏ hấp thụ năng lượng phía trước các tường đứng có thể được sử dụng để giảm phản xạ như vậy. Tuy nhiên, các nhà hàng hải cần phải cung cấp khoảng cách rộng rãi cho các mái dốc dưới nước, nơi mà chiều rộng luồng tàu không được xác định rõ ràng như với các công trình tường đứng.

5.7.2.4 Sóng tràn

Có thể giảm thiểu sóng tràn với một số loại đề chắn sóng bằng cách cung cấp đủ độ vượt cao đỉnh tường. Về mặt này, đề chắn sóng đề đá đổ đặc biệt thích hợp vì phần lớn năng lượng sóng bị tiêu tán trong lớp phủ trước khi chạm tới và đi qua đỉnh. Với cấu trúc mặt đứng, cột nước được đẩy lên do tác động của sóng mà năng lượng giảm đi rất ít, ngay cả khi có một độ vượt trên mặt nước của đỉnh cao.

Cột nước có thể bị sập một phần trên công trình và một phần trên vùng nước phía sau nó, tạo ra sóng thứ cấp. Sóng thứ cấp sẽ có chu kỳ ngắn hơn sóng tới.

Bảng 3 đưa ra hướng dẫn về lượng sóng tràn cho phép liên quan đến sự bất tiện hoặc nguy hiểm cho người và phương tiện.

Bảng 3 - Nước tràn, các cân nhắc về an toàn

Xem xét	(m ³ /m)s
Không thuận tiện cho người	4 x 10 ⁻⁶
Không thuận tiện cho phương tiện	1 x 10 ⁻⁶
Nguy hiểm cho người	3 x 10 ⁻⁶
Phương tiện không qua lại được	2 x 10 ⁻⁶

Lưu lượng cho trong Bảng 3 là giá trị trung bình đối với người và phương tiện cách tường chắn sóng khoảng 3 m; giá trị đỉnh có thể gấp 100 lần giá trị trung bình.

5.7.2.5 Truyền sóng

Đê chắn sóng đá đổ thấm qua chỉ bao gồm các tầng đá lớn có tính ổn định tốt khi được xây dựng một phần nhưng có nhược điểm là sóng, đặc biệt là những sóng có chu kỳ 20 s trở lên, truyền qua kết cấu. Trong trường hợp này, cần phải xem xét các ảnh hưởng đến phản ứng của bề cảng.

5.7.2.6 Tác động môi trường

Loại công trình sẽ ảnh hưởng đến các tác động lên chế độ ven biển. Các tác động chính sẽ do đặc tính phản xạ của một tường đứng gây ra so với sự giảm phản xạ của sóng từ một đê đá đổ, cả bên ngoài và bên trong bề cảng.

5.7.2.7 Điều kiện nền móng

Ở những nơi có nền móng yếu, đê chắn sóng đá đổ có thể phù hợp hơn đê chắn sóng mặt đứng vì nó có khả năng chịu lún tốt hơn. Nếu cần loại bỏ vật liệu nền móng yếu và thay thế bằng vật liệu chất lượng tốt hơn, hoặc đào để làm lộ vật liệu nền vững chắc, đê mặt đứng hoặc hỗn hợp có thể tiết kiệm hơn so với đê đá đổ vì chiều rộng móng nhỏ hơn.

Kết cấu cọc ván yêu cầu điều kiện nền móng tốt để phát triển khả năng chống lại phá hoại do xoay.

Tác động của sóng trên các đê chắn sóng có thể gây xói mòn đáy biển ở chân của công trình, đặc biệt là nơi có các dòng chảy mạnh. Công trình đê đá đổ nói chung sẽ ít gây xói mòn hơn công trình mặt đứng.

5.7.2.8 Vật liệu xây dựng

Xây dựng đê đá đổ cần khối lượng lớn đá với nhiều kích cỡ. Khi không thể kiếm được đá lớn để làm lớp phủ, các đơn vị lớp phủ bê tông có thể được sử dụng để thay thế. Nếu nguồn cung cấp đá thích hợp bị hạn chế, có thể sử dụng đê chắn sóng mặt đứng, mặc dù ở vùng nước sâu người ta thường chọn loại

hỗn hợp. Mặc dù đề chấn sóng hỗn hợp cần ít đá hơn và có kích thước nhỏ hơn loại đề đá đổ, khối lượng vẫn có thể đáng kể.

Đổ cát hoặc sỏi cũng có thể được yêu cầu để thay thế vật liệu nền yếu và làm vật liệu dẫn cho các thùng chìm. Nếu cần số lượng lớn, một nguồn ngoài khơi nên được bố trí vì việc khai thác, vận chuyển và đổ bằng nạo vét có thể tiết kiệm hơn nguồn trên đất liền.

Đối với bê tông, cốt liệu cần có chất lượng theo yêu cầu để đảm bảo độ bền của bê tông cốt thép. Cũng có thể cần một lượng lớn cốt liệu tốt trong các đơn vị lớp phủ bê tông và các kết cấu nắp trên đề chấn sóng đá đổ.

5.7.2.9 Biện pháp thi công

Đề chấn sóng đá đổ ở vùng nước nông không nhất thiết phải có các máy thi công chuyên dụng. Đối với các kết cấu lớn hơn, cần có cần trục lớn với tầm vươn xa khi đặt lớp phủ từ đỉnh của đề chấn sóng và để đặt vật liệu lõi giữa mặt tự nhiên và mái dốc cuối cùng. Ngoài ra, cần trục có thể được lắp trên sà lan tự nâng hoặc phao lớn nhưng việc sử dụng chúng sẽ bị ảnh hưởng bởi điều kiện sóng.

Kết cấu mặt đứng và kết cấu hỗn hợp thường yêu cầu chuẩn bị đáy biển và bề mặt trên của nền đá dăm. Công việc dưới nước này có thể chậm và cần điều kiện biển lặng.

Kết cấu mặt đứng và kết cấu hỗn hợp thường được xây dựng bằng cách đẩy nổi các thùng chìm. Chúng có thể được chế tạo trong một ụ tàu khô. Ngoài ra, phần dưới của thùng chìm có thể được xây dựng trên bờ và nâng lên hoặc đưa xuống nước để hoàn thành phần nổi.

Các thùng chìm cũng có thể được cẩu nâng vào vị trí, điều này có thể làm giảm thời kỳ nguy cơ thiệt hại do bão trong quá trình xây dựng, nhưng trong trường hợp này, cần xem xét sự sẵn có của thiết bị nâng hàng nặng. Tuy nhiên, có rất nhiều hình thức xây dựng khác có thể được xem xét tùy thuộc vào hoàn cảnh. Mức độ bảo vệ của vị trí đề chấn sóng sẽ là một yếu tố quan trọng.

Hầu hết các hình thức xây dựng sử dụng cọc ván thép đều rất dễ bị hư hại do tác động của sóng cho đến khi hoàn thành từng phần, đặc biệt là các cấu trúc cọc ván thẳng dạng ô vảy.

5.7.2.10 Hư hỏng và bảo trì

Do tính chất thay đổi và không thể đoán trước được các lực sóng mà đề chấn sóng phải chịu, khả năng bị hư hỏng trong thời gian tồn tại của nó nên được chấp nhận. Phương pháp sửa chữa cần được xem xét trong thiết kế.

Một số đề chấn sóng đá đổ có thể bị thiệt hại đáng kể trước khi chức năng của chúng bị suy giảm nghiêm trọng. Với lớp phủ đá, lượng dịch chuyển lên đến 5% của các đơn vị thường được coi là có thể chấp nhận được trước khi cần sửa chữa.

Với các đơn vị lớp phủ bê tông, tùy thuộc vào sự ổn định của khóa liên kết, mức độ hư hỏng cho phép thấp hơn được khuyến khích vì việc sửa chữa không phải lúc nào cũng hiệu quả về mặt kinh tế. Trong mọi trường hợp, công việc sửa chữa sẽ yêu cầu sử dụng thiết bị nâng hạng nặng và cần có lối đi thường

xuyên dọc theo đế chắn sóng nếu việc sửa chữa từ các phương tiện nổi có thể không thực hiện được hoặc quá tốn kém.

Khả năng sẵn có và chi phí huy động các máy thi công và vật liệu phù hợp để sửa chữa là rất quan trọng khi xem xét rủi ro hư hỏng nào nên được chấp nhận.

Sự chuyển dịch hạn chế của các kết cấu mặt đứng có thể chấp nhận được nếu chức năng duy nhất của chúng là bảo vệ sóng.

Khi các công trình khác được đưa vào hoặc kết nối với đế chắn sóng, điều này có thể không được chấp nhận. Các hư hỏng đối với các khớp nối giữa các thùng chìm dù là do chuyển động của các thùng chìm hay cách khác phải được sửa chữa càng sớm càng tốt để ngăn ngừa sự xuống cấp thêm.

Hư hỏng nghiêm trọng đối với đế đá đổ của đế chắn sóng hỗn hợp có thể dẫn đến sự sụp đổ của cấu trúc bên trên và phá hủy toàn bộ đế chắn sóng.

5.8 Kiểm tra mô hình thủy lực

5.8.1 Giới thiệu

Thử nghiệm mô hình thủy lực vật lý là phương pháp đáng tin cậy nhất để đánh giá tính năng thủy lực của đế chắn sóng. Độ tin cậy của kết quả kiểm tra phụ thuộc vào chất lượng của dữ liệu đầu vào. Với dữ liệu đáng tin cậy, đã cho thấy rằng các mặt cắt đế đá đổ có lớp phủ đá trong một máng thí nghiệm đưa ra sự thống nhất gần như hoàn toàn giữa mô hình và nguyên mẫu.

Đối tượng chính của thử nghiệm là kiểm tra độ ổn định của đế chắn sóng khi đạt đến và vượt quá trạng thái thiết kế và tính năng thủy lực của nó đối với sóng leo, sóng tràn, truyền sóng và sóng phản xạ.

Các mô hình toán có thể sử dụng để lập kế hoạch bố trí đế chắn sóng và có thể áp dụng cho các thử nghiệm độ ổn định của đế chắn sóng.

Các tỷ lệ cho mô hình ứng xử của bề cảng thường quá nhỏ để thể hiện đúng độ ổn định của công trình, nhưng tùy thuộc vào kích thước lưu vực sóng và kích thước đế chắn sóng có sẵn, đôi khi có thể kết hợp kiểm tra kết cấu theo ba chiều với mô hình ứng xử của bề cảng. Khả năng này cần được lưu ý khi lập kế hoạch chương trình thử nghiệm.

Có ba phương pháp mô hình hóa vật lý kết cấu đế chắn sóng trong kiểm tra độ ổn định. Phương pháp chính, dễ nhất và thường xuyên nhất là lập mô hình một mặt cắt ngang của đế chắn sóng trong một máng thí nghiệm, phương pháp này cho tần suất sóng vuông góc với các trạng thái biển đơn hướng. Nên sử dụng một bộ tạo sóng ngẫu nhiên có thể lập trình thay cho một bộ tạo sóng điều hoà.

Mặt cắt được lập mô hình thông thường sẽ được chọn để đại diện cho phần đế chắn sóng có mức độ phơi nhiễm nghiêm trọng nhất, nhưng trong một số trường hợp, có thể mong muốn lập mô hình nhiều hơn một mặt cắt tại các vị trí khác nhau.

Ở những nơi dự kiến có sóng xiên, chẳng hạn như tại các đầu tròn, nên sử dụng bề tạo sóng. Một lưu vực như vậy sẽ chứa một phần hoặc toàn bộ đế chắn sóng và sẽ được sử dụng cho các thử nghiệm với

sóng đỉnh dài ngẫu nhiên, thường với một máy phát sóng có thể di chuyển để cung cấp các hướng sóng tới khác nhau. Máy tạo trạng thái sóng là một chiều, như trong máng thí nghiệm, nhưng ảnh hưởng của địa hình đáy có thể gây ra mật độ sóng và thay đổi hướng sóng tại những vị trí cụ thể dọc theo đê chắn sóng, do đó kết quả gần như đại diện cho điều kiện sóng thực tại địa điểm hơn là như trong một máng thí nghiệm.

Tuy nhiên, các sóng có đỉnh dài được tạo ra không hoàn toàn đại diện cho sóng đa hướng và sóng có đỉnh ngắn xảy ra trong tự nhiên, đặc biệt là ở vùng nước sâu. Để nghiên cứu những ảnh hưởng như vậy đối với một kết cấu, cần phải tạo ra sóng đa hướng trong một lưu vực được thiết kế đặc biệt. Quy trình như vậy rất khó và hiếm khi được sử dụng trong kỹ thuật đê chắn sóng. Các kết quả hiện có là không đủ để xác định giá trị của quy trình này, mặc dù các nghiên cứu trên một đê đá đã chỉ ra rằng, đối với cùng một năng lượng sóng tới, biển đa hướng tạo ra ít thiệt hại hơn biển một hướng vuông góc với đê chắn sóng.

Các mục tiêu của thử nghiệm mô hình, các phương pháp được sử dụng và chương trình phải được thảo luận với các phòng thí nghiệm thủy lực có kinh nghiệm để đảm bảo rằng các quy trình phù hợp nhất được thông qua.

5.8.2 Tỷ lệ mô hình

Các mô hình nên được xây dựng theo tỷ lệ hình học không bị biến dạng càng lớn càng tốt. Các tỷ lệ này thường nằm trong khoảng từ 1: 30 đến 1: 80, được mô hình hóa theo luật tỷ lệ Froude với các hệ số tỷ lệ như sau :

- | | |
|-------------------------------|------------------|
| (a) Gia tốc | 1:1; |
| (b) Chiều dài | 1: N_s ; |
| (c) Thời gian | 1: $N_s^{1/2}$; |
| (d) Vận tốc | 1: $N_s^{1/2}$; |
| (e) Lực, thể tích, khối lượng | 1: N_s^3 . |

Với $1 : N_s$; là tỷ lệ theo chiều dài cả phương đứng lẫn phương ngang

Đối với đê chắn sóng đá đổ, ứng xử phụ thuộc một phần vào dòng nước chảy qua, vào hoặc ra khỏi công trình. Dòng chảy qua các khoảng trống phụ thuộc vào số Reynolds, vì nước được sử dụng trong mô hình, không được lấy theo tỷ lệ chính xác và do đó dòng chảy và độ thấm không thể được tái tạo chính xác ở tất cả các vị trí trong mô hình.

Trong thực tế, người ta thấy rằng các ảnh hưởng tỷ lệ là không đáng kể nếu số Reynolds của đơn vị lớp phủ lớn hơn khoảng 3×10^4 , mặc dù một số nghiên cứu gần đây cho thấy rằng nó có thể thấp tới 8×10^3 .

Số Reynolds được định nghĩa như sau:

$$R_e = \frac{(W / \gamma_a)^{1/3} (gH)^{1/2}}{v} \quad (4)$$

Trong đó:

- W trọng lượng của đơn vị lớp phủ (tính bằng t);
- γ_a khối lượng riêng của lớp phủ (tính bằng t / m³);
- H là chiều cao sóng trong phá hoại đầu tiên (tính bằng m);
- v độ nhớt động học (tính bằng m² / s);
- g gia tốc trọng trường (9,81 m/s²).

Khi đo các tác động do sóng vỡ đối với các kết cấu mặt đứng, các định luật tỷ lệ tương tự không áp dụng cho tất cả các loại tác động chủ yếu do không thể mô hình hóa sự cuốn theo không khí ở các tỷ lệ phù hợp. Nói chung, mối quan hệ Froude được sử dụng vì có bằng chứng cho thấy rằng điều này mang lại một kết quả thận trọng.

Chất liệu đáy có thể bị xói hiếm khi được mô hình hoá vì khó mô hình hoá chính xác cho chất liệu đó. Thay vào đó, một mô hình đáy cứng được sử dụng và vật liệu bảo vệ đáy được mô phỏng theo tỷ lệ Froude.

5.8.3 Mô hình hoá các đơn vị lớp phủ bê tông

Khi các đơn vị lớp phủ bê tông được sử dụng cho đề chấn sóng đá đổ, nói chung không thể mô hình hóa tất cả các đặc tính vật liệu của đơn vị. Các đơn vị mô hình bằng bê tông, vữa hoặc nhựa, được chia tỷ lệ chính xác cho mật độ và ma sát, mạnh hơn mức cần thiết để có sự tương đồng giữa mô hình và nguyên mẫu. Điều này đặc biệt quan trọng với các đơn vị mảnh như Dolosse, nơi tác động của sự rung chuyển và dịch chuyển có thể gây ra vỡ trong nguyên mẫu, nhưng hiện tượng vỡ không xảy ra trong các điều kiện sóng tương tự trong mô hình.

Các phương pháp sau đây đã được sử dụng để nghiên cứu ứng xử của các đơn vị bê tông mô hình. Chúng thường không được chấp nhận và làm tăng thêm chi phí và thời gian của bất kỳ nghiên cứu mô hình nào.

- a) Gắn thiết bị đo các đơn vị bê tông mô hình đã được sử dụng trong một số trường hợp ở tỷ lệ lớn (1: 5). Gia tốc kế đã được sử dụng để đo sự thay đổi của vận tốc khi va chạm và xác định bằng phân tích các lực và ứng suất đã phát triển.
- b) Các đơn vị bê tông mô hình được làm bằng vật liệu có cường độ chịu kéo giảm theo tỷ lệ đã được chèn vào các vị trí quan trọng trong mô hình. Việc hư hỏng tại các vị trí này do các lực va chạm và thủy động lực sau đó đã được phát hiện qua thử nghiệm.
- c) Vật liệu nhựa, nhựa epoxy cốt sợi thép, đã được sử dụng với mật độ chính xác nhưng có độ đàn hồi để có thể đo được các biến dạng gây ra trên thiết bị trong quá trình thử nghiệm bằng thiết bị đo mô hình. Các biến dạng đo được trong quá trình thử nghiệm đã được sử dụng để suy ra, bằng

phân tích số, tải trọng có thể được sử dụng cho thiết kế kết cấu.

Do đặt ngẫu nhiên và tấn công sóng ngẫu nhiên, nên khi cung cấp đủ số lượng đơn vị mô hình đặc biệt có thể thực hiện phân tích thống kê các kết quả.

5.8.4 Xây dựng mô hình

Mô hình phải được xây dựng theo tỷ lệ không bị biến dạng và mật độ tương đối, hệ số ma sát và hình dạng của tất cả các vật liệu được tái tạo chính xác. Nếu cần đo áp lực nâng lên dưới các kết cấu trên đỉnh, thùng chìm hoặc các kết cấu mặt đứng tương tự thì có thể cần phải sửa đổi kích thước đá để tái tạo dòng chảy qua các khoảng trống một cách chính xác hơn.

Các kỹ thuật xây dựng mô hình phải được so sánh với các kỹ thuật sẽ được sử dụng trong đề chấn sóng nguyên mẫu và cần chú ý để không xảy ra hiện tượng đầm nén quá mức. Đặc biệt, phương pháp đặt các đơn vị lớp phủ phải tương tự như phương pháp sẽ được sử dụng trong nguyên mẫu để đảm bảo đạt được mật độ lấp đặt chính xác.

Nếu việc lắp đặt được dự kiến sẽ diễn ra trong điều kiện sóng vừa phải và điều kiện sóng lừng, các trạng thái biến thích hợp phải được tạo ra trong quá trình lắp đặt lớp phủ. Lớp phủ phải được tái tạo cho mỗi loạt thử nghiệm. Lý tưởng nhất là lớp dưới cũng nên được tái tạo.

Nhìn chung, đáy biển nên được mô hình hóa trong khoảng cách khoảng năm bước sóng ở phía trước công trình để các tác động của sóng nước nông được tái tạo. Điều này không phải lúc nào cũng có thể thực hiện được trong máng thí nghiệm có sẵn, và các tác động lên công trình cần được xem xét để quyết định tỷ lệ và kỹ thuật thích hợp trong trường hợp cụ thể.

5.8.5 Chương trình thử nghiệm

Một chương trình thử nghiệm phải bao gồm một loạt các thử nghiệm sơ bộ được thiết kế để xác định các đặc điểm quan trọng của thiết kế được đề xuất và ảnh hưởng của các sửa đổi. Mật cắt thử nghiệm được ưu tiên hơn sau đó phải trải qua một loạt thử nghiệm toàn diện hơn.

Không nên sử dụng sóng điều hoà để thử nghiệm. Trạng thái sóng nước sâu ngẫu nhiên phải được tạo ra bởi một máy phát sóng có thể tái tạo phổ năng lượng/tần số sóng thiết kế và các đặc điểm nhóm độ cao sóng. Vì mục đích này, máy phát phải có thể tái tạo một chuỗi ít nhất 1000 sóng để các phân bố ngẫu nhiên được tạo ra tự động. Trình tự phải được lặp lại cho các mục đích so sánh.

Tốt nhất nên thực hiện ít nhất 5 thử nghiệm đối với mỗi điều kiện thiết kế để cho phép các kết quả hư hỏng thay đổi ngẫu nhiên.

Khi chi phí và thời gian dành cho thử nghiệm có hạn, điều quan trọng là phải hiểu rõ bất kỳ giới hạn nào đối với kết quả thử nghiệm và chương trình thử nghiệm được lập kế hoạch cẩn thận, trong phạm vi hạn chế, để cung cấp thông tin tốt nhất cho phép chuẩn bị một thiết kế an toàn và tiết kiệm.

Điều quan trọng là phải kiểm tra sự thay đổi của các thông số thiết kế của chế độ sóng và mực nước, đặc biệt khi sự biến đổi mực nước có thể dẫn đến sự thay đổi từ điều kiện sóng không vỡ sang sóng vỡ.

Thông thường không thể thay đổi mực nước trong quá trình thử nghiệm vì phản ứng của bộ tạo sóng sẽ thay đổi.

Ở những vị trí có biên độ thủy triều đáng kể, mực nước có thể thay đổi đáng kể khi có bão và do đó cần phải thiết kế chương trình thử nghiệm để tính đến điều này. Thông thường sẽ kiểm tra ở mực nước cao để xem sóng tràn và độ ổn định của lớp phủ trên dưới những con sóng lớn nhất, với các bài kiểm tra tiếp theo ở mực nước thấp để tìm xói chân và có thể cả sóng vỡ phía trước công trình.

Trong mọi trường hợp, các mối quan hệ giữa điều kiện sóng, mực nước và phản ứng của công trình cần được xem xét cẩn thận khi thiết kế chương trình thử nghiệm.

5.9 Yêu cầu thử nghiệm đối với Đê chắn sóng mái nghiêng (đá đổ)

5.9.1 Yêu cầu chung

Đối với đê chắn sóng đá đổ, một loạt các thử nghiệm thường được thực hiện theo các bước tăng dần, ví dụ: từ 50% đến 120% chiều cao sóng thiết kế trở lên với sự gia tăng tương ứng của chu kỳ sóng để mô phỏng sự hình thành điều kiện bão và để kiểm tra biên độ an toàn trong thiết kế thử nghiệm. Cách tiếp cận hợp lý nhất để quyết định các bước và mức độ nghiêm trọng ngày càng tăng của các điều kiện thử nghiệm là lập mô hình các sóng có xác suất xuất hiện thấp dần trong vòng đời thiết kế, đến giới hạn được thảo luận trong Điều 5.3.2.

Trong điều kiện hạn chế về độ sâu, sóng cao hơn sẽ có xu hướng bị thay đổi hoặc vỡ trước công trình và không thể có sóng bằng 120% chiều cao sóng thiết kế tồn tại tại đê chắn sóng, mặc dù việc sử dụng chu kỳ sóng tăng có thể ảnh hưởng đến độ ổn định.

Bất cứ khi nào sóng lớn hơn được tạo ra, cần phải xét đến yêu cầu nâng cao mực nước tĩnh. Thiết lập sóng thường được tái tạo trong mô hình và điều kiện thủy triều có thể được coi là độc lập với điều kiện sóng. Tuy nhiên, đôi khi cần tính đến xác suất chung của việc nước dâng do bão tăng lên với chiều cao sóng tăng (căn cứ vào số liệu thống kê trong quá khứ)

Thời gian của mỗi thử nghiệm nguyên mẫu thông thường sẽ là khoảng 3 h, nhưng khi mức thử nghiệm đạt đến sóng thiết kế, thử nghiệm nguyên mẫu phải được tăng lên 6 h. Điều này sẽ mô phỏng quá trình hình thành bão nhưng nếu hồ sơ cơn bão đã được biết hoặc đã được suy luận, thì điều này có thể được mô hình hóa.

Để đánh giá độ ổn định của các đơn vị lớp phủ, dịch chuyển của chúng nên được ghi lại bằng ảnh, phim hoặc video để có thể đo được chuyển vị hoặc ước tính gia tốc. Vẫn chưa có phương pháp chuẩn hóa để ghi lại kết quả và điều này có thể dẫn đến khó khăn khi so sánh các kết quả đã công bố.

Số lượng chuyển động có thể chịu đựng của một đơn vị lớp phủ bê tông trước khi xảy ra vỡ sẽ thay đổi theo từng loại và kích thước của nó. Các loại dịch chuyển đã được sử dụng cho một số loại được cho trong Bảng 4. Một phương pháp mô tả để phân loại hư hỏng tổng thể được đưa ra trong Bảng 5.

Bảng 4 - Sự dịch chuyển của các đơn vị lớp phủ bê tông trong các mô hình

Phân loại	Mô tả
0	Dịch chuyển không nhận biết được
R	Các đơn vị nhìn như rung động nhưng không bị di chuyển
1	Đơn vị bị di chuyển đến 0,5 d
2	Đơn vị bị di chuyển hơn 0,5 d và đến 1,0 d
3	Đơn vị bị di chuyển hơn 1,0 d
Chú ý	d thường là kích cỡ khối lập phương tương đương của đơn vị, nhưng các kích thước đặc trưng khác như chiều cao của đơn vị lớp phủ cũng đã được sử dụng.

Bảng 5 - Phân loại hư hỏng trong đề chấn sóng mô hình

Hư hỏng	Mô tả
Phá huỷ	Lỗi đề chấn sóng đã bị ảnh hưởng
Nghiêm trọng	Đã nhìn thấy lỗi đề chấn sóng
Nhiều	Những khoảng hở lớn trong lớp đầu tiên; 5% các đơn vị đã di chuyển
Vừa phải	Những khoảng hở trong lớp đầu tiên; 3% các đơn vị đã di chuyển
Ít	2% các đơn vị đã di chuyển
Nhẹ	1% các đơn vị đã di chuyển
Khó	Không hư hỏng

5.9.2 Phản xạ và truyền sóng

Hệ số phản xạ từ đề chấn sóng và sự truyền sóng xuyên qua kết cấu có thể được đo bằng các đầu dò sóng ở phía trước và phía sau đề chấn sóng.

5.9.3 Sóng tràn

Với các sóng ngẫu nhiên, tỷ lệ sóng tràn thay đổi đáng kể. Đo đại lượng này phải được thực hiện trong khoảng thời gian từ 50 sóng đến 100 sóng và điều này phải được lặp lại để có đủ kết quả phân tích thống kê về lưu lượng sóng tràn.

Tia nước phun không thể được mô hình hóa một cách chính xác vì ảnh hưởng của độ nhớt và gió thường không được mô hình hóa trong máng thí nghiệm.

5.9.4 Xói chân

Mặt cắt đáy biển thường được mô phỏng như một lớp cố định và các thử nghiệm mô hình phải được thiết kế để xác định kích thước cần thiết của đá để chống lại sự dịch chuyển.

Không thể quan sát định lượng lớp xói lở đáy biển nhưng việc quan sát các dòng chảy phía trên đáy biển sẽ giúp xác định phạm vi bảo vệ cần thiết để giảm xói mòn đến giới hạn có thể chấp nhận được.

5.9.5 Lực tác động lên kết cấu đỉnh

Phép đo lực sóng trên kết cấu đỉnh có thể được thực hiện bằng các phương pháp tương tự như đối với đề chắn sóng có mặt đứng (xem Điều 5.8.5). Công việc này khó thực hiện và khó giải thích kết quả do ảnh hưởng của lớp phủ phía trước kết cấu đỉnh, và sự không chắc chắn trong việc mô hình hóa các dòng chảy và áp suất trong đá dưới nắp. Các kết cấu đỉnh đã được mô hình hóa với mật độ tương đối giảm để khảo sát xem có dự trữ an toàn trong thiết kế hay không.

5.9.6 Đề chắn sóng mặt đứng

Thử nghiệm mô hình đề chắn sóng mặt đứng chủ yếu quan tâm đến việc đánh giá áp lực và lực tác động lên kết cấu hơn là xác định ngưỡng hư hỏng có thể chấp nhận được, mặc dù điều này có thể áp dụng trong trường hợp bảo vệ chống xói. Việc đo sóng tràn và phản xạ thường sẽ rất quan trọng.

Một loạt các thử nghiệm phải được thực hiện, sử dụng các bước tăng dần về chiều cao sóng như đối với đề chắn sóng đá đổ (xem Điều 5.8.5).

Điều đặc biệt quan trọng là phải xem xét đầy đủ phạm vi chiều cao của sóng và mực nước, vì có thể có sự khác biệt đáng kể giữa các loại tác động của sóng trên mặt đứng (xem Điều 5.4 Sóng TCVN 11820 :2).

Các phép đo lực hoặc áp suất phải được thực hiện bằng các thiết bị ghi liên tục để có thể đo được các biến động về cường độ và thời lượng cũng như tính được các đường cong vượt quá.

Các lực tổng có thể được ước tính bằng cách đo đồng thời áp suất tại một số vị trí trên kết cấu và tích hợp các kết quả. Các lực tổng trên một kết cấu cứng cũng có thể được đo bằng khung lực.

Lực và áp lực sóng có thể dao động nhanh và thiết bị đo đặc phải đủ nhạy để ghi lại điều này vì cực đại có thể tồn tại dưới 0,1 s.

Để chỉ ra dự trữ an toàn cho kết cấu trọng lực mặt đứng như thùng chìm, có thể lập mô hình kết cấu ở mật độ tương đối giảm; điều này cũng có thể được thực hiện để đánh giá sự ổn định tạm thời của công trình trước khi hoàn thành việc lấp đầy.

Tuy nhiên, do sự thay đổi của lực đẩy nổi theo tác động sóng và sự không chắc chắn của việc mô hình hóa lực nâng, bất kỳ ngưỡng chuyển động nào sẽ không nhất thiết cung cấp một thước đo đáng tin cậy về dự trữ an toàn thực sự.

Đối với phản xạ sóng, sóng tràn và hiện tượng xói chân, xem Điều 5.8.5.

5.9.7 Đề chắn sóng hỗn hợp

Thử nghiệm công trình đề chắn sóng hỗn hợp nên kết hợp giữa chương trình thử nghiệm và các phép đo nêu trong Điều 5.8.5.

Cần đặc biệt chú ý đến độ ổn định của đỉnh đề đá đổ, nơi phản xạ sóng từ mặt đứng có thể gây ra các vấn đề về ổn định.

5.9.8 Các điều kiện tạm thời trong quá trình thi công

Cần tiến hành kiểm tra các giai đoạn đã hoàn thành một phần của công trình để chắn sóng, đặc biệt khi các cơn bão dự kiến xảy ra trong quá trình xây dựng có thể khiến công trình không thể tiếp tục trong mùa gió bão; một số hình thức bảo vệ tạm thời có thể được xác định.

Các thử nghiệm sẽ được thiết kế để đánh giá hư hỏng có thể xảy ra trong cơn bão và tìm ra các biện pháp ngăn chặn hoặc giảm thiểu nó.

Nên sử dụng chế độ sóng khi xây dựng phù hợp với rủi ro. Các đặc tính cụ thể cần được kiểm tra như sau:

- a) Đối với đê chắn sóng đá đổ: độ ổn định của lõi và lớp dưới, ảnh hưởng của sóng tràn trước khi hoàn thành đỉnh, xói khi kết thúc công việc.
- b) Đối với đê chắn sóng mặt đứng và đê chắn sóng hỗn hợp: ảnh hưởng của xói ở đầu công trình và phía trước mặt đứng, tính ổn định của kết cấu đã hoàn thiện một phần.

5.9.9 Phân tích rủi ro

5.9.9.1 Trạng thái giới hạn

Thiết kế một đê chắn sóng phải sao cho, trong quá trình xây dựng và trong suốt thời gian sử dụng dự kiến, nó có xác suất hư hỏng thấp có thể chấp nhận được, như được định nghĩa trong Điều 5.4.1. Để có được đánh giá tốt nhất về xác suất, cần tiến hành phân tích rủi ro. Một mặt, việc phân tích bao gồm việc định lượng xác suất xảy ra sự kiện không mong muốn (ví dụ: sự cố vỡ một phần đê chắn sóng) và mặt khác, hậu quả của sự kiện đó (ví dụ như gián đoạn hoạt động của cảng).

Việc phân tích rủi ro đòi hỏi phải chuẩn bị một bản kiểm kê các mối nguy và cơ chế ứng phó, tức là cách thức mà đê chắn sóng phản ứng với các mối nguy. Sự phân biệt được rút ra giữa trạng thái giới hạn cực hạn và trạng thái giới hạn khả năng sử dụng (xem Điều 5.4.1). Các thiệt hại vật chất và thiệt hại phi vật chất cho từng trạng thái được đánh giá. Rủi ro có thể được đánh giá bằng cách nhân tổn thất với xác suất xảy ra trong thời gian sử dụng của kết cấu.

5.9.9.2 Lựa chọn mức độ rủi ro

Việc lựa chọn mức độ rủi ro phụ thuộc vào các yếu tố sau.

- a) *Đặc điểm của loại đê chắn sóng* : Kết cấu đê đá đổ chỉ có thể bị hư hỏng cục bộ khi vượt quá các điều kiện thiết kế. Với các đê chắn sóng mặt đứng hoặc hỗn hợp hoặc các đơn vị lớp phủ bê tông mảnh mai, việc vượt quá các điều kiện thiết kế có thể dẫn đến sự phá hủy hoàn toàn chúng.
- b) *Mục đích của đê chắn sóng* : Mức độ rủi ro cho phép phải phản ánh tầm quan trọng của đê chắn sóng, chức năng mà nó được thiết kế và giá trị của nó đối với các hoạt động thương mại.

Mức độ rủi ro đối với sự cố (trạng thái giới hạn cực hạn) phải khác với mức độ hư hỏng (trạng thái giới hạn khả năng sử dụng).

- c) *Độ tin cậy của dữ liệu được sử dụng để thiết kế* : Nếu có nghi ngờ về dữ liệu hoặc các giả định

được áp dụng, triết lý nên chấp nhận một cách tiếp cận thận trọng và thiết kế để có rủi ro thấp.

- d) *Kiểm tra chất lượng và dung sai đạt được trong xây dựng.*
- e) *Liệu các thử nghiệm mô hình đã đủ để có thể xác định các điều kiện hư hỏng cho thiết kế được đề xuất hay chưa.*

Mặc dù có thể phân loại theo tiêu chí an ninh hoặc rủi ro một cách định tính cho các tình huống khác nhau, việc xác định định lượng các giá trị sẽ được thông qua là vấn đề quyết định của người chịu trách nhiệm về dự án.

5.9.9.3 Cây lỗi

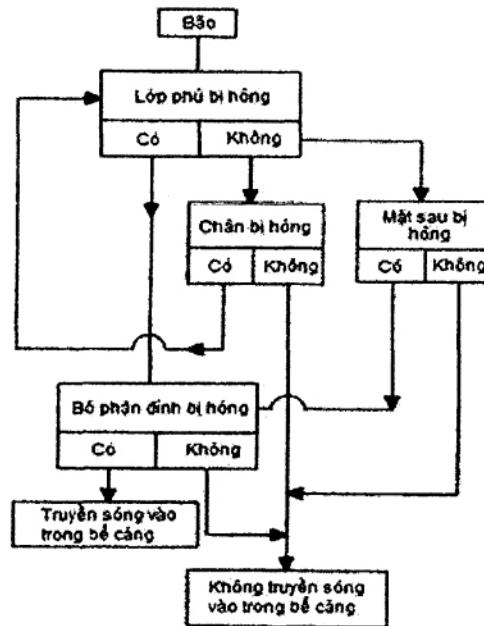
Khi đánh giá mức độ an toàn của đề chấn sóng, hệ thống cần được xem xét một cách tổng thể, vì cấu trúc bao gồm một số thành phần, mỗi thành phần đều phải chịu các mối nguy hiểm và cơ chế, và sự hư hỏng của bất kỳ thành phần nào có thể dẫn đến một hậu quả khác. Đối với các hệ thống lắp đặt công nghiệp, hệ thống có thể được biểu diễn bằng các sơ đồ như cây lỗi và cây sự kiện. Đối với đề chấn sóng và các dự án công trình dân dụng khác, nơi các vấn đề có tính chất liên tục xảy ra khá thường xuyên, một sơ đồ nguyên nhân-hậu quả có thể thích hợp hơn. Một ví dụ được thể hiện trong Hình 6.

5.9.9.4 Phương pháp phân tích

Có hai cách tiếp cận trong việc xác định xác suất phá hoại bằng một cơ chế phản ứng cụ thể. Một là chuẩn bị một mô hình tính toán của cơ chế để thiết lập một hàm độ tin cậy cho trạng thái giới hạn được xem xét; hai là ước lượng trực tiếp xác suất trên cơ sở kinh nghiệm.

Có nhiều kỹ thuật khác nhau có thể được áp dụng để xác định xác suất phá hoại đối với một hàm độ tin cậy nhất định và đối với các đặc tính thống kê nhất định của các biến cơ bản, được mô tả chung như sau:

- a) Cấp độ III bao gồm các phép tính. Trong đó: các hàm mật độ xác suất hoàn chỉnh của các biến ngẫu nhiên được đưa vào và đặc tính có thể phi tuyến tính của hàm độ tin cậy được tính đến đầy đủ.
- b) Mức II bao gồm một số phương pháp gần đúng. Trong đó: hàm độ tin cậy được tuyến tính hóa và tất cả các hàm mật độ xác suất đều được xấp xỉ bằng phân bố chuẩn.



Hình 6 - Sơ đồ nguyên nhân – hậu quả điển hình cho một đề chấn sóng đá đổ

c) Cấp I bao gồm các tính toán dựa trên các giá trị đặc trưng và hệ số an toàn. Đây không hoàn toàn là một cách tiếp cận theo xác suất vì không bao gồm tính không chắc chắn.

Chưa thể mô tả vật lý đầy đủ về tất cả các cơ chế có thể dẫn đến phá hoại, cũng như không thể xây dựng các hàm mật độ xác suất của các biến tải trọng và cường độ.

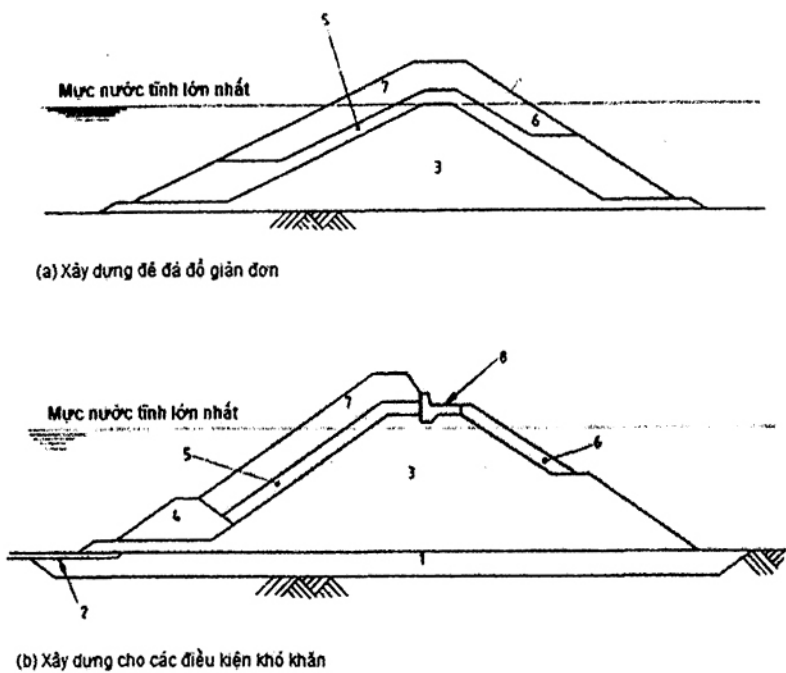
Các phương pháp phân tích rủi ro hiện đang được phát triển, chủ yếu ở cấp độ II. Trong khi đó, hệ số của phương pháp tiếp cận an toàn (mức I) liên quan đến so sánh định tính dựa trên cây lỗi và sơ đồ nguyên nhân - hậu quả nên được sử dụng để so sánh các thiết kế với các rủi ro được áp dụng. Đây là một vấn đề cần xem xét của cả chủ sở hữu và nhà thiết kế.

5.10 Công trình đề mái nghiêng (đá đổ)

5.10.1 Yêu cầu chung

Phần này xem xét thiết kế chi tiết của công trình đề chấn sóng đá đổ và bao gồm các phần khác nhau của đề chấn sóng và thiết kế mặt cắt ngang phù hợp để cung cấp các chức năng phục vụ cần thiết.

Sự tương tác của các bộ phận cấu thành là quan trọng và cần phải chuẩn bị các thiết kế liên tục cho từng phần tử, các ảnh hưởng lên tổng mặt cắt được kiểm tra và tìm kiếm giải pháp tối ưu cho vị trí và các điều kiện cụ thể. Hình 7(a) chỉ ra các yếu tố và chức năng của đề chấn sóng đá đổ điển hình. Hình 7(b) cho thấy mặt cắt của một số đề chấn sóng hiện có và minh họa sự đa dạng của các thiết kế đã được áp dụng cho loại cấu trúc này.



Hình 7 - Các ví dụ đê chắn sóng đá đổ có các lớp dưới

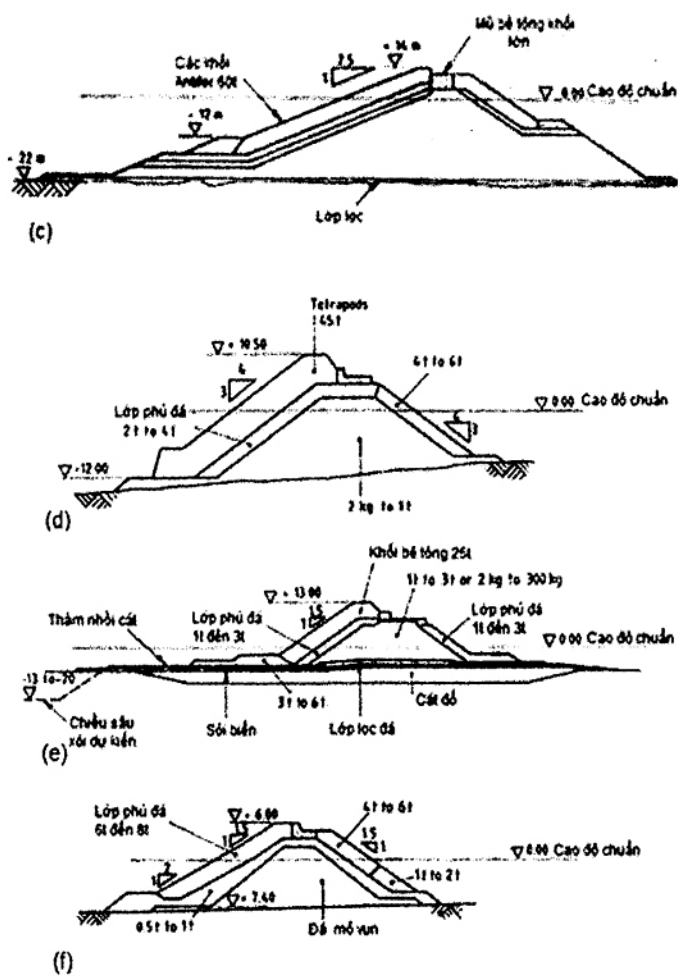
Chú thích Hình 7 - Các bộ phận và chức năng của một đê chắn sóng đá đổ điển hình

Bộ phận	Chức năng
1 Cải tạo móng (nếu cần thiết)	Cung cấp ổn định khối đắp
2 Thêm chống xói	Ngăn ngừa xói
3 Lõi	Cung cấp khối lượng lớn cho công trình và giảm truyền sóng
4 Đê chân	Đỡ lớp phủ chính
5 Lớp dưới	Chặn lõi và cung cấp móng cho lớp phủ chính
6 Lớp phủ mặt sau	Bảo vệ lõi đối với sóng tràn. Cung cấp bảo vệ sóng bên trong bể cảng
7 Lớp phủ chính	Cung cấp bảo vệ sóng
8 Kết cấu đỉnh bê tông (chân kiểu khoá hay đào xuống)	Cung cấp lối tiếp cận và giảm sóng tràn (Khoá ngăn phá hoại trượt)

5.10.1 Thiết kế tổng thể

5.10.2.1 Các yếu tố ảnh hưởng đến việc lựa chọn mặt cắt ngang

Để thực hiện các chức năng bị hạn chế, ở mức độ có thể chấp nhận được, sóng tràn và truyền năng lượng sóng và cung cấp sự ổn định khi bị sóng tấn công mạnh nhất, công trình đê đá đổ bao gồm một khối vật liệu đá, thường có độ thấm thấp ở trung tâm và dần dần thay đổi sang vật liệu ổn định lớn hơn ở bên ngoài, được đưa đến độ cao đỉnh phù hợp. Đối với các mục đích thực tế, công trình được xây dựng trong các lớp trên một lõi trung tâm. Hình 8 (a) cho thấy một ví dụ về một lớp trên lõi; Hình 8 (b) và Hình 8 (c) cho thấy ba lớp như vậy.



Hình 8.a - Các ví dụ đê chắn sóng đá đổ có các lớp dưới

Các yếu tố chính xác định mặt cắt ngang là tính chất và mái dốc của lớp phủ giáp biển, chiều cao và chiều rộng của đỉnh đê chắn sóng. Mặt cắt được thông qua phải phù hợp với điều kiện nền móng và cho phép xây dựng theo trình tự thực tế.

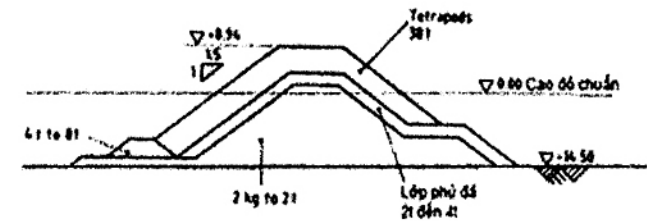
Độ lún dự kiến và sai lệch có thể chấp nhận được so với cấu hình lý thuyết trong quá trình xây dựng cần được xem xét khi xác định kích thước mặt cắt ngang.

Kích thước tối đa của đá lớp phủ ngoài mà có thể chấp nhận được về mặt kinh tế sẽ là yếu tố chính trong việc xác định liệu các đơn vị lớp phủ bằng đá hoặc bê tông được lựa chọn cho lớp phủ chính hay không, kích thước, độ dày lớp và độ dốc của chúng phụ thuộc vào sóng thiết kế. Các yêu cầu về định cỡ lớp hoặc các lớp bên dưới lớp phủ chính sẽ xác định độ dày của các lớp đó và hình dạng của lõi.

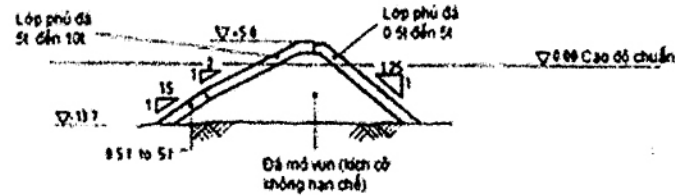
Bản chất và độ dốc của lớp phủ chính sẽ cho phép ước tính sóng leo như mô tả trong Điều 5.10.2.2; điều này sẽ chỉ ra các lựa chọn cho lớp phủ trên đỉnh hoặc kết cấu đỉnh để chống sóng tràn có thể chịu

được (xem Điều A.6).

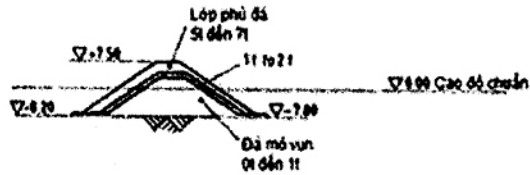
Thông thường đỉnh lõi phải ở cao độ trên mực nước cao để các máy thi công và nhân viên có thể tiếp cận an toàn trong quá trình xây dựng. Cao độ lõi này thông thường sẽ đáp ứng yêu cầu thiết kế là ngăn chặn hoặc hạn chế việc truyền sóng. Chiều rộng của lõi được xác định bởi các máy và phương tiện thi công sẽ được sử dụng để xây dựng và việc xem xét này thường chi phối chiều rộng của đê chắn sóng đã hoàn thành. Nếu máy thi công nổi được sử dụng để xây dựng, chiều cao và chiều rộng của lõi có thể được giảm bớt. Một yếu tố chính khác trong việc thiết kế mặt cắt tổng thể là có bố trí kết cấu đỉnh hay không và mức độ sóng tràn có thể chấp nhận được. Một số mặt cắt được minh họa trong Hình 8 cho thấy kết cấu đỉnh, cũng có thể có chức năng cho phép tiếp cận các công trình bên, tiếp cận các thiết bị hỗ trợ hàng hải hoặc tiếp cận để kiểm tra và bảo trì. Kết cấu đỉnh cũng có thể được cung cấp để hạn chế sóng leo và sóng. Trong các trường hợp khác, kết cấu đỉnh có thể được bỏ qua, như trong Hình 8 (g) và Hình 8 (i). Vị trí của kết cấu đỉnh so với đỉnh của mái dốc lớp phủ chính cần được xem xét một cách đặc biệt.



(g)



(h)

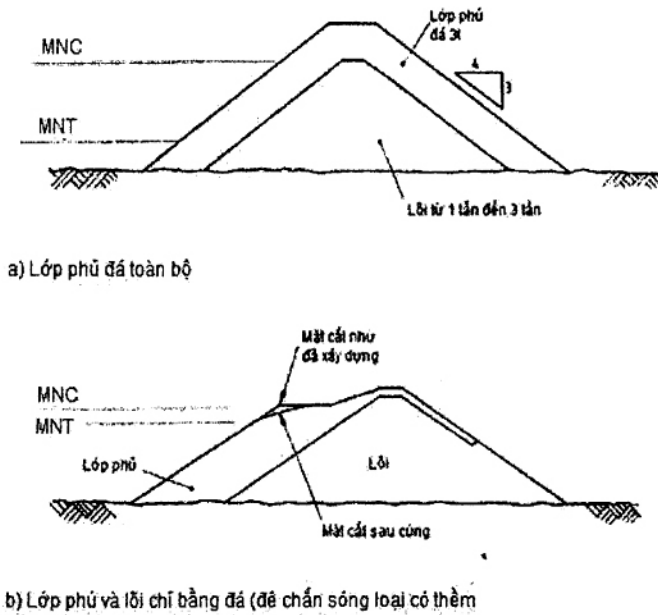


(i)

Hình 8.b - Các ví dụ đê chắn sóng đá đổ có các lớp dưới (tiếp theo và hết)

Một thêm của lớp phủ thứ cấp được đặt trên đó lớp phủ chính, hướng về phía biển của tường đỉnh, được ưu tiên để giảm lực lên tường và tăng cường độ ổn định của đỉnh dốc lớp phủ thứ cấp chống nhiễu loạn sóng do phản xạ từ tường. Hình 8 (d) và Hình 8 (e) cho thấy các ví dụ về điều này. Góc nghiêng tự nhiên của lõi khi được đặt thường dốc hơn độ dốc yêu cầu của lớp phủ chính. Sự khác biệt này có thể làm rõ ràng với các mái dốc lớp phủ thoải. Tác động của sóng trong quá trình xây dựng có thể có lợi trong việc làm phẳng mái dốc đứng, nhưng nhìn chung sẽ cần một số định hình lại để tạo ra độ dốc bên ngoài được thiết kế của lõi. Ngoài ra, sự khác biệt về độ dốc có thể được điều chỉnh bằng cách đặt thêm vật liệu lõi để tạo thành một hoặc nhiều thêm, hoặc thay đổi độ dày của lớp dưới như thể hiện trong Hình 8 (a) và Hình 8 (f). Có thể có nhiều phương án và lựa chọn tốt nhất sẽ bị ảnh hưởng bởi điều kiện địa điểm, vật liệu sẵn có và máy thi công.

Các thay đổi về mặt cắt thường được yêu cầu ở đầu ra biển của đê chắn sóng, nơi có đầu tròn hoặc cấu trúc khác. Trong trường hợp không thể tránh khỏi sự thay đổi đột ngột về hướng tuyến của đê chắn sóng, kết quả là góc lõi hoặc lõm có thể yêu cầu một thiết kế khác với thân đê. Một góc có thể được coi theo cách tương tự như một đầu tròn. Một góc lõm có thể tạo ra mật độ sóng nghiêm trọng và yêu cầu đặc biệt xem xét độ ổn định của lớp phủ chính và sóng tràn.



Hình 9 - Các ví dụ đê chắn sóng đá đổ không có các lớp dưới

5.10.2.1 Sóng leo và sóng tràn

Các Điều 5.4.7 và 5.4.8 trong TCVN 11820-2:2017 đưa ra phương pháp ước tính sóng chạy lên trên các sườn dốc được phủ đá, dựa trên các thử nghiệm sóng điều hoà.

Dường như có sự thống nhất hợp lý giữa các mức sóng leo của sóng có nghĩa được xác định từ các thử nghiệm sóng ngẫu nhiên và những mức được xác định trong các thử nghiệm sóng điều hoà trước

đó. Do đó, phương pháp đưa ra trong TCVN 11820-2:2017 có thể được sử dụng để ước tính sóng leo trên mái dốc đá cho một phạm vi độ cao của sóng khi giả sử phân bố Rayleigh của các chiều cao sóng cho một sóng ngẫu nhiên, phù hợp với điều kiện nước sâu.

Đánh giá về sóng leo trên các mái dốc và kết quả của các thử nghiệm mô hình hơn cho các mái dốc được phủ với các đơn vị bê tông dưới các đợt sóng không điều hoà được đưa ra bởi Allsop, Franco và Hawkes [1] và Allsop, Hawkes, Jackson and Franco [2].

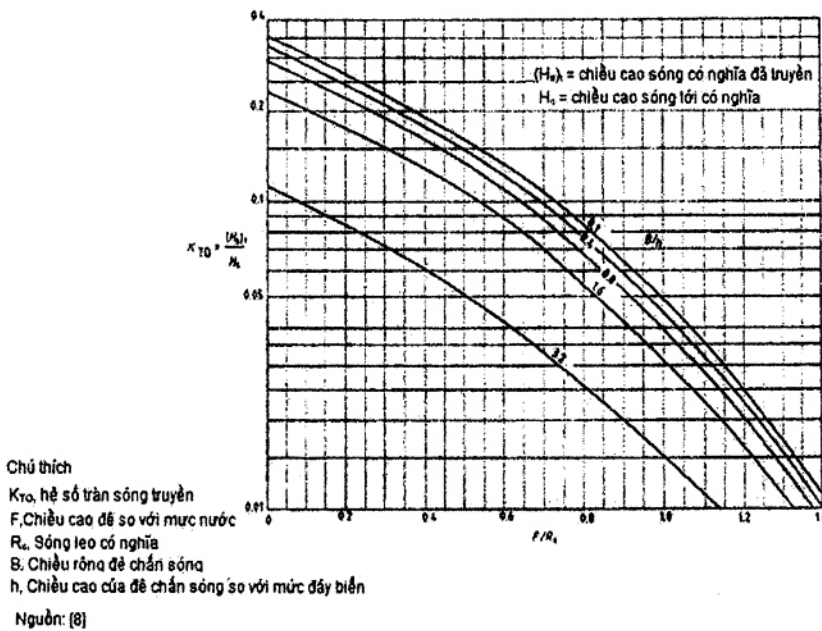
Đối với các đơn vị lớp phủ bê tông nên tham khảo các đặc tính sóng leo của đơn vị cụ thể đã chọn.

Nếu tính toán sóng leo cho thấy sóng tràn sẽ xảy ra, thì lượng nước cần được đánh giá.

Hiện tại không có phương pháp phân tích đáng tin cậy nào để xác định lượng nước do sóng tràn.

Owen [3] đưa ra kết quả của các thử nghiệm mô hình thủy lực sử dụng sóng ngẫu nhiên để xác định lưu lượng sóng tràn đối với các mặt cắt khác nhau của tường biển không thấm nước, và có thể được áp dụng cho đê chắn sóng ở vùng nước nông khi sóng vỡ trên công trình.

Jensen và Sorenson [4] đưa ra các kết quả thử nghiệm mô hình thủy lực khác cho các bức tường biển cũng như một số trường hợp đê chắn sóng hạn chế.



Hình 10 - Chiều cao sóng truyền do sóng tràn so tương đối với chiều cao vượt trên của đê đá đổ

Các tác động của sóng tràn từ một lượng nhỏ nước gây bất tiện hoặc nguy hiểm cho người trên đỉnh đến tràn lớn gây ra sóng phát triển ở phía sau đê. Các tiêu chí cho trường hợp đó được đưa ra trong Điều 5.4.8. Khi lượng sóng tràn lớn được chấp nhận, lượng sóng truyền tới phía đê có thể được ước

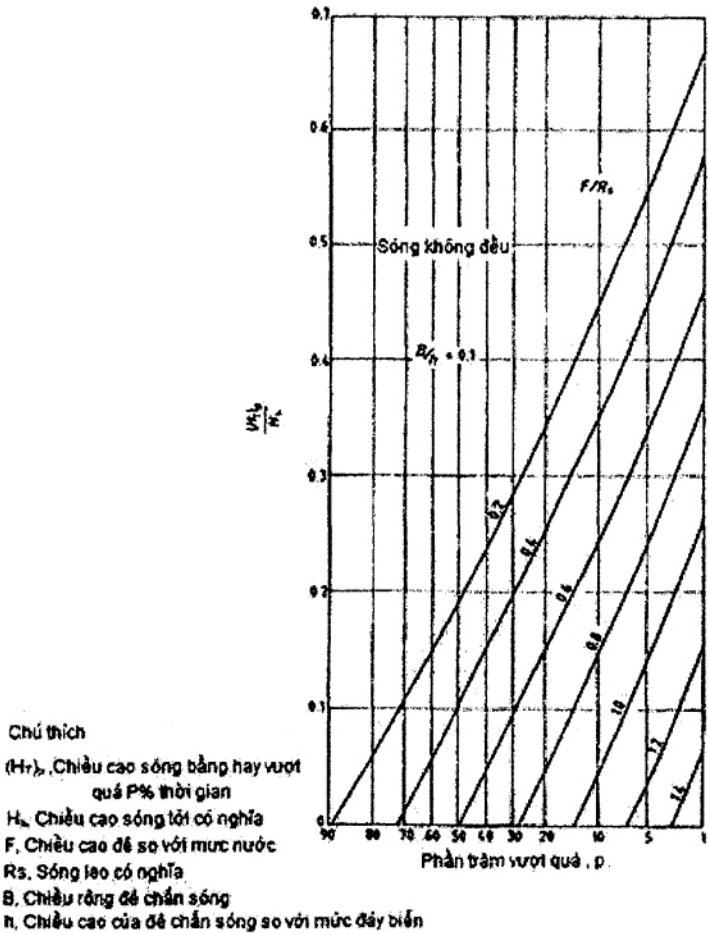
tính từ Hình 10 và Hình 11 .

Trong khi thiết kế sơ bộ có thể dựa trên các phương pháp này, các thử nghiệm mô hình thủy lực của phần thiết kế sử dụng sóng không đều phải được thực hiện cho thiết kế cuối cùng trong các trường hợp khi sóng leo và sóng tràn là quan trọng. (Xem Điều 5.9)

5.10.2.2 Tính ổn định tổng thể

Tính ổn định tổng thể của đê chắn sóng đá đổ liên quan đến cả kết cấu và nền của nó, cũng như các tác động của tải trọng tĩnh và động.

Tải trọng động gây ra bởi động đất hoặc tác động của sóng và tác động của chúng bị ảnh hưởng bởi những thay đổi lâu dài đối với kết cấu và nền của nó như độ lún hoặc xói mòn đáy biển.

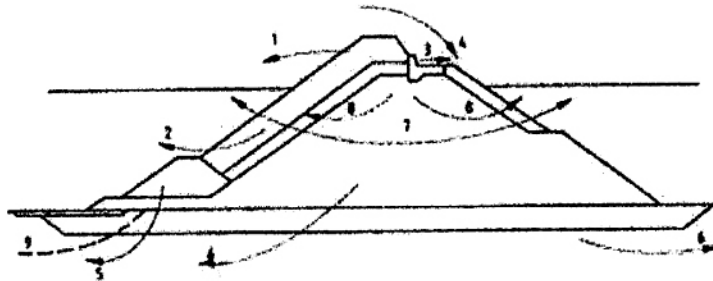


Hình 11 - Chiều cao sóng truyền do sóng tràn là hàm số của phần trăm vượt quá

Nên tham khảo Phụ lục F TCVN 11820-4.1 2019 về các khía cạnh ổn định mái dốc và ảnh hưởng của sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng. Những thay đổi này về áp lực nước lỗ rỗng trong đê đất và lớp đất bên dưới có lẽ là những yếu tố quan trọng nhất đối với sự ổn định tổng thể và hiện nay ít được ghi nhận nhất.

Ví dụ, tăng áp suất nước lỗ rỗng làm giảm góc ma sát giữa các hạt và do đó làm giảm độ ổn định của mái dốc.

Hình 12 cho thấy các dạng hư hỏng quan trọng của các bộ phận khác nhau của đê chắn sóng đá đổ.



Chú thích

- 1 Mất hay hư hỏng các đơn vị lớp phủ 2 Dịch chuyển lớp phủ 3 Dịch chuyển mũ
4 Sóng tràn gây xói phía sau 5 Xói chân 6 Móng bị hư hỏng 7 Mất mái vật liệu lõi
8 Sụt do áp lực lỗ rỗng bị vượt quá 9 Xói đáy biển

Hình 12 - Những nguyên nhân phá hoại chính do tác động sóng

Nền móng bị lún sẽ gây ra biến dạng toàn bộ kết cấu. Điều này có thể gây ra gãy một số loại đơn vị lớp phủ và hỏng lớp phủ. Độ lún, ngay cả khi không có tác động xấu đến kết cấu, làm tăng lực sóng lên kết cấu đỉnh và lượng sóng tràn.

Hiện tượng sụt lún có thể xảy ra do sự tích tụ của áp lực nước lỗ rỗng trong lõi chứa vật liệu mịn quá mức, đặc biệt là khi sóng xảy ra trong thời gian dài. Không có quy trình thiết kế được thiết lập nhưng các phương pháp kiểm tra điều này được đề xuất bởi Barends [5] và Allsop và Wood [6] xem xét chủ đề này.

Hầu hết các thử nghiệm mô hình thủy lực được thực hiện cho đến nay chỉ được thực hiện đối với một phạm vi hạn chế về độ thấm nhưng cho thấy rõ ràng sự gia tăng độ ổn định của lớp phủ với lõi dễ thấm hơn. Công việc đã được thực hiện chưa đủ để đưa ra hướng dẫn định lượng về sự gia tăng độ ổn định.

Tính ổn định của lớp phủ chống trượt trên lớp dưới bị ảnh hưởng bởi hệ số ma sát giữa các lớp và điều này tăng lên khi tỷ lệ giữa kích thước lớp dưới và kích thước lớp phủ càng lớn. Nghiên cứu gần đây về các yếu tố khác ảnh hưởng đến sức chống cắt của khối đắp đá đổ được đưa ra bởi Barton và Kjaerulsi [7] và Charles và Soares [8]. Sự mất ổn định địa kỹ thuật của mái dốc đê chắn sóng dưới tác động của sóng khó có thể xảy ra đột ngột vì áp lực lỗ rỗng có thể chỉ đủ cao để các điều kiện tới hạn xảy ra trong một thời gian ngắn trong mỗi chu kỳ sóng. Các bước chuyển động nhỏ có nhiều khả năng xảy ra hơn dẫn đến sự san bằng dần dần của các mái dốc. Khi vật liệu đắp được đặt sau đê chắn sóng, các tác động của tải trọng gây ra trong kết cấu phải được tính đến trong tính toán ổn định.

5.11 Các công trình tường đứng

5.11.1 Khái quát

Phần này đưa ra các khuyến nghị và hướng dẫn về thiết kế và xây dựng các đê chắn sóng tường đứng, như được định nghĩa trong Điều 3.3. Các loại công trình tường đứng được thảo luận trong Điều 5.11.2 và thiết kế tổng thể được thảo luận trong Điều 5.11.3. Tư vấn về các biện pháp thi công được đưa vào khi thích hợp trong các điều khoản liên quan đến các kết cấu khác nhau được đề cập.

5.11.2 Các loại công trình

5.11.2.1 Khái quát

Đê chắn sóng có tường đứng thường ngăn cản sự truyền qua cấu trúc, do đó phản xạ tất cả năng lượng từ các con sóng không ngăn tràn qua được nó. Trong những trường hợp thích hợp, một đê chắn sóng có thể được làm cho thấm qua và cho phép một mức độ truyền sóng qua. Mặt hướng ra biển có thể thấm nước có thể được sử dụng để hấp thụ năng lượng sóng trong các khoang bên trong đê chắn sóng không thấm nước.

Mặt hướng ra biển thường thẳng đứng nhưng có thể dốc hoặc dốc trên một phần hoặc toàn bộ chiều cao. Mặt hướng biển thường thẳng trong mặt bằng nhưng bề mặt có hình dạng tiện cho sử dụng. Một số đê chắn sóng tường đứng đã được tạo ra với các mái dốc của lớp phủ đá tự nhiên hoặc các khối nhân tạo trên mặt hướng ra biển.

Dạng kết cấu có thể là kết cấu trọng lực hoặc kết cấu cọc, và nhiều khía cạnh của thiết kế và xây dựng tường bến sẽ liên quan đến những đê chắn sóng như vậy. Nhiều mặt cắt khác nhau đã được thông qua và một số ví dụ được thể hiện trong Hình 13 đến Hình 21.

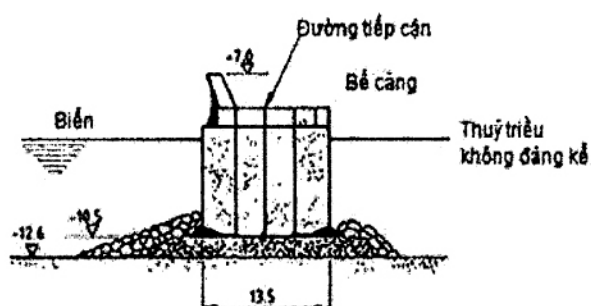
5.11.2.2 Kết cấu với mặt kín

Hình 13 đến Hình 18 thể hiện các mặt cắt điển hình của kết cấu tường đứng có mặt kín.

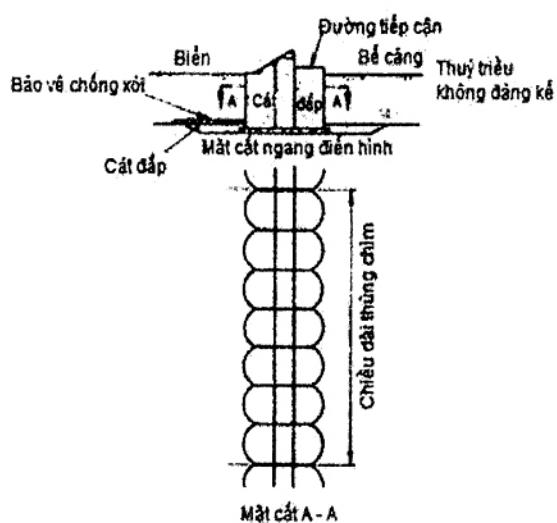
Các dạng kết cấu phổ biến nhất với các mặt kín đứng là kết cấu trọng lực. Các kết cấu thùng chìm có thể được thả nổi [Hình 13 (a) và Hình 13 (b)] hoặc được nâng vào vị trí [Hình 13 (c)].

Các kết cấu khối như trong Hình 14 yêu cầu công việc của thợ lặn rất nhiều, và các kết cấu trong Hình 15 đến Hình 18 sử dụng cọc ván để chứa khối đắp kết cấu và hoạt động như kết cấu trọng lực.

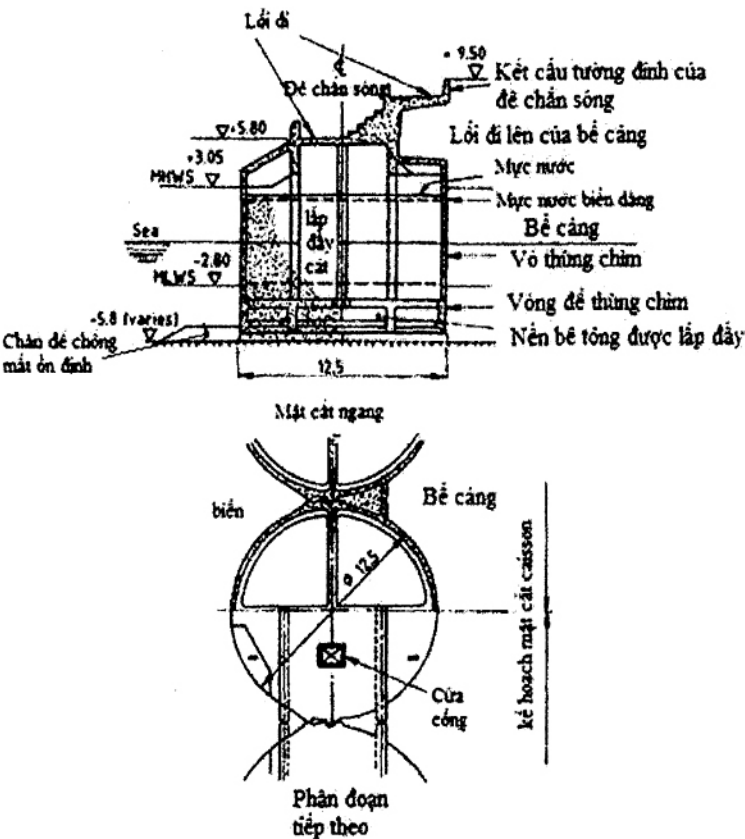
Các thiết kế được đưa ra trong Hình 13 đến Hình 18 minh họa một vài trong số nhiều cách bố trí cấu trúc lựa chọn có thể thực hiện được bao gồm các kiểu kết hợp giữa hai hoặc nhiều cách bố trí đã được mô tả.



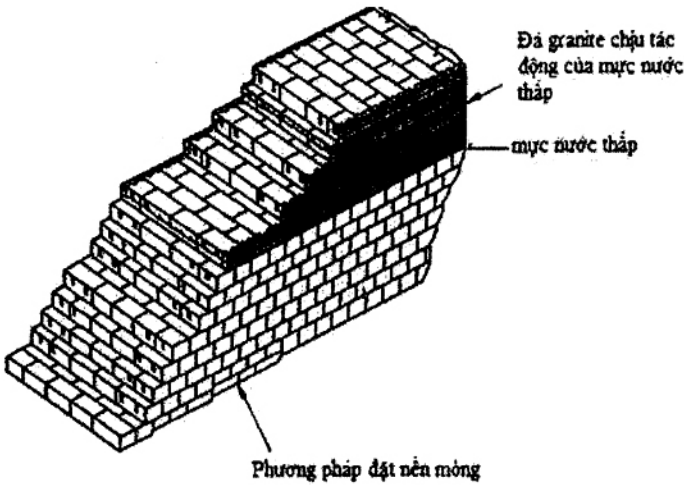
Hình 13(a) - Công trình kiểu thùng chìm



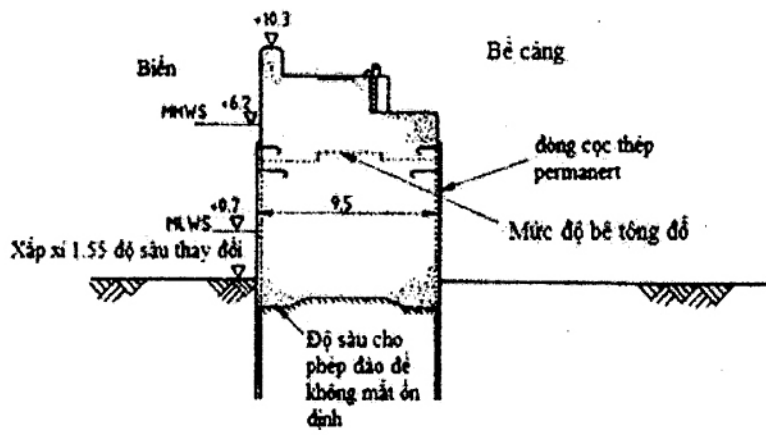
13(b) - Công trình kiểu thùng chìm



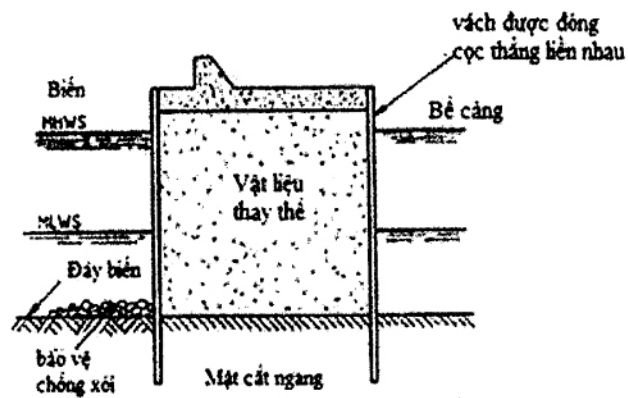
Hình 13(c) - Công trình kiểu thùng chìm



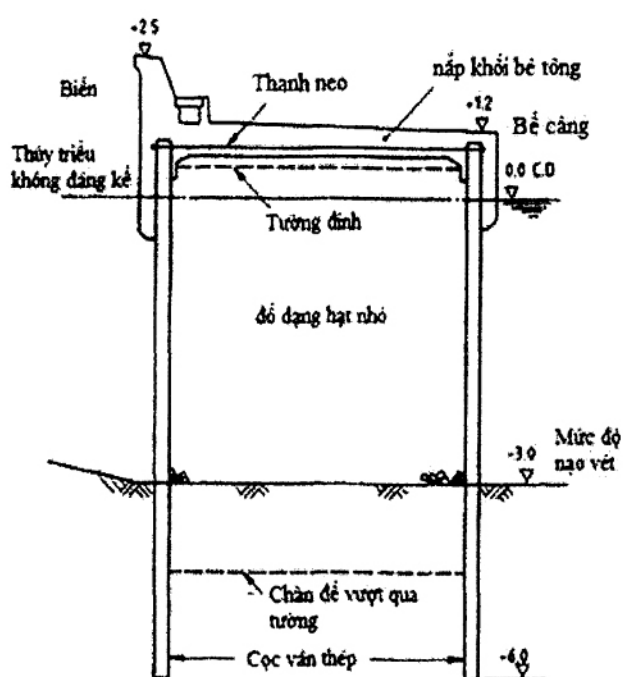
Hình 14 - Công trình kiểu khối hộp bê tông



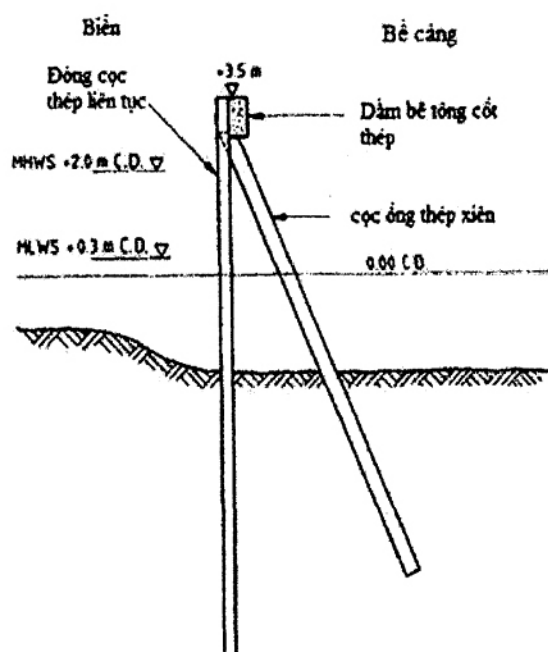
Hình 15 - Công trình kiểu bê tông khối lớn



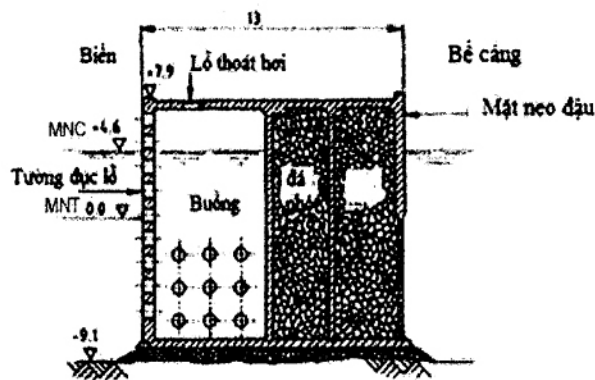
Hình 16 - Công trình kiểu ô vây tường cọc ván điển hình



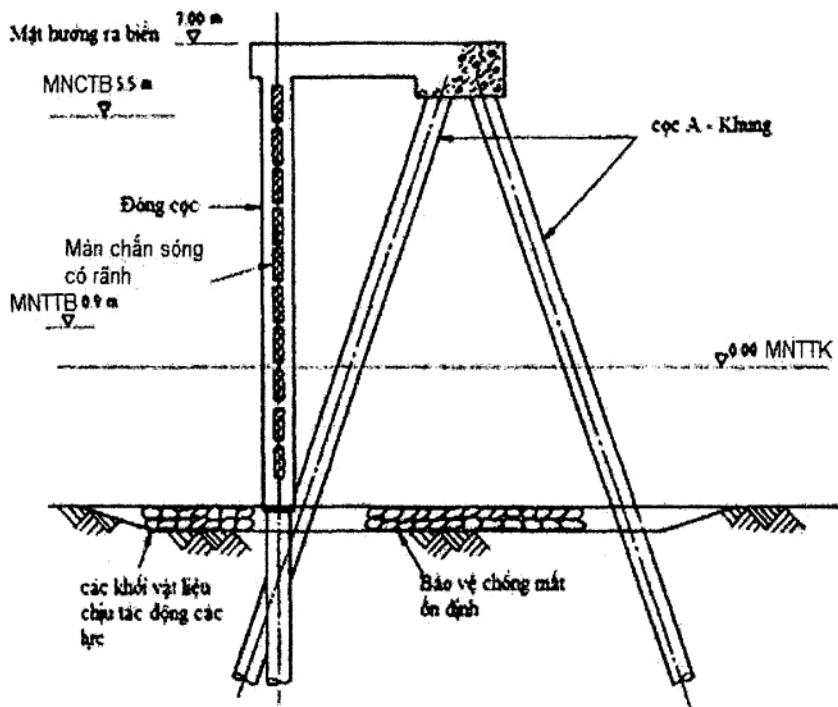
Hình 17 - Công trình tường cọc ván kép



Hình 18 - Công trình tường cọc ván đơn



Hình 19 - Công trình tường đứng có mặt có lỗ



Hình 20 - Màn chắn sóng có các khe hở

5.11.2.3 Công trình có mặt đục lỗ

Ví dụ về công trình chắn sóng tường đứng không thấm nước có mặt đục lỗ được thể hiện trong Hình 19.

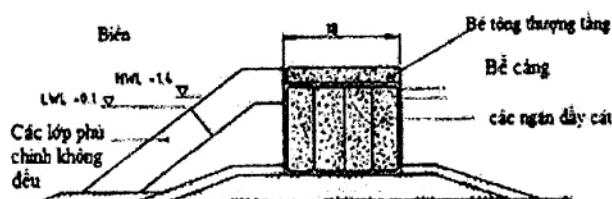
Công trình tường đứng đục lỗ có dạng hình học bên ngoài tương tự như công trình tường kín nhưng nhìn chung chỉ giới hạn ở các thùng chìm và khối hộp.

Bức tường phía trước được đục lỗ của kiểu thùng chìm được thể hiện trong Hình 19 có các lỗ hình tròn hoặc hình chữ nhật, cho phép dòng chảy vào và ra một buồng nằm phía sau bức tường phía trước, Trong đó: năng lượng bị tiêu tán bởi sự nhiễu loạn làm giảm phản xạ sóng, tải trọng sóng trên kết cấu và sóng tràn.

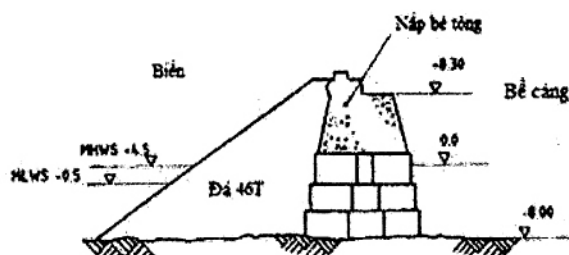
Các đê chắn sóng đục lỗ cũng có thể được thiết kế để có thể thấm qua, khi xảy ra một số quá trình truyền sóng. Công trình như vậy có thể bao gồm khối mờ hoặc màn chắn sóng có rãnh được hỗ trợ bởi cọc. Ví dụ về loại sau được thể hiện trong Hình 20.

5.11.2.4 Công trình với đê đá đổ ở mặt biển

Ví dụ về đê chắn sóng tường đứng với đá đổ ở mặt hướng ra biển được thể hiện trong Hình 21. Kết cấu cơ sở có thể ở bất kỳ dạng nào phù hợp với các điều kiện, nhưng Hình 21 (a) với một thùng chìm là phổ biến, đặc biệt là ở Nhật Bản. Có thể cung cấp đê đá đổ để giảm sóng tràn, phản xạ sóng và tải trọng sóng lên kết cấu.



(a) Lớp phủ có thêm lớp dưới



(b) Lớp bảo vệ không có lớp lót

Hình 21 - Các công trình tường đứng có đê phủ mặt hướng biển

5.11.3 Thiết kế

5.11.3.1 Khái quát

Các yếu tố chính cần được xem xét trong thiết kế kết cấu mặt đứng là tính năng thủy lực, tải trọng và độ ổn định tổng thể. Điều kiện nền đất và phương pháp thi công sẽ có ảnh hưởng đáng kể đến kết cấu được áp dụng.

5.11.3.2 Tính năng thủy lực

5.11.3.2.1 Sóng tràn

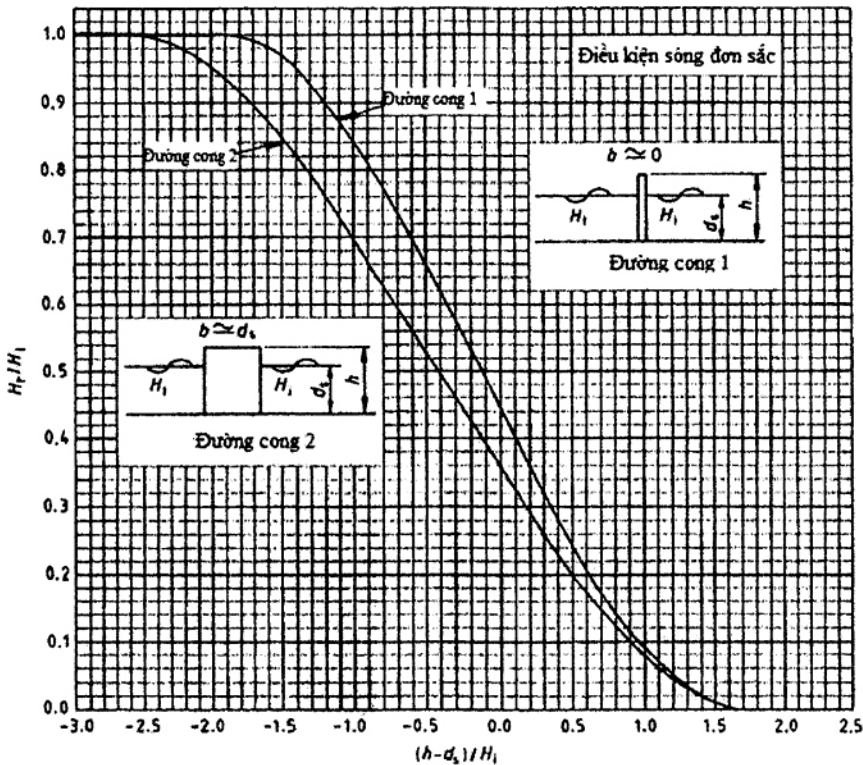
Công trình có thể được thiết kế cho các mức độ tràn khác nhau. Lượng sóng tràn có thể chịu được phụ thuộc vào chức năng bảo vệ của đê chắn sóng, nêu trong Điều 5.1.1.4, và các điều kiện sóng chấp nhận được ngay sau đê chắn sóng, theo hướng dẫn trong Điều 5.7. 2.4.

Sóng tràn của kết cấu mặt đứng có thể dẫn đến giảm đáng kể lực sóng ngang trên mặt đứng.

Nếu cho phép sóng tràn, thường sẽ tiết kiệm được chi phí. Tuy nhiên, cần tính đến chi phí bổ sung của việc tăng cường phần trên cùng của kết cấu để chịu được tải trọng do sóng tràn gây ra. Vì lý do kinh tế, các công trình đê chắn sóng có mặt trên dốc thường sẽ không được thiết kế để ngăn nước tràn và có thể làm nước tràn vào bên cảng ở một khoảng cách nào đó. Lượng nước do sóng tràn đáng kể sẽ gây xáo trộn phía sau đê chắn sóng và có thể tạo ra sóng thứ cấp trong bên cảng.

Các ước tính sơ bộ về sự truyền sóng do sóng tràn có thể được rút ra từ Hình 22 dựa trên các thử nghiệm với sóng điều hoà. Nhiều phương pháp thiết kế và nhiều kết quả khác nhau đã được đề xuất, nhưng không có phương pháp nào là kết luận và nên thử nghiệm mô hình thủy lực của kết cấu.

Nếu một đê đá đổ được đặt ở phía trước của mặt đứng, có thể ước tính sơ bộ về hiện tượng sóng tràn bằng cách xác định sóng leo như đối với kết cấu đê đá đổ (xem Điều 5.10.2.2).



Chú thích

- b: chiều rộng của kết cấu
- d_s : độ sâu của nước
- H_1 : chiều cao của sóng tới
- H_t : độ cao của sóng truyền qua
- h : chiều cao của cầu trục trên mực nước biển
- g : gia tốc trọng trường ($9,81 \text{ m/s}^2$)
- i : chu kỳ của (các) sóng tới
- đơn vị là m

Ghi chú: Điều này có thể áp dụng cho tường đứng và để chắn sóng thành móng, bằng $0,0157 \leq d_s/H_1 \leq 0,0793$.

Hình 22 - Các hệ số truyền sóng do sóng tràn

5.11.3.2.2 Phản xạ sóng

Sự phản xạ sóng từ công trình mặt đứng tiếp xúc với sóng không vỡ có thể lên tới gần 100% năng lượng sóng tới. Lượng năng lượng sóng phản xạ có thể rất quan trọng đối với việc hành hải của tàu (xem các Điều 5.1.1.2 và 5.7.2.3), và gây ra hiện tượng xói phá biển của công trình.

Các phương pháp tiêu hao năng lượng sóng đã được phát triển bằng cách sử dụng các khoang đục lỗ ở mặt phía biển.

Lượng phản xạ thay đổi theo chu kỳ sóng và không thể tính được. Một ví dụ được trích dẫn bởi Goda có hệ số phản xạ nằm trong khoảng từ 30% đến 70%.

Việc sử dụng một đê đá đổ, hoặc đê các đơn vị lớp phủ bê tông, ở phía trước của mặt đứng, sẽ giảm phản xạ sóng cũng như sóng tràn. Hệ số phản xạ trong những trường hợp như vậy phụ thuộc vào chu kỳ sóng, chiều cao đỉnh của đê đá đổ và độ rỗng của nó. Goda đã báo cáo 30% đến 50% cho mái dốc của khối bê tông tiêu năng. Đê đá đổ có thể được thiết kế theo Điều 5.10.

Tùy thuộc vào độ cao mà các đơn vị lớp phủ được đặt phản xạ sóng ra khỏi mặt đứng tiếp xúc có thể gây ra nhiễu loạn các đơn vị, do đó có thể yêu cầu các đơn vị lớn hơn so với các công trình đê đá đổ.

Khác với trường hợp phản xạ của sóng không vỡ từ một mặt đứng ở vùng nước sâu, nên lập mô hình thủy lực để xác định hệ số phản xạ. Trong trường hợp tường có mặt đục lỗ, phản xạ có thể thay đổi nhiều theo chu kỳ sóng.

5.11.3.3 Tải trọng

5.11.3.3.1 Tải trọng sóng trên tường đứng

Dạng tấn công của sóng đối với công trình sẽ được xác định bởi độ sâu và độ dốc của đáy biển phía trước cũng như độ dốc và hướng của sóng (xem Điều 5 trong TCVN 11820-2:2017).

Các công thức thiết kế cho tải trọng sóng được nêu trong Điều 5 trong TCVN 11820-2:2017. Chúng có thể được sử dụng để ước tính độ ổn định của các kết cấu mặt đứng đơn giản và để có được các ước tính sơ bộ cho các cấu hình khác.

Các công thức, dựa trên nghiên cứu gần đây của Nhật Bản, đưa ra áp lực sóng từ sóng vỡ và sóng phản xạ. Trong điều kiện sóng vỡ, lực tác động lớn được tạo ra mặc dù một số năng lượng bị tiêu tán trong quá trình vỡ. Áp suất thủy tĩnh do sự chênh lệch của mực nước giữa mặt phía biển và mặt sau do đỉnh và đáy sóng nên được xem xét riêng. Cả tổng lực và sự phân bố của nó trên bề mặt phải được đánh giá để tính toán độ ổn định.

Với một số loại công trình, mặt đứng có thể là mặt phẳng hoặc mặt cong trong mặt bằng. Các thử nghiệm mô hình thủy lực đã chỉ ra rằng tổng tải trọng ngang do tác động của sóng gần như giống nhau đối với mặt phẳng và mặt cong trên các mặt đứng.

Tải trọng va đập, quan trọng hơn đối với việc thiết kế các phần tử nhỏ hơn là sự ổn định tổng thể, có thể gấp hai lần tải trọng thủy tĩnh đối với mặt phẳng và 1,3 lần đối với mặt cong [9]. Áp suất cục bộ và dòng nước rất cao có thể gây ra ở góc nhập lại của mặt cong. Áp suất va đập cục bộ có thể vượt quá áp suất thủy tĩnh theo hệ số từ 10 đến 50. Các bộ phận của kết cấu nơi xảy ra va đập phải được thiết kế cho những áp suất cao này. Chúng có thời gian rất ngắn (dưới 0,2 s).

Cần phải đánh giá cẩn thận sự phân bố của áp suất nâng lên dưới đáy các thùng chìm và các dạng kết cấu khác được đặt trên lớp đệm dạng hạt nơi áp lực nước có thể thay đổi bên dưới kết cấu (xem Điều 5.11.3.4).

5.11.3.3.2 Phương pháp giảm tải trọng sóng

Tải trọng sóng trên công trình có thể được giảm bằng bất kỳ cách nào sau đây:

TCVN 11820-6:2023

- a) cho phép một mức độ sóng tràn;
- b) cung cấp một mặt có để lỗ;
- c) đặt một đê đá trước tường;
- d) dốc phần trên của tường mặt.

Nagai [9] đã khẳng định rằng tải trọng sóng có thể giảm 60% bằng cách cung cấp mặt trước có đục lỗ.

Tuy nhiên, hành động như vậy rất nhạy cảm với chu kỳ sóng và không phải lúc nào cũng hiệu quả.

Tải trọng sóng cũng có thể được giảm bằng cách che phủ hoặc che phủ một phần mặt đứng bằng một đê đá đổ. Đối với thiết kế sơ bộ, phương pháp do Viện Nghiên cứu Cảng và Bến cảng, Nhật Bản [10] đưa ra có thể được sử dụng để ước tính tải trọng sóng lên công trình.

Tải trọng ngang có thể được giảm đáng kể bằng cách cung cấp một mặt dốc trên đỉnh của đê chắn sóng [xem Hình 13 (b)]. Khi độ dốc bắt đầu ở mực nước thiết kế, mức giảm có thể lên đến 50% nhưng tình trạng sóng tràn, phụ thuộc vào độ cao và góc của mái dốc, có thể rất nghiêm trọng. Ngoài ra mặt dốc có thể chịu áp lực tác động lớn do sóng vỡ. Tác động của sóng trên mặt dốc tạo ra thành phần lực theo phương thẳng đứng, trong một số trường hợp có thể cải thiện độ ổn định chống lại cả trượt và lật.

Có nhiều ý kiến cho rằng liệu lực ngang và lực dọc trên mặt dốc luôn cùng pha với lực trên mặt thẳng đứng. Với các mặt nghiêng, phản xạ sóng có thể được giảm bớt, dẫn đến các bụng sóng nông hơn và cải thiện độ ổn định của công trình chống lại hiện tượng xói chân.

Chỉ trong trường hợp a), khi cho phép sóng tràn qua mặt đứng, thì tải trọng sóng mới có thể được ước tính tương đối đáng tin cậy, vì phương pháp thiết kế này đưa ra câu trả lời trực tiếp. Trong các trường hợp khác, cần kiểm tra mô hình để xác định tải trọng sóng.

5.11.3.3.3 Sử dụng các thử nghiệm mô hình thủy lực

Thử nghiệm mô hình thủy lực nên được sử dụng để ước tính tải trọng sóng trên tất cả các kết cấu chính ngoài các tường phản xạ hoàn toàn với sóng không vỡ. Quy trình khuyến nghị để kiểm tra mô hình thủy lực được nêu trong Điều 5.8.

Các yếu tố có thể được khảo sát là:

- a) áp lực sóng và tổng tải trọng, để xác định các thành phần nằm ngang, dọc và lật;
- b) sóng tràn, để xác định lượng và sự truyền sóng tới phía sau;
- c) hệ số phản xạ;
- d) bảo vệ chống xói ở chân.

5.11.3.3.4 Tải trọng địa chấn

Hướng dẫn về tác động của động đất được nêu trong Điều 7 trong TCVN 11820-1:2017. Thiết kế phải dựa trên các quy định về động đất của địa phương, nếu những quy định này được coi là phù hợp. Đối với việc thiết kế kết cấu trọng lực, việc sử dụng các phương pháp giả tĩnh để phân tích ổn định thường

sẽ thích hợp. Chúng không nhất thiết phải đủ để thiết kế nền móng, Trong đó: cần tính đến các cân nhắc nêu trong Điều A.8.

5.11.3.4 Ổn định tổng thể

Khi thẩm tra ổn định tổng thể, cần lưu ý những trường hợp như sau :

Trường hợp vật liệu đắp sẽ được đặt sau đê chắn sóng hoặc đặt một đê đá đổ ở mặt hướng ra biển của nó, thì ảnh hưởng của tổng tải trọng này lên kết cấu phải được tính đến trong tính toán ổn định.

Áp lực nâng lên dưới các thùng chìm có thể thay đổi giữa phân bố hình tam giác khi có hệ thống thoát nước tự do ở phía sau và toàn bộ áp lực nâng lên trên nền khi không có thoát nước tự do.

Cần xem xét khả năng các điều kiện thiết kế ban đầu có thể không đạt được trong quá trình sử dụng, ví dụ: nếu một nền dạng hạt bị tắc nghẽn bởi các chất cặn mịn. Khi kiểm tra an toàn chống lật, cần xem xét áp lực nâng lên nghiêm trọng nhất.

Có ý kiến cho rằng không nên cho rằng hệ số ma sát giữa nền bê tông phẳng của kết cấu và vật liệu dạng hạt thô không được lớn hơn 0,6. Với đê thùng chìm có nếp gấp (xem Điều 5.11.4.2) các giá trị cao hơn có thể thích hợp.

Đối với đê chắn sóng thùng chìm, khi chế độ sóng được xác định rõ và dịch chuyển của đê không ảnh hưởng đến chức năng của đê chắn sóng thì yêu cầu về ổn định tổng thể có thể thấp hơn yêu cầu tiêu chuẩn. Trường hợp hoạt động của các bên phía sau của đê chắn sóng có thể bị nguy hiểm hoặc ở nơi không thể chấp nhận được dịch chuyển của kết cấu, thì yêu cầu về độ ổn định tổng thể phải cao hơn yêu cầu tiêu chuẩn. Việc lựa chọn các giá trị cụ thể phải dựa trên đánh giá rủi ro.

Các yếu tố an toàn tương tự nên được áp dụng cho các loại kết cấu tường đứng khác. Các đặc điểm cụ thể của đê chắn sóng bị trượt do Goda đưa ra [10].

5.11.3.5 Nền móng

Các giá trị chịu tải lớn nhất truyền đến vật liệu nền móng hoặc trực tiếp hoặc qua lớp nền đã chuẩn bị không được vượt quá các giá trị cho trong TCVN 11820-4.1

Hệ số an toàn chống trượt tròn hoặc phá hoại kiểu nêm của nền móng phải được tính toán. Hướng dẫn về các giá trị phù hợp được nêu trong TCVN 11820-4.1.

Độ lún của nền đê chắn sóng cần được đánh giá và đối với đê chắn sóng mặt đứng, thường có thể chịu đựng được độ lún rất nhỏ, do đó các kết cấu như vậy thường chỉ được sử dụng trong điều kiện nền đất tốt.

Các nguyên nhân gây lún được liệt kê trong Điều A.8 cần được xem xét.

Thay thế bất kỳ vật liệu nền yếu nào bằng đá dăm, sỏi hoặc cát lấp có thể mang lại giải pháp cho cả nền móng không đủ ổn định và độ lún quá mức.

Có thể hạn chế sự di chuyển của vật liệu hạt mịn từ mặt đất dưới nền vào nền đá dăm hoặc vật liệu đệm dạng hạt bằng cách cung cấp một lớp lọc. Hướng dẫn về thiết kế bộ lọc được đưa ra trong Điều A.5.

Rất khó đánh giá ảnh hưởng của độ dốc thủy lực ngược lên vật liệu nền. Thâm chống xói (xem Điều 5.11.3.6) bảo vệ chống lại ảnh hưởng này.

Khi kết cấu chịu tải trọng động của tải trọng sóng, tải trọng lặp lại có thể gây ra sự tích tụ áp lực nước lỗ rỗng trong lòng đất, có thể dẫn đến hóa lỏng vật liệu hạt mịn. Bất cứ nơi nào có thể, vật liệu hạt mịn nên được loại bỏ và thay thế bằng lớp nền bằng đá dăm và lớp bảo vệ chống xói sẽ cho phép phân tán nhanh áp lực nước lỗ rỗng. Ngoài ra, các kỹ thuật cải tạo đất có thể được sử dụng để nén chặt vật liệu hạt mịn.

5.11.3.6 Bảo vệ chống xói

Tác động của sóng ở mặt đứng sẽ gây ra nhiều động nghiêm trọng ở mặt đáy. Khi công trình sẽ được đặt trên một lớp vật liệu dạng hạt đã được san phẳng và chuẩn bị sẵn, thì đáy biển phía trước kết cấu, phải được bảo vệ chống xói và khả năng phá hoại của nền móng. Xói cũng có thể ảnh hưởng đến nền đá, đặc biệt là đá phấn hoặc đá mềm tương tự.

Do những hậu quả nghiêm trọng có thể xảy ra của xói trước các công trình tường đứng, và vì chi phí bảo vệ chống xói nhỏ so với chi phí của công trình, nên việc bảo vệ phải được thiết kế trên cơ sở thận trọng. Kích thước, mặt cắt và phạm vi bảo vệ của đá đối với các công trình quan trọng cần được kiểm tra bằng cách thử nghiệm mô hình, đặc biệt là khi xảy ra các điều kiện sóng vỡ.

Xói trước công trình có thể làm giảm khả năng chịu lực và/hoặc sức kháng bị động của đất. Rất khó để ước tính phạm vi xói có thể xảy ra ngay cả bằng cách sử dụng thử nghiệm mô hình.

Một cách tiếp cận thận trọng nên được áp dụng trong việc ước tính các tác động của việc xói lên sự ổn định.

Kích thước của đá cần thiết để bảo vệ khỏi tác động của sóng có thể được xác định từ công thức Hudson (xem Điều A.5.2). Kết quả dựa trên thử nghiệm mô hình sử dụng sóng điều hoà.

Một số kết quả đã được công bố về sóng ngẫu nhiên không vỡ và những kết quả này chỉ ra rằng biểu thức sau đây là đủ để định cỡ sơ bộ của đá lớp phủ.

$$W = \frac{W_r H^3}{N_s^3 X^3} \quad (5)$$

Trong đó:

H là chiều cao sóng thiết kế tại vị trí công trình, tính bằng mét (khuyến nghị giá trị không nhỏ hơn $H_{1/10}$);

N_s là số ổn định thiết kế cho nền móng bằng đá đổ và lớp bảo vệ chân;

W_r là trọng lượng đơn vị của đá (bề mặt bão hòa khô) tính bằng N/m^3 ;

X là mật độ khối lượng tương đối của lớp phủ đá, so với nước tại công trình, tức là $(W_r / W_w - 1)$

W_w là trọng lượng đơn vị của nước (giá trị điển hình, nước ngọt = $9.810 N/m^3$; nước biển = $10.050 N/m^3$).

Giá trị của N đối với các điều kiện sóng không vỡ có thể lấy từ Hình 23, với điều kiện là các trường hợp đại diện Trong đó: có thể so sánh được với các điều kiện thiết kế.

Cần xem xét tác động của các dòng chảy dẫn đến xói mòn đáy biển (xem Điều 5.5 trong TCVN 11820-2: 2017). Đây có thể là do tác động của thủy triều hoặc do phản xạ của sóng xiên ra khỏi mặt của đê chắn sóng. Sự tập trung của các dòng chảy có thể xảy ra khi thay đổi hướng tuyến và ở cuối đê chắn sóng. Có thể lấy một số hướng dẫn về kích thước của đá để bảo vệ chống lại dòng chảy từ phương trình Isbash để bảo vệ lòng kênh.

Theo biểu thức Hudson :

$$W = 0.0219 \frac{V^6 W_r}{g^3 X^3} \left(1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \phi} \right)^{-3/2} \quad (6)$$

Trong đó:

W là trọng lượng trong không khí của từng viên đá, tính bằng N;

V là vận tốc dòng chảy lớn nhất, tính bằng m/s;

W_r là trọng lượng đơn vị của đá (bề mặt bão hòa khô), tính bằng N/m³;

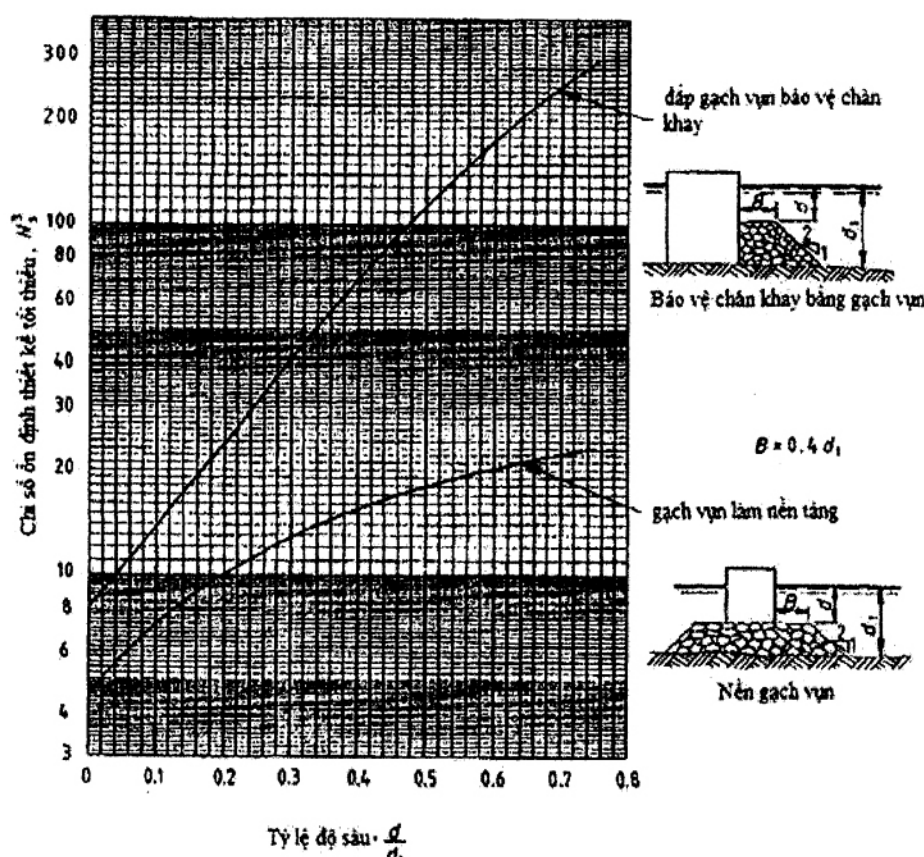
X là mật độ khối lượng tương đối của lớp phủ bằng đá, so với nước tại công trình tức là $(W_r / W_w - 1)$

W_w là trọng lượng đơn vị của nước (giá trị điển hình, nước ngọt = 9.810 N/m³; nước biển = 10.050 N/m³);

θ là góc mái dốc;

ϕ là góc nghỉ của đá lớp phủ.

Khi dòng chảy kết hợp với tác động của sóng, người ta cho rằng trọng lượng của đá cần thiết để bảo vệ chống lại hiện tượng xói do sóng nên tăng lên 50%. Một cách tiếp cận khác là tính toán ứng suất cắt do sóng và dòng chảy và xem xét ảnh hưởng tổng hợp của chúng.



Hình 23 - Số ổn định N_s đối với móng đá đổ và bảo vệ chân

Khi tiến hành xây dựng, đáy biển ở phần cuối lộ ra của công trình có thể bị xói đặc biệt nghiêm trọng, có thể so sánh với đáy biển ở phần cuối của công trình đã hoàn thành (xem Điều 5.11.3.8). Do đó cần xem xét yêu cầu bảo vệ chống xói trước hoặc ngay sau khi thi công từng chiều dài của tường đứng.

Chưa có tiêu chí chính xác nào được thiết lập để xác định chiều rộng yêu cầu của lớp bảo vệ chống xói. Nói chung, xói có thể được giả định là lớn nhất trong phạm vi $1/4$ bước sóng của tại mặt tường công trình. Đối với các mục đích sơ bộ, thêm phải được thiết kế để mở rộng đến khoảng cách phía trước tường bằng không ít hơn hai lần chiều cao sóng thiết kế như được xác định cho biểu thức A.1. Khoảng cách này đôi khi cần được tăng lên để duy trì sự ổn định địa kỹ thuật của nền móng.

CHÚ THÍCH: Xem Điều A.7 để thảo luận thêm về thiết kế bảo vệ chống xói.

5.11.3.7 Kết cấu đỉnh

Thông thường, một tường đỉnh cao sẽ chỉ được yêu cầu ở những nơi cần thiết để loại bỏ sóng tràn, để bảo vệ các công trình lắp đặt quan trọng khỏi bị hư hỏng. Có thể cung cấp lan can có hình dạng để đảo ngược dòng chảy do dòng chảy ngược lên nhưng không nhất thiết sẽ hiệu quả đối với các đợt sóng lớn trong thời gian dài gây ra dòng chảy ngược lớn.

Ngoài tải trọng ngang, kết cấu nắp trên đỉnh cũng phải được thiết kế để chống lại tải trọng do khối lượng lớn nước rơi vào.

Kết cấu đỉnh nên được xây dựng sau khi bất kỳ độ lún ban đầu nào của công trình đã diễn ra. Các mối nối phải được thiết kế để cho phép ảnh hưởng của độ lún lâu dài sau đó.

5.11.3.8 Đầu đê

Phần đầu của đê chắn sóng cần được xem xét đặc biệt đối với các yếu tố được liệt kê trong Điều A.9.

Ở đầu của đê chắn sóng có mặt đứng có thể có tác động sóng lớn cả bên trong và bên ngoài đê nên các đỉnh và bụng sóng ở các mặt đối diện có thể tạo ra tổng lực sóng lớn hơn. Do đó, đôi khi cần phải tăng trọng lượng của kết cấu, thường bằng cách làm cho nó rộng hơn.

Đáy biển ở phần đầu của đê chắn sóng mặt đứng có thể dễ bị xói hơn ở phần đầu của đê đá đổ (xem A.9) do mặt cắt thay đổi đột ngột. Tác động của việc xói có thể được giảm bớt như sau:

- a) bằng cách cung cấp một mặt ngoài được uốn cong trên mặt bằng;
- b) tăng khả năng bảo vệ chống xói so với yêu cầu dọc theo thân của đê chắn sóng: chiều rộng của lớp bảo vệ và khối lượng của đá phải tăng ít nhất 50%; sự bảo vệ như vậy sẽ cần phải tiếp tục dọc theo mặt chính trong một khoảng cách thích hợp.

5.11.3.9 Độ bền và chi tiết

Cần xét đến tuổi thọ khi thiết kế đê chắn sóng tường đứng bê tông cốt thép. Kết cấu bê tông được xây dựng đúng cách sẽ bền hơn trong điều kiện biển so với những kết cấu sử dụng cọc ván thép.

Khuyến cáo rằng, để có độ bền, việc sử dụng cốt thép được giữ ở mức tối thiểu bằng cách cung cấp bê tông khối lớn có độ dày, cường độ và chất lượng thích hợp.

Cần xem xét ảnh hưởng đến độ bền mài mòn của vật liệu sinh ra từ biển, đặc biệt là trong trường hợp kết cấu cọc ván thép. Sự mài mòn thường nghiêm trọng nhất ở khu vực bãi biển.

Tính kinh tế lớn hơn thường đạt được bằng cách hướng tới sự đơn giản trong xây dựng và thiết kế chắc chắn hơn là cố gắng giảm số lượng vật liệu trong kết cấu bằng cách sử dụng các chi tiết phức tạp.

5.11.4 Công trình kiểu thùng chìm

5.11.4.1 Khái quát

Công trình bao gồm các thùng chìm bê tông cốt thép là một dạng phổ biến của đê chắn sóng mặt đứng. Chúng có thể được thiết kế để đánh nổi vào vị trí và hạ chìm hoặc để hạ trực tiếp xuống đáy biển bằng cần trục di chuyển trên công trình đã hoàn thành hoặc các máy trên phao nổi.

Các thùng chìm thi công nổi thường là kết cấu có nhiều ô và có thể được xây dựng với hầu hết mọi kích thước tương thích với điều kiện mặt đất và phương pháp xây dựng. Các thùng chìm không xây dựng nổi thường là các ô tròn đơn lẻ và có đáy hờ: kích thước của chúng bị giới hạn bởi sức nâng của cần cẩu có sẵn.

Nhiều khía cạnh của thiết kế và xây dựng các thùng chìm cho công trình bến cũng áp dụng cho các thùng chìm cho đê chắn sóng. Nói chung, cần có dung sai lớn hơn trong các điều kiện phơi nhiễm nhiều hơn của việc xây dựng đê chắn sóng. Các điểm bổ sung đặc biệt đối với đê chắn sóng được thảo luận trong các Điều 5.11.4.2 đến 5.11.4.7.

5.11.4.2 Hình dạng

Các thùng chìm đánh nổi thường được xây dựng với một đế bằng phẳng để tựa trên một mặt phẳng bằng phẳng đã chuẩn bị sẵn [xem Hình 13 (a) và Hình 13 (b)]. Các đế của thùng chìm đôi khi được đúc trên ván khuôn dạng sóng để tạo ra mặt dưới thô cho đế nhằm tăng khả năng chống trượt (xem Điều 5.3.1.4 trong BS 6349-2: 2019). Thùng chìm chủ yếu có hình dạng chữ nhật trong mặt bằng và thường được chia thành các ô để tăng sức chịu và kiểm soát sự ổn định trong quá trình kéo, đánh chìm vào vị trí và lấp đầy khi ở vị trí sâu cùng. Mặt của mỗi ô có thể là mặt phẳng hoặc mặt cong trên mặt bằng.

Trường hợp nền là đá, có thể sử dụng các thùng chìm hình tròn có đáy hờ. Đây thường là các cấu trúc ô đơn được đặt bởi một cần trục chạy trên các ô đã đặt trước đó. Sau khi thùng chìm đã được định vị trên đáy biển, phần đế phải được hoàn thiện bằng bê tông tremie [xem Hình 13 (c)]. Có thể sử dụng các thùng chìm đáy kín khác thích hợp để nổi vào vị trí được cung cấp với các tường kiểu then cài ở dưới và tạo thành một chốt chống cắt với các rãnh đào vào bề mặt đá.

Khi cao độ nền dọc theo đê chắn sóng khác nhau, nhìn chung sẽ kinh tế nếu cung cấp các thùng chìm có hình dạng mặt bằng tương tự trong toàn bộ công trình. Chiều cao của các đơn vị sẽ thay đổi dọc theo đê chắn sóng.

Các ô hướng ra biển của một thùng chìm đánh nổi có thể được thiết kế để cung cấp một mặt có thể lỗ và khoang sóng, nhưng sau đó phải tính đến các vấn đề đặc biệt về độ ổn định nổi và ứng xử trong quá trình chìm.

5.11.4.3 Nền móng

Các thùng chìm đánh nổi thường được đặt trên nền móng dạng hạt đã chuẩn bị sẵn.

Một thùng chìm có thể bị tác động sóng nghiêm trọng ngay sau khi định vị. Do đó, cần đặt và hoàn thành công tác bảo vệ bề mặt phía biển càng sớm càng tốt sau khi định vị. Nếu việc xây dựng phải dừng lại vì một cơn bão, thì thùng chìm cuối đặc biệt dễ bị hư hại do xói. Đôi khi phải cung cấp biện pháp bảo vệ chống xói tạm thời ở phần cuối và cần phải loại bỏ lớp này trước khi có thể bắt đầu thi công. Có thể khuyến khích các thử nghiệm mô hình được thực hiện để điều tra mức độ bảo vệ tạm thời cần thiết.

Nơi nền móng được đặt để chứa các thùng chìm có độ cao khác nhau, cần phải đặt các thùng chìm sâu hơn trước mặc dù điều này có nghĩa là sẽ làm việc từ phần sâu hơn ra biển của đê chắn sóng. Cần đặc biệt cẩn thận trong việc thiết kế các móng ở chỗ giao nhau để tránh chênh lệch lún và xói.

5.11.4.4 Điều kiện đánh nổi

Để kéo và định vị, cần có các điểm neo thích hợp để kéo dây trong kết cấu.

Để kéo trong điều kiện biển hờ, nơi sóng có thể tác động mạnh, cần có boong kín nước.

Trong trường hợp cần có dầm để ổn định, chuyển động sẽ bị hạn chế ở dạng thùng chìm dạng ô.

Tuy nhiên, nếu các ô rất lớn, đôi khi cần phải cung cấp các vách ngăn tạm thời. Toàn bộ hoạt động định vị phải được lên kế hoạch cẩn thận để các tàu kéo, tời và neo được phối hợp đúng cách và các van xả được mở theo đúng trình tự.

Cần tiến hành phân tích kỹ lưỡng các điều kiện thời tiết và chế độ sóng để xác minh rằng có đủ thời gian lặn sóng để chuẩn bị đầy biển, định vị và đánh chìm các thùng chìm nhằm đạt được tiến độ hợp lý trong xây dựng.

5.11.4.5 Lắp đầy

Việc lắp đầy phải được tiến hành ngay sau khi thùng chìm được định vị chính xác. Các khoang hướng biển ngoại trừ những nơi được thiết kế như để lỗ phải luôn được lắp đầy hoàn toàn để ổn định khi chịu tải trọng sóng. Các khoang phía sau có thể được lắp đầy một phần để giảm áp lực chịu lực tối đa và tăng độ ổn định. Khi thiết kế cho điều kiện này, các lực hướng ra ngoài do chênh lệch mực nước khi bụng sóng ở mặt biển của tường cũng cần được xem xét.

Lắp đầy thường bằng cát nhưng các khoang phía biển có thể được lắp bằng bê tông nghèo để tăng khả năng chống chịu tải trọng va đập.

5.11.4.6 Các mối nối giữa các thùng chìm

Các khe hở giữa các thùng chìm nói chung phải được đóng lại để ngăn cản sự chuyển động của nước và bảo vệ lớp đệm khỏi bị xói mòn bởi các dòng chảy có vận tốc cao do tác động của sóng; Hình 24 mô tả các chi tiết khe nối điển hình.

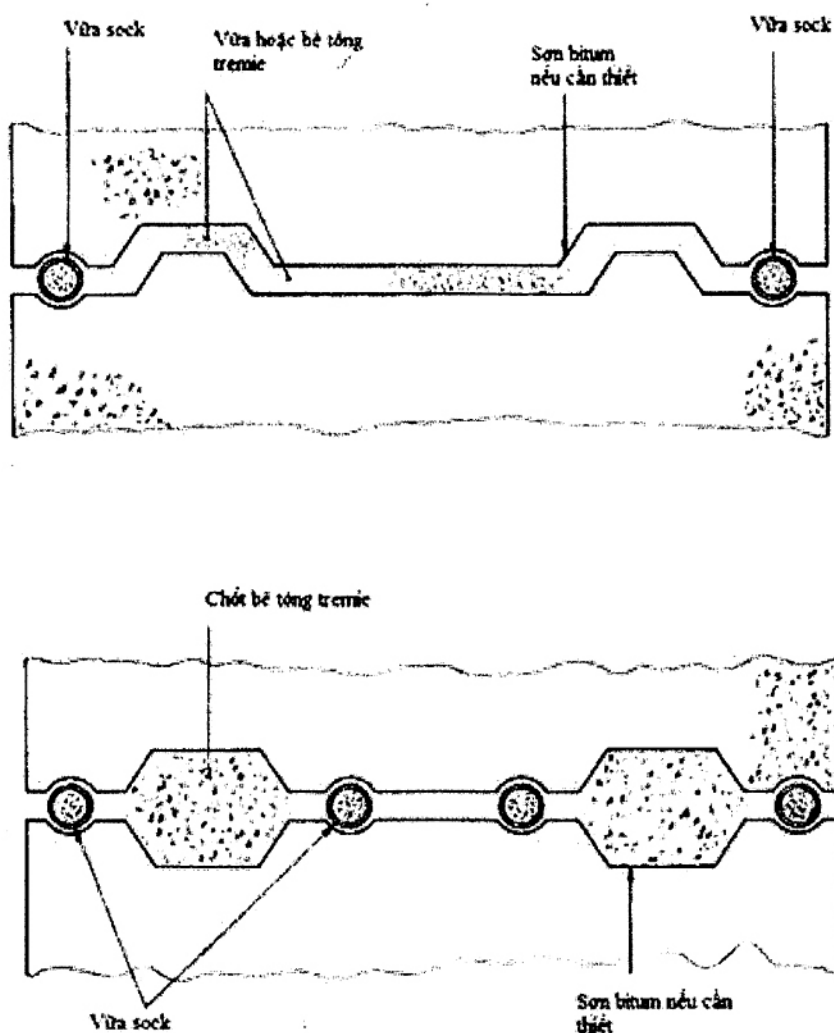
Các khớp có khóa đôi khi cần thiết để truyền tải giữa các thùng chìm để tránh chuyển động tương đối.

Đã đề xuất rằng các mối nối kiểu khoá phải có khả năng truyền lực cắt bằng 25% tải trọng ngang lớn nhất trên một thùng tới thùng liền kề. Ngoại trừ trường hợp các thùng chìm được đặt trên nền đá, một số chỗ lún tương đối có thể xảy ra và các khớp nối phải cho phép dịch chuyển thẳng đứng.

Mối nối trên mặt hướng biển phải được làm càng gần càng tốt với mặt hướng biển để giữ chiều sâu của khe hở giữa các thành thùng chìm ở mức tối thiểu. Nếu nước có khả năng chứa nhiều trầm tích, đặc biệt là sỏi, có thể cần phải cung cấp thêm độ dày của bê tông để cho phép bề mặt mối nối bị xói mòn.

Nếu sóng bão có thể xảy ra bất cứ lúc nào trong quá trình xây dựng, mối nối nên được hoàn thành càng sớm càng tốt nhưng khi có thể dự báo thời gian yên lặng hợp lý với độ tin cậy, đôi khi tốt hơn là để cho phép lún sơ cấp diễn ra trước.

Nếu có thể có độ lún chênh lệch giữa các thùng chìm, các bề mặt của mối nối phải được sơn một lớp chống trượt chẳng hạn như bitum để tránh dính bám giữa chốt nối và các đường rãnh. Khe hở có thể được bịt kín ở bề mặt bằng cách sử dụng vữa chứa hoặc ống phụt vữa, với bê tông tremie được sử dụng để tạo thành nút nối.



Hình 24 - Các khe nổi thùng chìm điển hình

5.11.4.7 Kết cấu đỉnh

Nếu kết cấu đỉnh được cung cấp, thông thường sẽ hoàn thành nó sau khi đánh chìm và lấp đầy thùng chìm để có được một tuyến thẳng tốt. Việc lựa chọn bao nhiêu kết cấu đỉnh để đúc sẵn với thùng chìm phụ thuộc vào thiết kế tổng thể, độ sâu nổi và độ ổn định. Kết cấu đỉnh, có hoặc không có mặt nghiêng, thường tạo ra một mặt cắt ngang không đối xứng và có thể gây khó khăn cho việc đánh chìm.

5.11.5 Công trình khối bê tông

Các khối bê tông đúc sẵn đã được sử dụng để xây dựng đê chắn sóng trong một thời gian dài và các ví dụ lâu đời có thể được tìm thấy tại Dover và Peterhead. Một số chi tiết được sử dụng ở đó bây giờ không có tính kinh tế. Hướng dẫn về thiết kế và xây dựng tường chắn bằng bê tông được nêu trong TCVN 11820-5 và có thể được sử dụng trong thiết kế khối xây đê chắn sóng mặc dù đê chắn sóng thường

đứng tự do hơn là kết cấu tường chắn đất. Các điểm bổ sung đặc biệt đối với đề chắn sóng được thảo luận dưới đây.

Thường cần có một nền bê tông hoặc đá dăm đã được chuẩn bị sẵn để xây dựng các khối nhà; Chuẩn bị đáy bằng thợ lặn đòi hỏi thời tiết yên lặng để đặt chính xác các khối, cần trực đặt khối có thể được gắn trên tường đã xây dựng trước đó.

Trường hợp độ lún của móng không đáng kể, nên sử dụng các khối có liên kết. Nhìn chung, các khối phải được lồng vào nhau để tăng cường khối lượng của đề chắn sóng và các mối nối phải được bịt kín và trát vữa để ngăn chặn sự tích tụ áp suất không khí do tác động của sóng.

Trong quá khứ, các khối lát cắt đã được sử dụng để cho phép các tác động của việc lún không đều. Kết cấu khối ghép lát cắt không phù hợp ở các góc do yêu cầu số lượng lớn các loại khối khác nhau. Việc đảo ngược sang mối nối dọc thường là cần thiết ở các góc và phần cuối của công việc lát.

Các hình thức xây dựng khối kết hợp các khoảng trống lớn ở mặt hướng ra biển đã được sử dụng để giảm phản xạ sóng.

Nếu đáy biển là đá và các khối được đúc bằng bê tông tại chỗ, điều quan trọng là phải đạt được sự liên kết tốt giữa đá và lớp móng bê tông để ngăn chặn sự truyền áp lực nước qua các vết nứt. Với đá trầm tích mềm hoặc đá kết dính yếu, có thể gây ra xói mòn ở bề mặt phân cách do tác động của sóng, đặc biệt khi cát được mang theo dạng huyền phù.

Cần đặc biệt chú ý đến bảo vệ chống xói (xem các Điều 5.11. 3.6 và 5.11.4.3).

5.11.6 Kết cấu bê tông khối lớn

Hình 15 cho thấy một ví dụ được xây dựng trong một đề bao cọc ván thép, cọc tạo thành một mặt cố định. Trường hợp vật liệu nền là đá và công trường khô cạn ở mức nước thấp thì không cần đóng cọc ván thép và có thể tiến hành thi công theo thủy triều.

Việc đổ bê tông khối lớn trong đề quay có thể được thực hiện bằng một trong hai phương pháp sau đây tùy thuộc vào độ thấm của đất nền.

- Đổ bê tông dưới nước bằng ống tremie hoặc mở đáy bỏ qua mực nước thấp và tiếp tục thi công trên mức này theo thủy triều.
- Đặt một nút bê tông dưới nước để bịt kín nền rồi hút cạn nước, tiếp tục thi công trên mức này trong thời gian khô ráo. Phương pháp này yêu cầu điều kiện biển êm dịu hơn so với phương pháp đầu tiên vì đề quay dễ bị hư hại hơn do tác động của sóng. Nút bịt phải được thiết kế để chống lại áp lực nâng lên, hoặc phải có đường thoát nước giảm áp dẫn đến bể chứa của máy bơm.

Có thể sử dụng màn trập bên trong đề quay để cho phép thu hồi phần trên của hàng cọc ván. Phần dưới của hàng cọc ván để lại.

Trong trường hợp đáy biển có khả năng dao động về cao độ và có khả năng bị mài mòn của cọc thép bởi vật liệu làm nền, thì nền bê tông nên được đặt thấp hơn mực đáy dự đoán thấp nhất khoảng 1 m.

Điều này là cần thiết để bảo vệ chống phá hoại bê tông trong trường hợp có lác ổ hình thành trên các cọc bên dưới bê tông.

Khi cao trình móng thay đổi, cần chú ý tránh làm lớp móng bị yếu đi khi có sự thay đổi đột ngột hoặc các bước lớn.

5.11.7 Công trình cọc ván kiểu vây ô

5.11.7.1 Khái quát

Chỉ dẫn về thiết kế công trình cọc ván kiểu vây ô được đưa ra trong TCVN 11820-5.

Hình 16 cho một ví dụ điển hình.

Loại công trình này có thể được xây dựng ở độ sâu của nước lên đến khoảng 12 m.

Áp lực va đập có thể làm lệch cọc và hông liên kết khoá. Do đó, không nên sử dụng loại công trình này ở những nơi có thể xảy ra tác động của sóng lớn hoặc sóng vỡ; nó có thể thích hợp để bảo vệ tạm thời hơn là để chắn sóng vĩnh cửu.

Các công trình cọc ván kiểu vây ô đặc biệt có khả năng bị hư hỏng do tác động của sóng trong quá trình xây dựng trước khi hoàn thành việc lấp đầy bên trong. Do đó, mỗi ô đứng tự do nên được lấp đầy ngay sau khi các cọc đã được lắp đặt xong. Đối với cấu tạo ô có vách ngăn liên tục (xem chi tiết ii) trên Hình 16, nên sử dụng trình tự đổ đầy được kiểm soát cẩn thận khi từng phần được đóng lại.

Cọc ván thép bị mài mòn bởi trầm tích dạng hạt (đặc biệt là sỏi có kích thước nhỏ) do tác động của sóng có thể hạn chế tuổi thọ của chúng.

Ăn mòn cũng cần được xem xét. Tuổi thọ thiết kế sẽ phụ thuộc phần lớn vào độ dày của kim loại trong cọc ván. Cần xem xét việc bảo vệ catốt và các phương pháp bảo vệ chống ăn mòn khác.

5.11.7.2 Bảo vệ chống xói

Vì các cọc ván bụng thẳng không thể đóng được vào vật liệu cứng, các công trình cọc ván kiểu vây ô rất dễ bị hư hại do xói ở chân tường.

Cần có biện pháp bảo vệ chống xói khi có bất kỳ nguy cơ nào về vật liệu nền bị xói do tác động của sóng (xem Điều 5.11.3.6). Lớp chống xói sẽ có chức năng kép là ngăn chặn xói và giảm lượng vật liệu di chuyển trên mặt đất có thể gây mài mòn cọc.

5.11.7.3 Kết cấu đỉnh

Các kết cấu đỉnh không được làm liền với hoặc được chống đỡ trên các cọc ván thép dạng bụng thẳng vì điều này có thể ngăn cản sự phát triển của các lực kéo cần thiết trong liên kết khoá. Chống đỡ kết cấu đỉnh trên khối lấp đầy cho phép khối lấp đầy lún sâu hơn và trọng lượng của kết cấu đỉnh nằm trên nó góp phần tăng cường độ chịu cắt của công trình hoàn chỉnh.

Phần giao nhau giữa các ô không được che bởi cấu trúc đỉnh nếu nó có khả năng chịu sự nâng lên của sóng sẽ tập trung ở khu vực này bởi các bức tường cong. Do đó, nếu cần phải có tường chắn sóng để

ngăn hoặc giảm sóng tràn, thì tường chắn sóng phải được bố trí phía sau các điểm giao cắt phía biển giữa các ô liền kề.

Kết cấu đỉnh chỉ nên được xây dựng sau khi hoàn thành lún chính ban đầu. Nếu sóng tràn có khả năng gây xói mòn lớp đất lấp trước khi quá trình lún hoàn tất, cần cung cấp lớp phủ bề mặt tạm thời.

5.11.8 Công trình tường cọc ván kép

Chỉ dẫn về thiết kế công trình tường cọc ván kép được nêu trong TCVN 11820-5.

Hình 17 cho một ví dụ điển hình. Các công trình như vậy có thể được sử dụng ưu tiên cho các công trình cọc ván bụng thẳng kiểu vây ô khi cần các cọc nặng hơn để đóng và các đoạn dày hơn cần thiết để chống ăn mòn.

Điều cần thiết là các vách ngăn ngang phải được cung cấp đều đặn để tăng độ cứng cho các bên trong quá trình xây dựng và sử dụng và để hạn chế hư hỏng và mất khối đất lấp trong trường hợp cọc bị hư hỏng. Khoảng cách vách ngăn từ ba đến năm lần chiều rộng kết cấu tổng thể thường được áp dụng.

Trường hợp đáy biển được hình thành bởi vật liệu dạng hạt, mài mòn có thể xảy ra trong các nhịp của mặt cắt cọc do vật liệu đáy bị giữ lại do tác động của sóng xiên.

Các kết cấu đỉnh có thể tích hợp với các cọc. Độ cứng của cọc được tăng lên bằng cách cố định đầu cọc và nếu một sàn kết cấu được cung cấp thì một số tải trọng sóng có thể được truyền đến các cọc phía sau.

Quá trình lún của vật liệu lấp thường sẽ tiếp tục sau khi xây dựng, do đó cần thiết kế kết cấu mũ để được chống đỡ toàn bộ trên cọc hoặc trên lớp đắp.

5.11.9 Công trình tường cọc ván đơn

Chỉ dẫn về thiết kế công trình tường cọc ván đơn được nêu trong TCVN 11820-5. Hình 18 cho một ví dụ điển hình.

Các công trình như vậy chỉ thích hợp để chống lại tác động của sóng vừa phải. Kết cấu tường đơn độc lập phải được đóng bằng cọc xiên hoặc các phương tiện khác để chống lại áp lực sóng. Khi điều kiện nền đất cho phép, các công trình ở vùng nước rất nông có thể được thiết kế như công xôn để chống lại tác động của sóng nhẹ bằng cách chịu uốn một mình.

Phần đỉnh của công trình nên kết hợp một nắp hoặc đai liên kết để cung cấp tính liên tục trong việc chịu tải trọng sóng. Tác động của sóng sẽ gây ra sự đảo ngược ứng suất trong cọc và đất. Do đó, cần dự phòng mỗi do tải trọng theo chu kỳ, khi tính toán ứng suất làm việc.

Các công trình tường cọc ván đơn dựa vào sự ổn định của chúng khi thâm nhập dưới mức đáy. Điều quan trọng là phải có đủ độ sâu của lớp xói được cho phép trong thiết kế của cọc ván hoặc lớp bảo vệ chống xói được cung cấp. Phần cuối của đề chắn sóng tường cọc ván đơn đặc biệt có khả năng bị xói mòn do dòng chảy và tác động của sóng.

5.12 Công trình hỗn hợp

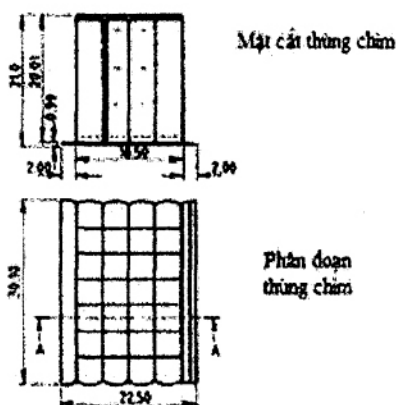
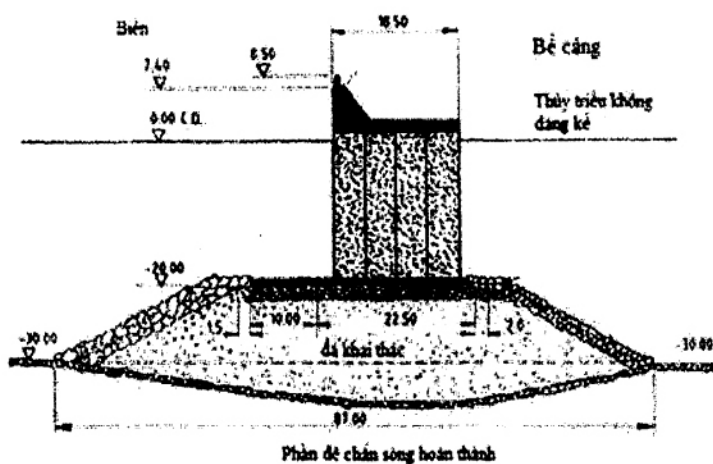
5.12.1 Khái quát

Phần này đưa ra các khuyến nghị và hướng dẫn về thiết kế và xây dựng đê chắn sóng hỗn hợp, như được định nghĩa trong Điều 1.2. Cũng nên tham khảo các Điều 4 và Điều 5 nếu thích hợp.

5.12.2 Các loại công trình

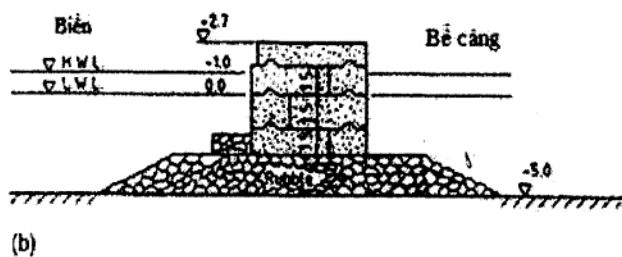
Hình 25 minh họa mặt cắt của các công trình đê chắn sóng hỗn hợp điển hình. Loại kết cấu này có thể được sử dụng làm đê chắn sóng ở vùng nước rất sâu, khi khối lượng đất đá cần thiết cho kết cấu đê đá đổ là không có sẵn, khi không thể thiết kế kết cấu mặt đứng để chịu tải trọng sóng thiết kế trên toàn bộ chiều sâu hoặc để giảm chi phí. Nhiều ví dụ về công trình như vậy có thể được tìm thấy ở Địa Trung Hải, Nhật Bản và các cảng Nam Mỹ Thái Bình Dương.

Kết cấu mặt đứng có thể bao gồm các thùng chìm bê tông cốt thép hoặc khối bê tông đúc sẵn. Các thay đổi về độ sâu của nước có thể được đáp ứng bởi đê đá đổ, do đó, nền của kết cấu đứng có thể nằm ngang trong suốt đê chắn sóng.



(a)

Hình 25 (a) - Các công trình đê chắn sóng hỗn hợp điển hình



(b)

Hình 25 (b) - Các công trình đê chắn sóng hỗn hợp điển hình

5.12.3 Thiết kế công trình đê chắn sóng hỗn hợp

5.12.3.1 Giới thiệu

Các yếu tố chính cần được xem xét trong thiết kế tổng thể của công trình hỗn hợp là lựa chọn mặt cắt, tính năng thủy lực, tải trọng, độ ổn định tổng thể và thiết kế các bộ phận chính của công trình.

5.12.3.2 Các yếu tố ảnh hưởng đến việc chọn mặt cắt ngang

Khuyến nghị rằng, trừ khi dữ liệu sóng cực kỳ tốt và việc kiểm tra mô hình kỹ lưỡng được thực hiện, loại đê chắn sóng hỗn hợp chỉ nên được sử dụng khi độ sâu của nước sao cho tất cả các sóng đều bị phản xạ và sóng vỡ không xảy ra đối với mặt đứng. Các công thức thiết kế về lực sóng chỉ nên được sử dụng để thiết kế sơ bộ.

Để đạt được sự phản xạ toàn phần của sóng theo công trình, các tỷ lệ sau đây đã được đề xuất [65].

$$d \geq 0.75d_1$$

$$d_1 \geq 1.8H_{1/10}$$

Trong đó:

d là độ sâu của nước ở chân mặt đứng;

d_1 là độ sâu của nước ở chân đê đá đổ.

Tuy nhiên, nếu d_1 lớn hơn rất nhiều $1,8H_{1/10}$, thì $d < 0,75 d_1$ là cho phép.

Sự thay đổi của mực nước thủy triều cần được tính đến khi sử dụng các hướng dẫn trên.

Cao trình đỉnh của đê đá đổ cần được xác định dựa trên sự tối ưu hóa của tất cả các yếu tố về thiết kế, xây dựng và chi phí. Trong trường hợp kết cấu thượng tầng bao gồm các thùng chìm được thả nổi vào vị trí, độ sâu cần thiết để nổi phải được tính đến khi xác định cao trình đỉnh của đê đá đổ.

5.12.3.3 Tính năng thủy lực

Đề thảo luận về tính năng thủy lực của kết cấu thượng tầng của công trình hỗn hợp, cần tham khảo Điều 5.11.3.2. Để biết hướng dẫn về tính thấm của đê đá đổ, hãy tham khảo Điều 5.10.

5.12.3.4 Tải trọng

Để biết hướng dẫn chung về tải trọng tác dụng lên công trình mặt đứng, hãy tham khảo Điều 5.11.3.3.

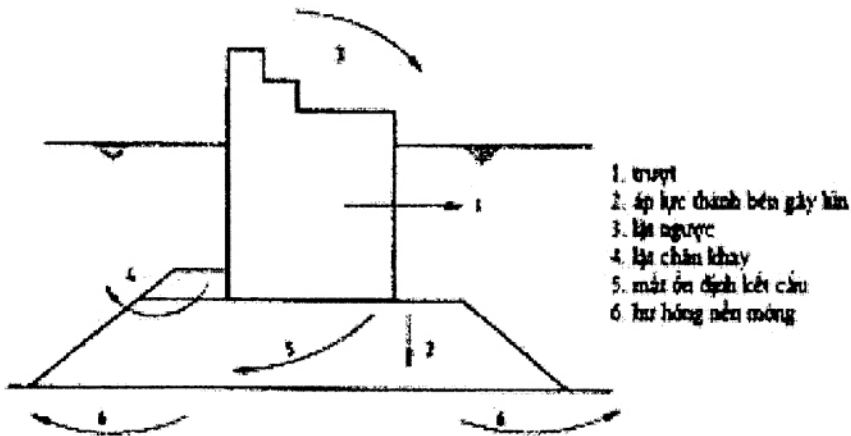
Công thức thiết kế cho áp lực sóng được đưa ra trong Điều 5.5 trong TCVN 11820-2 dựa trên công trình được thực hiện ở Nhật Bản và đã được thử nghiệm dựa trên dữ liệu từ 21 đê chắn sóng đã xảy ra hư hỏng do trượt. Điều đó có nghĩa là có thể áp dụng cho tất cả các loại sóng tấn công khác nhau, từ phản xạ hoàn toàn đến sóng vỡ. Loại thứ hai có thể ở dạng sóng vỡ nhào gây áp suất xung kích cao hoặc sóng vỡ tràn. Các dạng này có thể bị ảnh hưởng bởi hình dạng hình học của đê đá đổ, đặc biệt khi $(d_1 - d) / d$ (xem Điều 5.12.3.2) lớn hơn 0,4 đến 0,5. Chiều rộng của thềm cũng có ảnh hưởng.

Có thể giảm áp lực và tải trọng của sóng lên kết cấu mặt đứng với một mặt có để lỗ và buồng sóng hoặc bằng cách cung cấp một mặt dốc trên cho đê chắn sóng.

5.12.3.5 Tính ổn định tổng thể

Thiết kế tổng thể đòi hỏi phải khảo sát sự ổn định của cả đê đá đổ và cấu trúc thượng tầng. Cần phải kết hợp nhiều cân nhắc cần thiết đối với việc thiết kế các kết cấu mặt đứng và đê đá đổ (xem Điều 5.10.2.3 và Điều 5.11.3.4).

Hình 26 minh họa một số dạng hư hỏng của các bộ phận khác nhau của công trình đê chắn sóng hỗn hợp.



Hình 26 - Các kiểu phá hoại của một công trình đê chắn sóng hỗn hợp

Nguyên nhân chính dẫn đến hư hỏng của công trình hỗn hợp là do xói các đê đá đổ và tải trọng sóng lớn gây ra chuyển vị của kết cấu mặt đứng. Phá hoại của đê đá đổ có thể dẫn đến phá hoại kết cấu mặt đứng do phá hoại nền móng của nó gây sụp đổ về phía biển và / hoặc do sự gia tăng áp lực nâng lên gây ra phá hoại do trượt. Do đó, khuyến nghị rằng một cách tiếp cận thận trọng được áp dụng để thiết kế lớp phủ bảo vệ cho đê đá đổ.

Áp suất nâng lên (xem Điều 5.11.3.4) có thể thay đổi từ phân bố hình tam giác khi đế nằm trên một đê thấm sang áp suất đồng nhất nếu việc tiêu tán áp lực ở mặt sau bị hạn chế. Điều này có thể xảy ra nếu mặt sau của đê bị vật liệu hạt mịn làm tắc nghẽn.

Hệ số ma sát giữa đế và đê đá đổ không được giả thiết lớn hơn 0,6. Có thể ma sát tăng dần theo thời gian.

5.12.3.6 Công trình hạ tầng và nền móng

Hiện tại, không thể mô tả một cách thỏa đáng các vận tốc và gia tốc của chuyển động sóng xảy ra trước một công trình hỗn hợp. Nếu xảy ra sóng dừng thuần túy thì vận tốc cực đại theo phương ngang sẽ xảy

ra ở cách bức tường trước mặt bằng một phần tư bước sóng. Điều này nói chung sẽ lớn hơn chiều rộng của đê ở phía trước của mặt đứng.

Đối với thiết kế chung của kết cấu đê đá đổ, hãy tham khảo Điều 5.10. Định kích cỡ sơ bộ đá lớp phủ chò đê đá đổ nên được thực hiện theo biểu thức (7) áp dụng cho mặt dốc của đê. Tuy nhiên, nó có thể dẫn đến việc đánh giá thấp trọng lượng của lớp phủ trên cùng chịu cả lực nâng thủy tĩnh và các lực phát sinh từ tác động của sóng trên mặt đứng.

Các khối hoặc tấm bê tông đúc sẵn thường được sử dụng để tạo thành lớp phủ trên thềm. Các đơn vị này thường tối thiểu là 10 tấn, nhưng có thể lên đến 30 tấn hoặc hơn. Vì các đơn vị này gần nhau này dễ bị áp lực nâng lên hơn lớp phủ đá, nên có thể cần các lỗ giảm áp để đảm bảo độ ổn định. Độ ổn định của lớp phủ ở đỉnh dốc sẽ bị ảnh hưởng khi đỉnh thềm được tạo thành từ các tấm bê tông vì chúng hầu như không thấm qua do hiệu ứng nhất thời của tác động sóng.

Đỉnh và phần mái dốc trên là những phần quan trọng nhất đối với sự ổn định tổng thể. Đối với thiết kế sơ bộ, chiều rộng đỉnh của đê phía trước tường đứng ít nhất phải là 5 m hoặc có thể chứa ít nhất năm viên đá hoặc đơn vị lớp phủ.

Cần kiểm tra độ ổn định của vật liệu đáy biển (xem các Điều A.7 và 5.11.3.5) và cung cấp bảo vệ chân nếu cần.

5.12.3.7 Kết cấu bên trên

Để biết thiết kế kết cấu bên trên tham khảo Điều 5.11.

5.12.4 Xây dựng

Chỉ dẫn được đưa ra trong Điều 5.10 đối với các đê đá đổ, trong Điều 5.11. 4 đối với các thùng chìm và trong Điều 5.11.5 đối với các kết cấu bằng khối bê tông.

Đê đá đổ sẽ được xây dựng bằng cách sử dụng máy thi công nổi và/hoặc giàn khoan tự nâng. Điều kiện thời tiết thích hợp là cần thiết để xây dựng và trong quá trình thiết kế, cần phân tích số liệu thống kê thời tiết hàng năm để kiểm tra xem có đủ thời gian tĩnh lặng để cho phép tiến độ hợp lý hay không.

Bề mặt của lõi đá dăm nên được làm phẳng cẩn thận để tạo ra một nền đỡ đều cho các thùng chìm đánh nổi và các loại kết cấu bên trên khác khi thích hợp. Cấp phối hạt rộng thường cho phép đối với vật liệu lõi không phải lúc nào cũng phù hợp và thường sẽ cần một lớp làm phẳng đặc biệt. Lớp này phải có độ dày tối thiểu là 0,5 m và kích thước đá lớn nhất là 100 mm. Điều quan trọng là phải bảo vệ vật liệu này khỏi bị xói mòn do tác động của sóng.

Dung sai về cao độ cho lớp đệm dưới các thùng chìm đánh nổi và khối có liên kết với nhau có thể lên đến 150 mm nhưng các biến động lớn hơn đôi khi có thể chấp nhận được đối với khối ghép kiểu lát.

Nếu các thùng chìm được đặt bằng cách nâng vào vị trí, đôi khi có thể đặt chúng lên trên vật liệu lõi.

Để phát triển liên kết khóa và lấp đầy khoảng trống, bê tông ống tremie có thể được sử dụng trong điều kiện thời tiết yên tĩnh.

Nên xây dựng đê đá đổ càng lâu càng tốt trước khi đặt thùng chìm để cho phép lún của đê đá và đất đáy biển.

Để làm được điều này, sự ổn định tạm thời của đê nên được đảm bảo, nếu cần thiết bằng cách bảo vệ tạm thời cho kết cấu đỉnh. Lún của kết cấu bên trên có thể tiếp tục trong một thời gian sau khi hoàn thành và các khớp nối phải được thiết kế để cho phép điều này.

6. Thiết kế theo phương pháp hệ số tải trọng và hệ số sức kháng (OCDI 2020)

6.1 Lựa chọn loại công trình và thiết lập mặt cắt ngang

Khi thiết lập các mặt cắt ngang của đê chắn sóng, loại kết cấu sẽ được lựa chọn dựa trên việc kiểm tra so sánh các điều kiện bố trí, điều kiện tự nhiên, điều kiện sử dụng, tầm quan trọng, điều kiện xây dựng, tính kinh tế, thời hạn xây dựng, khả năng cung cấp vật liệu, và tính dễ bảo trì, xem xét các tính năng của các loại kết cấu tương ứng.

Khi xác định kích thước mặt cắt ngang của công trình tiêu tán sóng trong chức năng tiêu tán sóng của đê chắn sóng, cần phải xem xét đầy đủ về các đặc điểm thủy lực để biểu thị được chức năng tiêu tán sóng đã chỉ định. Đặc biệt, tốt nhất là chiều cao đỉnh của phần tiêu tán sóng xấp xỉ với chiều cao của thân đê chắn sóng để áp lực sóng vỡ xung động sẽ không tác động lên thân đê chắn sóng.

Trong trường hợp bố trí đê chắn sóng có một góc, chiều cao sóng xung quanh góc sẽ tăng lên. Do đó, nên sử dụng kết cấu phản xạ thấp xung quanh các góc.

Phần đỉnh của đê chắn sóng ngập nước được lắp đặt tại một cửa mở có thể bị hư hỏng do sức kéo của các sóng và phần móng và mặt đất bên dưới có thể bị xói do dòng nước biển hình thành, v.v. đi qua phần móng. v.v... Vì vậy, cần phải có các biện pháp phòng chống xói thích hợp khi cần thiết.

Cần lưu ý rằng khi độ thấm qua của nước biển trở nên cao hơn do kết cấu của nền móng, v.v., thì hiệu quả giảm nước dâng do bão sẽ nhỏ hơn. Ngoài ra, sự chênh lệch mực nước thủy triều giữa bên trong và bên ngoài cảng do nước dâng trong bão có thể hình thành dòng nước biển, v.v. đi qua bên trong móng, v.v. Dòng chảy như vậy có thể quét qua mặt đất ở phần dưới của móng v.v... Vì vậy, khi cần thiết phải có các biện pháp phòng chống sạt lở thích hợp.

Lựa chọn kết cấu đê chắn sóng kiểu thấm qua có lợi cho việc thúc đẩy lưu thông nước biển trong bể cảng. Tuy nhiên, điều này cũng dẫn đến dòng chảy của dòng bùn cát ven bờ và sự gia tăng chiều cao của các sóng truyền qua, nên cần phải xem xét đầy đủ các ưu và nhược điểm.

Đê chắn sóng trở thành cơ sở quan trọng cho sự sống của các sinh vật bên trong và bên ngoài các cảng và căn cứ mà chúng gắn bó trong một số trường hợp. Do đó, khi thiết lập kết cấu và kích thước mặt cắt ngang của đê chắn sóng, chúng có thể được thiết kế với điều kiện môi trường cảng được bảo tồn tốt. (Tham khảo Phần I, Chương 3, 2. Công trình cảng cộng sinh) (OCDI 2020).

6.2 Các vấn đề cần được xem xét để duy trì sự tĩnh lặng của bể cảng

Trong việc đặt các đê chắn sóng, chiều cao đỉnh của đê chắn sóng, mối quan hệ giữa vị trí của đê chắn sóng với các tuyến đường thủy và lưu vực, cũng như vị trí và hướng của lối vào bể cảng cần được kiểm tra để duy trì sự tĩnh lặng của bể cảng cần thiết cho việc xếp dỡ hàng hóa và nơi trú ẩn. Trong quá trình xác minh tính năng về độ tĩnh lặng của bể cảng của các lưu vực, *Phần II, Chương 2, 4.6 Khái niệm về độ tĩnh lặng của bể cảng* (OCDI 2020) có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

Hơn nữa, các điều kiện được thiết lập để có thể bảo vệ các công trình cảng sau đê chắn sóng, kể cả khi có bão và thời tiết khắc nghiệt khác.

Chiều cao đỉnh của đê chắn sóng cần thiết để đảm bảo sự tĩnh lặng của bể cảng thường có thể được đặt ở độ cao thích hợp ít nhất là $0,6$ lần chiều cao sóng có nghĩa ($H_{1/3}$) được sử dụng để kiểm tra độ an toàn của đê chắn sóng trên mực nước cao nhất trung bình hàng tháng. Trong trường hợp này, độ cao thích hợp được thiết lập dựa trên sự tĩnh lặng của bể cảng trong lưu vực phía sau đê chắn sóng, việc bảo quản các công trình trong bể cảng sau đê chắn sóng và các yếu tố khác. Trong các đê chắn sóng hiện có, có nhiều ví dụ Trong đó: chiều cao của đỉnh được xác định như sau:

- Trong bến cảng có tàu lớn cập cảng, nơi vùng nước phía sau đê chắn sóng rộng đến mức cho phép sóng tràn ở một mức độ nào đó, độ cao đỉnh sóng được đặt ở mức $0,6H_{1/3}$ so với mực nước cao nhất trung bình hàng tháng trong các trường hợp mà không cần thiết phải xem xét ảnh hưởng của nước dâng do bão.
- Trong bể cảng có diện tích nước phía sau đê chắn sóng nhỏ và được sử dụng cho tàu nhỏ, sóng tràn phải được ngăn chặn càng nhiều càng tốt. Do đó, độ cao của đỉnh được đặt ở $1,25H_{1/3}$ so với mực nước cao nhất trung bình hàng tháng.
- Các giá trị chiều cao đỉnh đê ở trên thường thấy trong các ví dụ thiết kế trước đây có thể được tham khảo về khối lượng sóng tràn và tỷ số truyền.

Đối với các cảng cần xem xét ảnh hưởng của nước dâng do bão, mực nước thủy triều được tính toán bằng cách cộng độ chênh thích hợp với mực nước cao nhất trung bình hàng tháng dựa trên các ghi chép trong quá khứ sẽ được ưu tiên sử dụng làm bề mặt tham chiếu để tính toán chiều cao đỉnh đê.

Trong trường hợp bể cảng có đón tàu lớn, có vùng nước rộng phía sau đê chắn sóng, và có sóng bão lớn gần với sóng thiết kế tấn công thường xuyên trong thời gian dài, hoạt động của bể cảng có thể bị hạn chế do ảnh hưởng sóng tràn qua đê chắn sóng nếu độ cao đỉnh sóng được đặt ở mức $0,6H_{1/3}$ trên mực nước cao nhất trung bình hàng tháng. Do đó, trong một bến cảng như vậy, chiều cao đỉnh tốt nhất nên được đặt cao hơn $0,6H_{1/3}$ so với mực nước cao nhất trung bình hàng tháng.

Đối với ảnh hưởng của sóng phản xạ đến sự tĩnh lặng của bể cảng, *Phần II, Chương 2, 4.4.4 Sự phản xạ của sóng* (OCDI 2020) có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

6.3 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp)

6.3.1 Khái quát

Đê chắn sóng hỗn hợp với các thân đê chắn sóng đứng đặt trên nền móng đá đổ là kết cấu điển hình nhất của đê chắn sóng kiểu trọng lực, do đó, các mô tả chung về đê chắn sóng kiểu trọng lực trong phần này là mô tả về đê chắn sóng hỗn hợp.

Hình 27 cho thấy các ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng hỗn hợp.

Các công trình đã cho có đê chắn sóng đứng được đặt trên móng đá đổ, nên đê chắn sóng hỗn hợp có các đặc điểm gần với đê chắn sóng mái nghiêng và đê chắn sóng đứng khi tỷ lệ giữa độ sâu của đỉnh đê đá đổ với chiều cao sóng trở nên nhỏ hơn và lớn hơn, tương ứng.

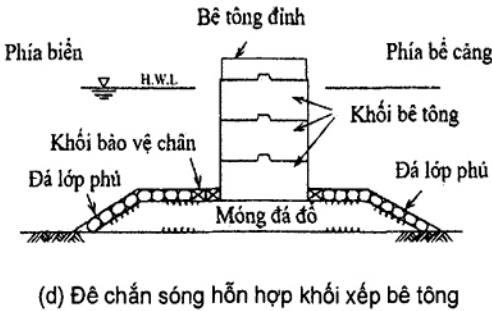
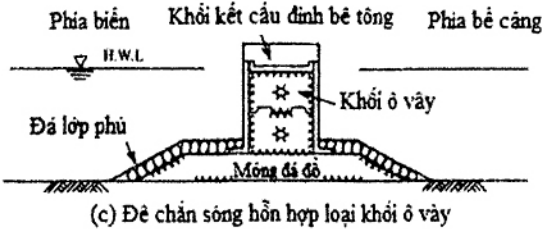
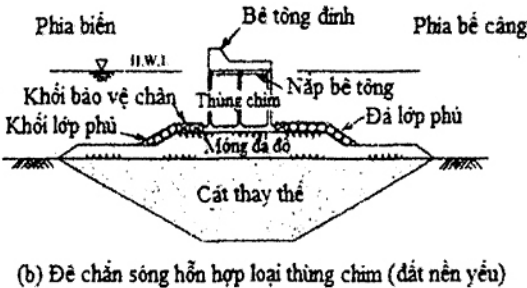
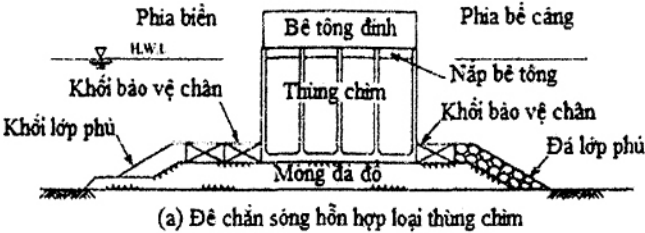
Hình 28 cho thấy một ví dụ về quy trình xác minh tính năng đối với đê chắn sóng hỗn hợp.

6.3.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

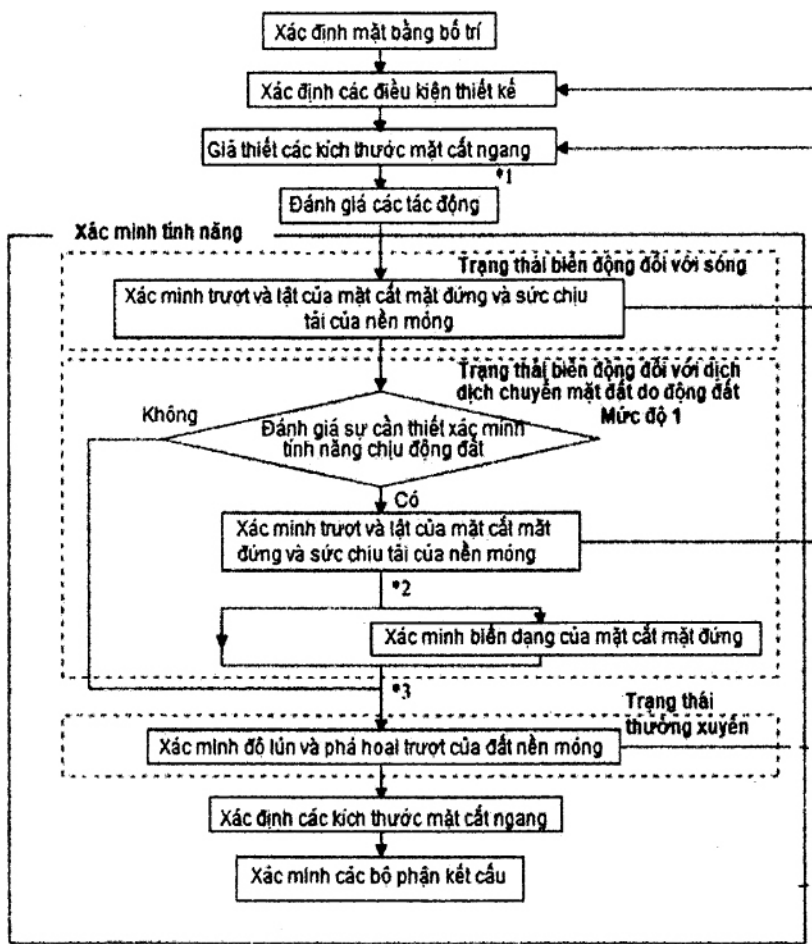
Mặt cắt cơ bản của đê chắn sóng sẽ được thiết lập sau khi làm rõ mối quan hệ của chúng với thủy triều thiên văn thấp nhất, mực nước triều trung bình tháng cao nhất (thấp nhất), mực nước triều trung bình, mực nước triều cao nhất (thấp nhất), mực nước triều cao trong nước dâng do bão, vv Mối quan hệ giữa thủy triều thiên văn thấp nhất và mực nước biển cho công việc xây dựng cũng sẽ được làm rõ nếu chúng khác nhau. Để biết thêm chi tiết về thủy triều, tham khảo Phần II, Chương 2, 3 Mực thủy triều. (OCDI 2020).

Mực nước triều thiết kế để tính toán lực sóng thường được thiết lập theo cách đặt đê chắn sóng vào trạng thái không ổn định nhất, ví dụ như thủy triều cao nhất hoặc thấp nhất hàng tháng trong trường hợp đê chắn sóng cho các cảng mà không cần xem xét đến ảnh hưởng của nước dâng do bão và mực nước triều thu được bằng cách áp dụng các độ chênh thích hợp đối với thủy triều cao nhất hoặc thấp nhất hàng tháng trong trường hợp đê chắn sóng cho các cảng cần phải xem xét ảnh hưởng của nước dâng do bão.

Trong trường hợp nền móng yếu và có thể bị lún, thì chiều cao đỉnh của đê chắn sóng phải được thiết lập với mức cho phép sơ bộ về độ lún hoặc kết cấu của đê chắn sóng sẽ phù hợp với chiều cao đỉnh trong tương lai.



Hình 27 - Các ví dụ mặt cắt ngang của đê chắn sóng hỗn hợp



CHÚ THÍCH

- * 1: Việc đánh giá ảnh hưởng của quá trình hóa lỏng và độ lún không được hiển thị; do đó, điều này phải được xem xét riêng.
- * 2: Việc phân tích biến dạng do dịch chuyển của động đất cấp 1 có thể được thực hiện bằng phân tích động lực học khi cần thiết. Đối với những công trình có ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội, nên tiến hành kiểm tra độ biến dạng bằng phân tích động lực học.
- * 3: Đối với những công trình khi bị thiệt hại gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội thì nên tiến hành xác minh các trường hợp sự cố khi cần thiết.
- Để xác minh trường hợp sự cố, có thể tham khảo Phần III, Chương 4, 2.2 Các nội dung liên quan đến Đề chấn sóng như là các công trình được chuẩn bị cho các sự cố ngẫu nhiên (OCDI 2020). Việc xác minh các trường hợp sự cố liên quan đến sóng sẽ được tiến hành trong trường hợp các công trình xử lý hàng hóa nguy hiểm nằm ngay phía sau đề chấn sóng và thiệt hại đối với các công trình khác sẽ gây ra tác động thảm khốc.

Hình 28 - Ví dụ trình tự xác minh tính năng đề chấn sóng hỗn hợp

Các yếu tố sau đây gây ra lún đe chắn sóng:

- a) Độ lún cổ kết của nền móng;
- b) Rửa trôi đất nền;
- c) Dòng chảy ngang của đất nền;
- d) Chìm đá đổ và các khối xuống đất nền;
- e) Sự co lại của các đe đá đổ do giảm độ rỗng.

Để biết độ lún cho phép cho yếu tố 1) ở trên, tham khảo Phần II, Chương 5, 1. Độ lún nền đất. (OCDI 2020). Do ảnh hưởng của các yếu tố 2) đến 5) ở trên thay đổi theo khối lượng của các mặt cắt đứng và độ dày của các đe đá đổ, nên không thể khái quát hóa các mức cho phép cho các yếu tố này nhưng có thể được quy định một cách đại thể dựa trên các trường hợp thực tế của xây dựng trong quá khứ. Đối với độ lún cổ kết của đất nền sau khi lắp đặt các đe chắn sóng, giới hạn độ lún có thể được quy định cho cả đe đá đổ hoặc kết cấu bên trên, và giới hạn độ lún phải được quy định thích hợp trong cả hai trường hợp có xét đến điều kiện xây dựng và những trường hợp tương tự.

Trong trường hợp nền móng mềm và có độ lún đáng kể hoặc có thể hình dung được sự lún sâu của đe đá đổ, thì các biện pháp đối phó phải được thực hiện theo cách cải tạo nền đất yếu hoặc phân tán các tác động lên các đe chắn sóng thông qua các tấm đệm đặt dưới các đe đá đổ.

Chiều cao đỉnh của đe chắn sóng ở các khu vực biển nông, đặc biệt là ở các bãi cát nông, sẽ được xác định có tính đến việc ngăn chặn bồi lắng bên trong bể cảng do sóng tràn.

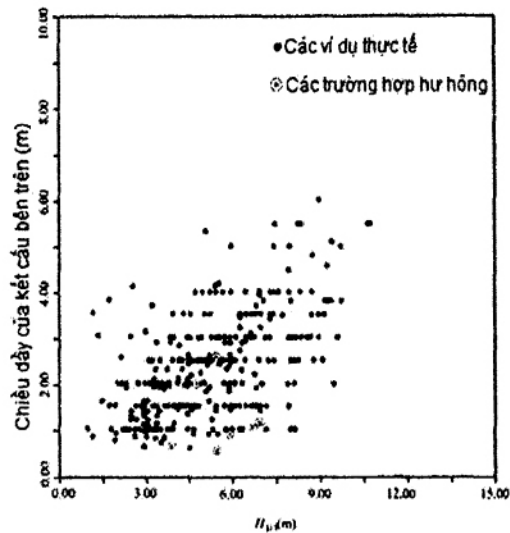
Chiều cao đỉnh của đe chắn sóng được sử dụng để bảo vệ bãi tắm, lấy nước và các mục đích đặc biệt khác sẽ được xác định sau khi hiểu đầy đủ về mục đích của việc xây dựng đe chắn sóng.

Để phòng chống thiên tai, độ dày của kết cấu bên trên của các đe chắn sóng đứng tốt nhất là từ 1 m trở lên trong trường hợp chiều cao sóng có nghĩa phía trước đe chắn sóng là 2 m trở lên hoặc ít nhất là 50 cm trở lên ngay cả trong trường hợp chiều cao sóng có nghĩa nhỏ hơn 2 m. Đối với đe chắn sóng có thân được làm bằng nhiều lớp khối, tốt nhất là bê tông kết cấu bên trên có khối lượng đủ lớn để đe chắn sóng có khả năng chống trượt. Hình 30 cho thấy mối quan hệ giữa độ dày của kết cấu bên trên và độ cao sóng thiết kế bằng cách sử dụng các ví dụ thực tế.

Khi xét rằng các thiết kế thùng chìm với mực nước mặt trên thấp gây ra những hạn chế đối với công việc lắp đặt thùng chìm, lấp cát, đúc nắp và bê tông thượng tầng, các mức bề mặt trên cùng thường được đặt cao hơn so với mực nước triều trung bình hàng tháng. Trong trường hợp đe chắn sóng kiểu khối, tốt hơn là các mức bề mặt trên cùng của các khối trên cùng hoặc các khối ô vây được đặt ít nhất cao hơn mực thủy triều trung bình hoặc cao hơn mực thủy triều cao nhất trung bình hàng tháng để tạo điều kiện xây dựng các công trình bên trên.

Các mức đỉnh của các đe đá đổ phải sâu nhất có thể để bảo vệ các đe đá đổ khỏi các đợt sóng vỡ xung động, ngoại trừ trường hợp sử dụng các thùng chìm làm các phần mặt đứng, các mức đỉnh này phải được thiết lập để các thùng chìm có thể lắp đặt được. Hơn nữa, chiều rộng cơ ở phía biển của các đe đá đổ (không bao gồm phần chân đế) phải đủ rộng tùy thuộc vào chiều cao sóng để giảm các tác động

bất lợi của của lực sóng vỡ xung động càng nhiều càng tốt theo quy định tại Phần II, Chương 2, 6.2.4 Lực sóng vỡ xung động (OCDI 2020).



Hình 29 - Quan hệ giữa chiều dày kết cấu bên trên và chiều cao sóng thiết kế

(Ví dụ thực tế)

Khối lượng đá đổ cần thiết bên dưới các khối và đơn vị lớp phủ phải được đặt một cách thích hợp phù hợp với điều kiện hiện trường để tránh vật liệu bị rửa trôi. Tốt hơn là trọng lượng của đá đổ bên dưới các đơn vị và khối lớp phủ xấp xỉ 1/20 hoặc hơn khối lượng của các đơn vị lớp phủ, và khối lượng của vật liệu được đặt dưới đá đổ bên dưới các đơn vị và khối lớp phủ là khoảng 1/20 hoặc hơn của đá đổ và các khối.

Chiều rộng cơ của các đê đá đổ phải được thiết lập để đảm bảo độ ổn định quy định chống lại phá hoại trượt của đất nền và tải trọng lệch tâm và nghiêng (tham khảo Phần III, Chương 2, 3.2.5 Lực chịu lực chống lại các tác động lệch tâm và nghiêng (OCDI 2020)). Hơn nữa, tốt nhất là chiều rộng cơ ở phía biển được đặt không nhỏ hơn 5 m, không bao gồm các phần chân móng, để giảm ảnh hưởng của tác động của lực sóng vỡ xung động đến mức lớn nhất có thể. Tuy nhiên, điều này sẽ không áp dụng trong trường hợp thùng chìm hỗn hợp và các loại kết cấu đặc biệt khác. Chiều rộng cơ của khối đá đổ phía bên cảng có thể xấp xỉ 2/3 chiều rộng cơ ở phía biển.

Có thể dùng đá đổ phía sau cao để tăng cường khả năng chống trượt của các mặt cắt thẳng đứng. Tuy nhiên, cần thận trọng trong trường hợp như vậy vì đá đổ dễ bị phân tán bởi sóng tràn. Đê đá đổ này nên được cung cấp lớp phủ bằng các khối lập phương hoặc các khối dẹt khi cần thiết. Việc xác minh tính năng của các mặt cắt ngang phải được thực hiện một cách thích hợp khi tham khảo các điều khoản trong Phần III, Chương 4, 3.1.6 Xác minh tính năng và các lưu ý khi gia cố mặt bên cảng của các mặt cắt ngang (OCDI 2020).

Móng đá đỡ phải có độ dày từ 1,5 m trở lên để có thể phân bố rộng rãi tải trọng truyền xuống từ các mặt cắt thẳng đứng, tạo mặt bằng lắp đặt bằng phẳng và ngăn chặn sóng gây ra rửa trôi.

Mặc dù độ dốc của móng đá đỡ phải được xác định trên cơ sở tính toán ổn định, chúng có thể được đặt chung ở mức 1: 2 đến 1: 3 và 1: 1,5 đến 1: 2 tương ứng cho phía biển và phía bên cảng của đê chắn sóng.

6.3.3 Tác động

6.3.3.1. Các loại tác động được xem xét trong các tình huống thiết kế tương ứng

Trong việc xác minh ổn định của đê chắn sóng hỗn hợp, các tác động sau đây sẽ được xem xét trong các trường hợp thiết kế tương ứng với điều kiện là có thể bỏ qua việc xác minh tính năng của trường hợp tác động sự cố trong trường hợp đê chắn sóng, đối tượng thiết kế, không được coi là cơ sở được chuẩn bị cho các trường hợp sự cố.

a) Trường hợp tác động thường xuyên

Tác động trội hơn được xem xét là trọng lượng bản thân của các đê chắn sóng. Để biết cách thiết lập trọng lượng bản thân, tham khảo Phần II, Chương 10, 2 Trọng lượng bản thân (OCDI 2020).

b) Trường hợp tác động biến đổi

- 1) Sóng biến đổi và chuyển động trên mặt đất của trận động đất cấp độ 1 sẽ là những tác động trội hơn cần được xem xét. Để biết cách thiết lập các sóng thay đổi và chuyển động trên mặt đất của trận động đất Cấp 1, hãy tham khảo Phần II, Chương 2, 4.1 Thiết lập các điều kiện sóng và Phần II, Chương 6, 1.2 Các chuyển động trên mặt đất của Động đất Cấp 1 được sử dụng trong Xác minh tính năng của công trình (OCDI 2020) tương ứng.
- 2) Sự cần thiết của việc xác minh tính năng chống động đất về trượt và lật do chuyển động của mặt đất do động đất cấp 1 có thể được xác định trên cơ sở mối quan hệ giữa kích thước mặt cắt ngang của các đê chắn sóng và chuyển động của mặt đất do động đất cấp 1 dưới một trạng thái tác động thay đổi liên quan đến các sóng biến đổi.
- 3) Sự cần thiết của việc xác minh tính năng chống động đất có thể được xác định bằng cách sử dụng mối quan hệ giữa tỷ lệ B_w/h của chiều rộng của thân đê chắn sóng B_w , không bao gồm chân móng đến độ sâu lắp đặt h và gia tốc kỹ thuật lớn nhất tại đá gốc Hình 30. Việc xác minh tính năng khả năng chống động đất có thể được bỏ qua khi các đê chắn sóng liên quan được vẽ bên dưới đường cong trong hình. Hình này được thiết lập trên cơ sở 30 cm là biến dạng dư cho phép của các mặt cắt thẳng đứng của đê chắn sóng chịu các chuyển động trên mặt đất do động đất cấp 1. Do đó, khi áp dụng các giá trị khác đối với biến dạng dư cho phép, cần thực hiện việc xác minh cụ thể về sự phù hợp của chúng.

c) Trường hợp tác động sự cố

Để thiết lập các tác động trong Trường hợp tác động sự cố Trong đó: tác động trội hơn là sóng sự cố, tham khảo Phần III, Chương 4, 2.2 Các mục liên quan đến đê chắn sóng được chuẩn bị cho các sự cố

ngẫu nhiên (OCDI 2020).

6.3.3.2. Những điểm cần chú ý khi thiết lập các tác động

Trong quá trình xác minh tính năng, có những trường hợp mực nước triều nguy hiểm nhất khác nhau tùy thuộc vào các hạng mục xác minh và đối tượng xác minh.

Các thông số sóng cần thiết trong quá trình xác minh tính năng là chiều cao sóng, hướng sóng, bước sóng, chu kỳ, v.v. Để xác định các thông số này, tham khảo Phần II, Chương 2, 4 Điều kiện về mức thủy triều và 3.6 Thiết kế. Để biết dữ liệu về gió được sử dụng trong dự báo sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 2.3 Áp lực gió (OCDI 2020).

Các đê đá đổ có chiều cao đỉnh cao và bề rộng cơ vừa phải có thể tạo ra lực sóng vỡ xung động. Do đó, phải xem xét thích đáng khả năng xuất hiện của lực sóng vỡ xung động bằng cách tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2 Lực sóng trên các tường đứng (OCDI 2020). Cũng cần lưu ý rằng có thể có trường hợp cường độ của áp lực sóng lên đê chắn sóng tăng lên khi chiều cao đỉnh của chúng tăng lên.

Trong kiểm tra tính năng, cần lưu ý rằng các sóng nguy hiểm nhất đối với sự ổn định của các mặt cắt thẳng đứng có thể khác với các sóng trong tính toán khối lượng yêu cầu của các đơn vị lớp phủ.

Trong trường hợp có sự khác biệt về mực nước tĩnh bên trong và bên ngoài đê chắn sóng, nên coi áp suất thủy tĩnh tương đương với sự chênh lệch của mực nước triều.

Cần phải xem xét sức đẩy nổi của các đê chắn sóng dưới mực nước triều tĩnh. Trong trường hợp có sự khác biệt về mực nước triều tĩnh bên trong và bên ngoài đê chắn sóng, sức đẩy nổi có thể được xem xét đối với các phần của đê chắn sóng bên dưới đường nổi mực nước tĩnh bên trong và bên ngoài đê chắn sóng.

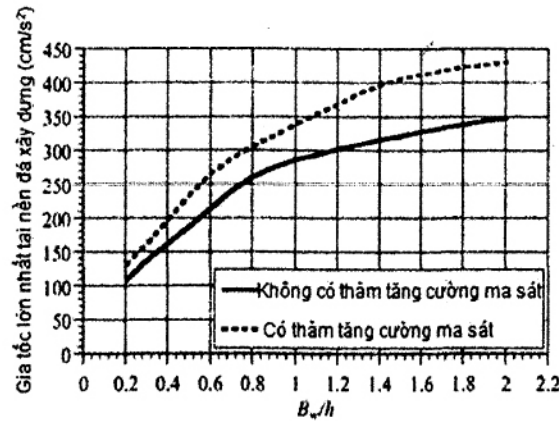
Các ảnh hưởng của áp lực gió, áp lực đất, lực xung kích của tàu và các vật nổi, và dòng chảy phải được xem xét khi cần thiết.

Trong trường hợp có thể xảy ra xói mòn, bồi lắng và thay đổi độ dốc của đáy biển sau khi xây dựng đê chắn sóng, thì ảnh hưởng của những hiện tượng đó cũng phải được xem xét.

6.3.4 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân đê chắn sóng

6.3.4.1 Các hạng mục xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân đê chắn sóng

Đối với các hạng mục xác minh tính năng khi tiến hành kiểm tra tính năng ổn định tổng thể của các đê chắn sóng trong các trường hợp thiết kế tương ứng trên cơ sở phương trình cân bằng tĩnh, tham khảo Phần III, Chương 4, 3.1 [dẫn giải], Bảng 10-3 đính kèm (OCDI 2020). Việc xác minh tính năng của trường hợp tác động tạm thời Trong đó: tác động trội hơn là dịch chuyển trên mặt đất của động đất Cấp 1 có thể được thực hiện trên cơ sở Hình 30. Hình này để xác định sự cần thiết xác minh tính năng sức kháng động đất. Việc xác minh tính năng của một trường hợp tác động sự cố có thể được bỏ qua trong các trường hợp đê chắn sóng là đối tượng thiết kế không được phân loại là các công trình được chuẩn bị cho các sự cố ngẫu nhiên.



Hình 30 Hình xác định sự cần thiết xác minh tính năng sức kháng động đất

6.3.4.2 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân dè chấn sóng trong trường hợp tác động thường xuyên

Việc xác minh tính năng ổn định tổng thể của các dè chấn sóng trong trường hợp tác động thường xuyên Trong đó: tác động trội hơn là trọng lượng bản thân phải được thực hiện đối với các phá hoại trượt tròn của nền móng nói chung.

- Việc xác minh phá hoại trượt tròn của đất nền trong trường hợp tác động thường xuyên liên quan đến trọng lượng bản thân của các dè chấn sóng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (7). Trong phương trình này, các chỉ số k và d lần lượt chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 6, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh tính năng một cách thuận tiện.
- Các hệ số thành phần được thể hiện trong Bảng 6 được thiết lập dựa trên các mức an toàn trong các tiêu chuẩn trước đây. Ngoài ra, hệ số biến thiên C_v của đất dính trong bảng có thể được xác định bằng cách sử dụng hệ số biến thiên C_v tương ứng với hệ số hiệu chỉnh b_1 từ quá trình tính toán các giá trị đặc trưng của lực dính ở Phần II, Chương 3, 2.1. Tính toán các đặc trưng của đất (OCDI 2020). Trong trường hợp này, trong số các lớp đất (không bao gồm các lớp thấu kính) mà các cung tròn có thể đi qua, lớp đất có hệ số biến thiên C_v lớn nhất có thể là lớp đất đại diện.

$$\left. \begin{aligned}
 m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\
 R_k &= \sum \left[\left\{ c'_k s + (w'_k + q_k) \cos^2 \theta \tan \phi'_k \right\} \sec \theta \right] \\
 S_k &= \sum \left[(w_k + q_k) \sin \theta \right]
 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Trong đó::

c' : cường độ cắt không thoát nước đối với đất dính hoặc lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước đối với đất cát (kN/m^2);

s : chiều rộng của một phân mảnh (m);

w' : trọng lượng có hiệu của một phân mảnh (kN/m) (trọng lượng trong khí quyển khi ở trên mặt nước hoặc trọng lượng dưới nước khi ở dưới mặt nước);

q : phụ tải tác dụng lên một phân mảnh (kN/m);

ϕ' : góc kháng cắt biểu kiến trên cơ sở ứng suất có hiệu ($^\circ$);

e : góc giữa mặt đáy của phân mảnh và mặt phẳng ngang ($^\circ$);

R : sức kháng (kN/m);

S : tải trọng (kN/m);

γ_R : hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S : hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m : hệ số điều chỉnh.

Bảng 6 - Các hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng phá hoại trượt tròn của nền móng

Đối tượng xác minh	Hệ số biến động của đất dính trong lớp đất đại diện C_v	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Phá hoại trượt tròn của đất nền móng (trường hợp thường xuyên)	Trường hợp không có đất dính trong lớp mà cung tròn đi qua	0,83	1,01	(1,00)
	Nhỏ hơn 0,10	0,86	1,05	(1,00)
	Không nhỏ hơn 0,10 và nhỏ hơn 0,15	0,85	1,04	(1,00)
	Không nhỏ hơn 0,15 và nhỏ hơn 0,25	0,80	1,02	(1,00)
	Không nhỏ hơn 0,25	(1,00)	(1,00)	1,30

c) Trong xác minh tính năng trượt của đất nền, các mực nước triều nguy hiểm nhất nên được sử dụng để đảm bảo sự ổn định của các đề chắn sóng. Để biết cách thiết lập mực nước triều, tham khảo Phần II, Chương 2, 3 Mực nước triều. (OCDI 2020).

d) Khi cải tạo đất nền móng, việc xác minh phá hoại trượt tròn có thể được thực hiện bằng cách tham khảo Phần II, Chương 2, 5 Phương pháp cải tạo nền. (OCDI 2020)

6.3.4.3 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân đề chắn sóng trong một trường hợp tác động tạm thời (Sóng tạm thời)

a) Khái quát

Việc xác minh ổn định tổng thể của các thân đê chắn sóng trong các trường hợp tác động khác nhau. Trong đó: tác động trội hơn là sóng biến đổi phải được thực hiện đối với trượt và lật của các đê chắn sóng và khả năng chịu lực của đất nền.

b) Xác minh trượt của các khối đê chắn sóng

- 1) Việc xác minh trượt của các thân đê chắn sóng đối với sóng biến đổi có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (8). Trong phương trình này, các chỉ số k và d lần lượt chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 7. Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh tính năng một cách thuận tiện.

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\ R_k &= \{f_k(W_k - P_{B_k} - P_{U_k})\} \\ S_k &= P_{Hk} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Trong đó:

f: hệ số ma sát giữa mặt đáy của thân tường và móng;

W: trọng lượng của thân đê chắn sóng (kN / m);

P_B: sức đẩy nổi (kN/m);

P_U: lực nâng lên (kN/m);

P_H: lực sóng ngang (kN / m);

R: sức kháng (kN/m);

S: tải trọng (kN / m);

γ_R: hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S: hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m: hệ số điều chỉnh.

Bảng 7 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng trượt của các thân đê chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ _R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ _S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của thân đê chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	0,83	1,08	(1,00)

- 2) Các hệ số thành phần trong Bảng 7 được thiết lập có tham chiếu đến các mức độ an toàn trong các tiêu chuẩn trước đây. Ngoài ra, các hệ số thành phần ở trên ở trong điều kiện địa hình đáy biển nơi đặt các đề chắn sóng có độ dốc nhỏ hơn 1/30. Trong trường hợp địa hình đáy biển có độ dốc lớn hơn 1/30, các hệ số thành phần phải được thiết lập một cách thích hợp có tham chiếu đến các mô tả trong Tài liệu tham khảo [11].
- 3) Để xác minh các phá hoại trượt của đề chắn sóng hỗn hợp có gia cố mặt phía bề cảng của các mặt cắt thẳng đứng, tham khảo Phần III, Chương 4, 3.1.6 Xác minh tính năng và các lưu ý khi gia cố mặt phía bề cảng của các mặt cắt thẳng đứng (OCDI 2020).
- 4) Mức nước thủy triều được sử dụng để xác minh sự trượt và lật của các thân tường, cũng như khả năng chịu lực, thường là mức nước trung bình thấp nhất hàng tháng (L.W.L) hoặc mức nước trung bình hàng tháng (H.W.L).
- 5) Trong trường hợp các thùng chìm có chân có mặt cắt ngang hình chữ nhật ở cả hai phía hướng ra biển và về đất liền, thì lực đẩy nổi PB có thể được tính theo công thức sau. Trong phương trình này, chỉ số con k cho biết giá trị đặc trưng. Đối với các móng có hình dạng khác và các mặt cắt cong lên, lực đẩy nổi phải được thiết lập thích hợp.

$$P_{B_k} = \rho_w g \{ (w_l l_k + h) B_c + 2 h_f B_f \} \quad (9)$$

Trong đó::

ρ_w : trọng lượng đơn vị của nước biển (kN/m³);

w_l : mực nước triều (m);

h : chiều sâu lấp đặt (m);

B_c : chiều rộng của thân đề chắn sóng (m);

h_f : chiều cao của chân đế (m);

B_f : chiều rộng của chân đế (m).

- 6) Để tính toán lực sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2 Lực Sóng Tác dụng lên Tường thẳng đứng. (OCDI 2020)
- 7) Để biết các trọng lượng đơn vị và hệ số ma sát được sử dụng trong kiểm tra tính năng, tham khảo Phần II, Chương 10 Trọng lượng bản thân và gia tải và Phần II, Chương 11, 9 Hệ số ma sát (OCDI 2020). Có những trường hợp thâm tăng cường ma sát được đặt dưới mặt đáy của các mặt cắt thẳng đứng để tăng hệ số ma sát giữa các mặt cắt thẳng đứng và các đề móng. Đối với thâm tăng cường ma sát, tham khảo Phần II, Chương 11, 9 Hệ số ma sát (OCDI 2020).

c) Kiểm tra lật của các thân đê chắn sóng

- 1) Việc xác minh lật của các thân đê chắn sóng do sóng thay đổi có thể được thực hiện theo biểu thức (10). Trong phương trình này, các chỉ số k và d lần lượt chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 8, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh hiệu suất một cách thuận tiện.

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 & R_d &= \gamma_R R_k & S_d &= \gamma_S S_k \\ R_k &= (a_1 W_k - a_2 P_{B_k} - a_3 P_{U_k}) \\ S_k &= a_4 P_{H_k} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

Trong đó:

W: trọng lượng của thân đê chắn sóng (kN/m);

P_B: lực đẩy nổi (kN/m);

P_U: lực nâng lên (kN/m);

P_H: lực sóng ngang (kN / m);

a₁ – a₄: chiều dài của cánh tay đòn (m) (tham khảo Hình 31);

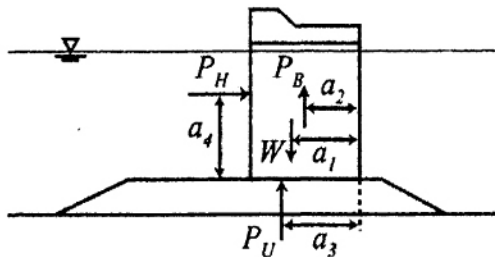
R_k: sức kháng (kN · m/m);

S_k: tải trọng (kN · m/m);

γ_R: hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S: hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m: hệ số điều chỉnh.



Hình 31 - Chiều dài cánh tay đòn khi tính mô men

Bảng 8 - Các hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng lật thân đê chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Lật của thân dề chấn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	0,95	1,14	(1,00)

- 2) Các hệ số thành phần trong Bảng 7 được thiết lập có tham chiếu đến các mức an toàn trong các tiêu chuẩn trước đây. Hơn nữa, các hệ số thành phần ở trên được thiết lập trong điều kiện địa hình đáy biển nơi đặt các dề chấn sóng có độ dốc nhỏ hơn 1/30. Trong trường hợp địa hình của đáy biển có độ dốc lớn hơn 1/30, các hệ số thành phần phải được thiết lập thích hợp có tham chiếu đến các mô tả trong Tài liệu tham khảo [11].
- 3) Trong trường hợp các thùng chìm có chân có mặt cắt ngang hình chữ nhật ở cả mặt hướng biển và mặt đất liền, thì lực đẩy nổi có thể được tính toán bằng biểu thức (9). Đối với các móng có hình dạng khác và các mặt cắt cong lên, lực đẩy nổi phải được thiết lập thích hợp.
- d) Xác minh sức chịu tải của đất nền
- 1) Việc xác minh ổn định về khả năng chịu lực của đất nền tại các mặt đáy của mặt cắt thẳng đứng chống lại sóng biến đổi có thể được tiến hành theo phương pháp Bishop đơn giản hoá (tham khảo Phần III, Chương 2, 4 Ổn định mái dốc) (OCDI 2020), là một trong những phương pháp tính toán trượt tròn dựa trên phương pháp cắt lát. Phương pháp Bishop đơn giản hoá đã được chấp nhận trong quá trình xác minh vì nó đã được các thí nghiệm trong máy ly tâm chứng minh là một mô hình có thể giải thích tốt nhất tính ổn định của khả năng chịu lực so với phương pháp Fellenius đã sửa đổi và phương pháp vòng tròn ma sát.
- 2) Xác minh tính năng khả năng chịu lực của đất nền có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (11), thu được bằng phương pháp Bishop đơn giản hoá. Trong phương trình, các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 9, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để thuận tiện cho việc xác minh tính năng. Hơn nữa, trong phương trình, các ký hiệu con k và d chỉ ra giá trị đặc tính và giá trị thiết kế tương ứng. Khi sử dụng biểu thức (11), đầu tiên một tham số phụ F_I cần được xác định thông qua tính toán lặp sao cho F_I thỏa mãn $R_k = F_I \times S_k$ (chú ý đến thực tế R_k là một hàm của F_I) và xác minh độ ổn định của khả năng chịu lực có thể được thực hiện bằng cách sử dụng R_k và S_k thu được do kết quả của phép tính lặp.

$$\left. \begin{aligned}
 m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\
 F_f &= \frac{R_k(F_f)}{S_k} \\
 R_k &= \sum \left[\frac{\{c'_k s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \\
 S_k &= \sum \{(w'_k + q_k) \sin \theta\} + \frac{dP_{H_k}}{r}
 \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Trong đó:

P_H : lực sóng ngang (kN/m);

c' : cường độ chịu cắt không thoát nước đối với nền đất dính hoặc lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước đối với đất cát (kN / m²);

s : chiều rộng của một phân mảnh (m)

' w ': trọng lượng có hiệu của một phân mảnh (kN/m) (trọng lượng trong khí quyển khi ở trên mặt nước hoặc trọng lượng dưới nước khi ở dưới mặt nước);

q : phụ tải tác dụng lên một phân mảnh (kN/m);

' ϕ ': góc kháng cắt biểu kiến trên cơ sở ứng suất có hiệu (°);

θ : góc giữa mặt đáy của phân mảnh và mặt phẳng ngang (°);

F_f : tham số phụ đại diện cho một tỷ lệ của giới hạn sức kháng với giới hạn tải trọng;

d : chiều dài cánh tay đòn của lực sóng ngang P_H (độ dài đường thẳng đứng từ tâm đường tròn đến vector lực tác dụng);

r : bán kính của cung trượt (m);

R : sức kháng (kN/m);

S : tải trọng (kN/m);

γ_R : hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S : hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m : hệ số điều chỉnh.

Bảng 9 - Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng khả năng chịu lực của thân đê chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Sức chịu tải của đất nền móng (trường hợp sóng biển đổi)	(1,00)	(1,00)	1,00

6.3.4.4 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân đê chắn sóng trong trường hợp tác động tạm thời (Dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1).

a) Kiểm tra phá hoại trượt của thân đê chắn sóng

- Mặc dù việc xác minh ổn định của thân đê chắn sóng đối với dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1 thường bị bỏ qua, nhưng trong trường hợp các đê chắn sóng có độ sâu lấp đặt lớn và chiều cao sóng thiết kế nhỏ, có thể có những trường hợp Trong đó: chuyển động của mặt đất do động đất cấp 1 có thể là tác động trội hơn. Trong những trường hợp như vậy, việc xác minh tính năng phải được thực hiện đối với khả năng chịu động đất.
- Để xác định mức độ cần thiết của việc kiểm tra khả năng chịu động đất và phương pháp tính toán các hệ số địa chấn khi thực hiện kiểm tra khả năng chịu động đất, tham khảo Hình 30 và tham khảo Phần III, Chương 1, 1 Chi tiết hệ số địa chấn để xác minh (OCDI 2020).
- Việc xác minh phá hoại trượt của thân đê chắn sóng do dịch chuyển của mặt đất do động đất cấp 1 trên cơ sở phương trình cân bằng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng Biểu thức (12). Trong phương trình này, các chỉ số k và d lần lượt chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 10, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để thuận tiện cho việc xác minh hiệu suất. Hệ số địa chấn để xác minh trong biểu thức 12 có thể được tính bằng phương pháp được mô tả trong Phần III, Chương 1, 1 Chi tiết về Hệ số địa chấn để xác minh. (OCDI 2020)

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 & R_d &= \gamma_R R_k & S_d &= \gamma_S S_k \\ R_k &= \mu W'_k \\ S_k &= k_{h_k} W'_k + 2P_{dv_k} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Trong đó:

k_n : hệ số địa chấn để xác minh;

W: trọng lượng của thân đê chắn sóng (kN/m);

P_d : hợp lực của áp lực nước động (kN/m), có thể được tính theo biểu thức (13).

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \rho_w g H^2$$

(13)

Trong đó:

- ρ_w : trọng lượng đơn vị của nước biển (kN/m³);
- H: độ sâu lắp đặt của đế chắn sóng (m);
- W': trọng lượng có hiệu của đế chắn sóng trong nước (= W – P_B) (kN/m);
- P_B: lực đẩy nổi (kN/m);
- μ: hệ số ma sát giữa thân đế chắn sóng và đế đá đỡ;
- R: sức kháng (kN/m);
- S: tải trọng (kN/m);
- γ_R: hệ số thành phần nhân với sức kháng;
- γ_S: hệ số thành phần nhân với tải trọng;
- m: hệ số điều chỉnh.

Bảng 10 - Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng trượt của thân đế chắn sóng do dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ _R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ _S	Hệ số điều chỉnh m
Phá hoại trượt của thân đế chắn sóng (trường hợp biến đổi do dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1)	(1,00)	(1,00)	1,20

b) Xác minh lật của các thân đế chắn sóng

Việc xác minh lật của các thân đế chắn sóng do dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1 trên cơ sở phương trình cân bằng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (14). Trong phương trình, các chỉ số k và d cho biết giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế tương ứng, và lực đẩy nổi tác dụng lên các thân đế chắn sóng có thể được tính theo biểu thức (9). Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 11, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh hiệu suất một cách thuận tiện.

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1,0 & R_d &= \gamma_R R_k & S_d &= \gamma_S S_k \\ R_k &= a_3 W'_k \\ S_k &= a_1 k_{lk} W'_k + 2a_2 P_{mk} W'_k \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

Trong đó:

k_h : hệ số địa chấn để xác minh;

W : trọng lượng của thân đê chắn sóng (kN/m);

P_{dw} : hợp lực của áp lực nước động (kN/m), có thể được tính theo biểu thức (13).

Bảng 11 - Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng lật của thân đê chắn sóng do dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Lật của thân đê chắn sóng (trường hợp biến đổi do dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1)	(1,00)	(1,00)	1,10

c) Kiểm tra sức chịu tải của đất nền

Việc xác minh khả năng chịu lực của đất nền chống lại các dịch chuyển của đất do động đất cấp 1 có thể được thực hiện với sự cân nhắc thích đáng đến các tác động của dịch chuyển mặt đất do động đất và tham khảo Phần III, Chương 2, 3.2 Nền móng. (OCDI 2020) Tuy nhiên, đối với các đê chắn sóng có vấn đề lớn về khả năng chịu lực của nền móng và ổn định chống lún thì nên thực hiện kiểm tra chi tiết, bao gồm cả phân tích động lực học.

6.3.4.5 Xác minh tính năng của thân đê chắn sóng trong trường hợp sự cố

Để xác minh tính năng của thân đê chắn sóng trong trường hợp sự cố Trong đó: tác động trội hơn là sóng sự cố, tham khảo Phần III, Chương 4, 2.2 Các hạng mục liên quan đến đê chắn sóng được phân loại là Công trình được chuẩn bị cho các sự cố ngẫu nhiên và Phần III, Chương 4, 6 Đê chắn sóng ngăn chặn nước dâng bão. (OCDI 2020).

6.3.5 Xác minh tính năng và các điểm cần lưu ý đối với các hạng mục khác về tính ổn định tổng thể của thân đê chắn sóng

6.3.5.1 Xác minh tính năng ổn định của các mặt cắt mái nghiêng

Để xác minh tính năng về ổn định của các đê đá đổ, tham khảo Phần III, Chương 2, 3.2.5 Khả năng chịu lực chống lại các tác động nghiêng lệch tâm. (OCDI 2020)

Các đơn vị lớp phủ của các mặt cắt đá phải có khối lượng để đạt được ổn định chống lại lực sóng và độ dày để ngăn các vật liệu bên trong bị rửa trôi.

Để tính toán khối lượng yêu cầu của các đơn vị lớp phủ, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6.2 Khối lượng yêu cầu của đá và các khối lớp phủ của đê chắn sóng hỗn hợp chống lại sóng. (OCDI 2020)

Để xác minh tính năng của các mặt cắt mái nghiêng được phủ bởi mastic cát, tham khảo các trường hợp trước đây và kết quả nghiên cứu hiện có.

6.3.5.2 Những điểm cần lưu ý khi thực hiện xác minh tính năng của các mặt cắt đầu đê và góc

Không giống như các mặt cắt thân đê, các mặt cắt đầu đê chắn sóng hỗn hợp có các yếu tố chưa được làm sáng tỏ đầy đủ, chẳng hạn như rửa trôi và các tác động trên nền móng. Vì vậy, nên ưu tiên khối lượng đá và khối lớp phủ của các mặt cắt đầu đê lớn hơn khối lượng của các mặt cắt ở thân đê. Để tính toán khối lượng của vật liệu làm lớp phủ, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6.2 Khối lượng yêu cầu của đá và các khối lớp phủ của đê chắn sóng hỗn hợp chống lại sóng. (OCDI 2020)

Trong trường hợp nền đất yếu, việc xác minh tính năng phải được thực hiện đối với phá hoại trượt của đê chắn sóng theo hướng tuyến bề mặt của chúng. Trong những trường hợp như vậy, việc xác minh tính năng có thể xem xét đến khả năng chống ma sát ở các cạnh móng.

Đối với các phá hoại trượt của đê chắn sóng theo hướng tuyến bề mặt của chúng, tham khảo Phần III, Chương 2, 4 Ổn định mái dốc. (OCDI 2020)

Việc xác minh tính năng của các mặt cắt góc phải tính đến sự gia tăng chiều cao sóng.

Khi có các mặt cắt góc trên mặt của đê chắn sóng hỗn hợp, các mặt cắt góc không chỉ cho phép sóng tập trung vào chúng mà còn gây ra sự gia tăng chiều cao sóng xung quanh do sự chồng lấn sóng phản xạ từ các mặt cắt tương ứng dọc theo tuyến bề mặt. Đã có trường hợp đê chắn sóng bị phá hoại do tác động của các sóng như vậy ở các mặt cắt góc. Do đó, việc xác định các tuyến bề mặt và tính toán ổn định của đê chắn sóng hỗn hợp phải được thực hiện theo Phần II, Chương 2, 4.4 Biến dạng sóng và Phần II, Chương 2, 6.2.8 Tính toán lực sóng khi xem xét ảnh hưởng hình dạng của tuyến bề mặt. (OCDI 2020)

Phần đầu đê được cung cấp bằng tiêu phải đảm bảo an toàn về kết cấu của chúng với bằng tiêu, bao gồm các công trình phụ trợ cần thiết để duy trì các chức năng của bằng tiêu. Để biết áp suất gió tác động lên bằng tiêu, tham khảo Phần II, Chương 2, 2 Gió. (OCDI 2020)

Cần lưu ý rằng đã có trường hợp hư hỏng các mặt cắt cơ sở của đê chắn sóng kéo dài từ các bãi biển vì kết cấu của các mặt cắt cơ sở đã bị đơn giản hóa.

6.3.5.3 Kiểm tra lún

Việc xác minh tính năng lún do cổ kết hoặc các lý do khác phải được thực hiện với sự cân nhắc đầy đủ đến các đặc điểm của đất nền và công trình. Đối với độ lún, tham khảo Phần III, Chương 2, 3.5 Lún của nền móng. (OCDI 2020).

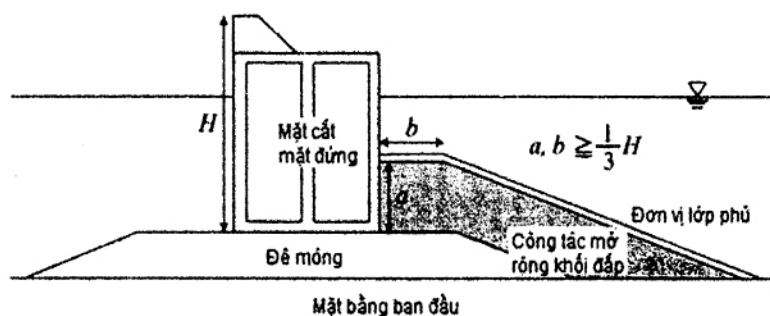
6.3.6 Xác minh tính năng và các chú ý khi gia cố mặt phía bề căng của các mặt đứng

6.6.5.1 Khái quát

Một trong những phương pháp điển hình để gia cố mặt phía bề căng của các mặt cắt đứng là công tác mở rộng khối đắp, Trong đó: lấp đặt đá và các khối phía sau các mặt cắt đứng. Đá và khối được bố trí hợp lý giúp cho các mặt cắt đứng tăng khả năng chống trượt và khả năng chịu lực của nền móng. Cần lưu ý rằng việc mở rộng khối đắp cần phải được thực hiện tránh làm xáo trộn hành hải, nơi trú ẩn và neo đậu của tàu thuyền bên trong bề căng.

Trong xác minh ổn định của các thân đề chắn sóng chống trượt do lực sóng trên các mặt cắt thẳng đứng mà không tính đến công việc mở rộng khối đắp phía sau các thân đề chắn sóng, tỷ số tác động – sức kháng được tính với hệ số thành phần 1,0 sẽ nhỏ hơn 1,0 về bản chất, vì các tỷ số tác động – sức kháng lớn có nguy cơ làm cho các mặt cắt đứng bị trượt cho đến khi công trình mở rộng khối đắp biến dạng đến mức tạo ra lực cản đủ để ổn định các mặt cắt đứng hoặc trượt hoặc bị lật ra biển do rửa trôi.

Khi đá đổ được sử dụng cho việc mở rộng khối đắp, chiều cao a và chiều rộng b của việc mở rộng khối đắp về cơ bản không nhỏ hơn $1/3$ chiều cao của mặt cắt đứng (kể cả mặt cắt kết cấu bên trên) **Hình 32**. Trong trường hợp việc mở rộng khối đắp nhỏ hơn quy định trên, cần phải tiến hành xác minh tính năng bằng cách sử dụng các thử nghiệm mô hình lý tâm hoặc phân tích phần tử hữu hạn, có thể đánh giá một cách thích hợp ứng xử của đất nền ngoài việc xác minh được mô tả dưới đây. Trong thực tế xây dựng cũng cần tránh sử dụng đá đổ có đường kính nhỏ vì nền móng bằng đá tròn có độ bền chịu cắt nhỏ, đá đổ có đường kính nhỏ dễ gây tắc hiệu ứng đường ống.



Hình 32 - Đề chắn sóng được gia cố bằng đá đổ phía bề căng

Khi gia cố đề chắn sóng bằng mở rộng khối đắp bằng các khối bê tông, phải thực hiện mở rộng khối đắp không để lại khe hở giữa các mặt cắt đứng và các khối. Các khối này phải có đủ độ bền lâu. Hơn nữa, một nghiên cứu đã chỉ ra rằng các khối được lấp đặt ở các tầng dưới cùng khác với các khối của các mặt cắt đứng có thể tăng khả năng chống trượt. Do đó, có khả năng cung cấp các đề chắn sóng có khả năng chống trượt lớn hơn bằng các phương pháp lấp đặt các khối.

Về cơ bản, việc xác minh tính năng của các tấm đáy không xét đến phản lực từ công tác mở rộng nền đắp vì các đặc điểm của phản lực từ công tác mở rộng bờ kè chưa được làm rõ. Tuy nhiên, phản lực

như vậy có thể được đưa vào xác minh tính năng trong các trường hợp Trong đó: các đặc tính của phần lực có thể được kiểm tra một cách thích hợp thông qua các thử nghiệm mô hình.

6.6.5.2 Xác minh phá hoại trượt

Việc xác minh các phá hoại trượt có thể được thực hiện theo biểu thức (15). Trong phương trình này, các chỉ số k và d lần lượt chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 12, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh hiệu suất một cách thuận tiện.

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\ R_k &= \{ f_k (W_k - P_{Bk} - P_{Lk} - P_{Pk}) + P_{H2 \max k} \} \\ S_k &= P_{Hk} \end{aligned} \right\} \tag{15}$$

Trong đó:

f: hệ số ma sát giữa mặt đáy của mặt cắt đứng và đế móng;

W: trọng lượng trong khí quyển của mặt cắt đứng (kN/m);

P_B: lực đẩy nổi (kN/m);

P_U: lực nâng lên (kN/m);

P_H: lực sóng ngang (kN/m);

R: sức kháng (kN/m);

S: tải trọng (kN/m);

γ_R: hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S: hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m: hệ số điều chỉnh.

Bảng 12 - Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng trượt của các thân đế chắn sóng khi phía bề cảng của các mặt cắt đứng được gia cố

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ _R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ _S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của thân đế chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

Có thể lấy lực cản lớn nhất $P_{H2 \max}$ khi gia cố đê chắn sóng bằng công tác mở rộng bờ kè bằng đá dăm có thể nhận được theo biểu thức (16). Phương trình này là phương pháp Bishop đơn giản hóa (được biểu thị dưới dạng ứng suất có hiệu) với hệ số thành phần là 1,0 để thu được $P_{H2 \max}$ theo cách giả định mặt trượt tròn nông bắt đầu từ chân sau của mặt cắt đứng Hình 33. Cần thay đổi các vị trí của mặt trượt tròn để xác định vị trí đạt được $P_{H2 \max}$ nhỏ nhất. Trong đó: các thông số như cường độ cắt (c' và ϕ') phải được thiết lập phù hợp với các giá trị của đê móng.

$$\sum \left[\frac{\{c'_k s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k} \right] = \sum \left\{ (w'_k + q_k) \sin \theta \right\} + \frac{a_2 P_{H2 \max k}}{r} \quad (16)$$

Trong đó:

c' : cường độ cắt không thoát nước đối với nền đất dính hoặc độ bám dính biểu kiến của nền đất làm bằng vật liệu đá (kN/m^2);

ϕ' : góc chống cắt trong điều kiện thoát nước đối với đất cát hoặc nền bằng vật liệu đá ($^\circ$);

s : chiều rộng của một phân mảnh (m);

w' : trọng lượng có hiệu của một phân mảnh (kN/m) (trọng lượng trong khí quyển khi ở trên mặt nước hoặc trọng lượng dưới nước khi ở dưới mặt nước);

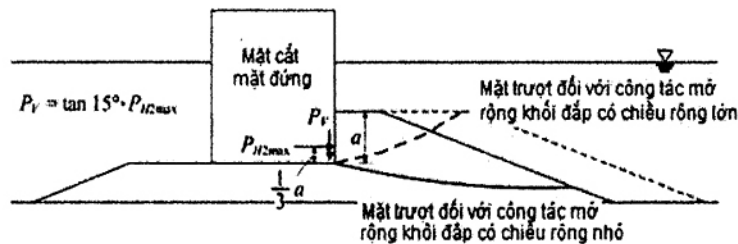
q : tải trọng đứng tác dụng lên một phân mảnh (bao gồm q_v và P_v) (kN/m) (Trong đó: $P_v = \tan 15^\circ \cdot P_{H2 \max}$);

θ : góc giữa mặt đáy của phân mảnh và mặt phẳng ngang ($^\circ$);

$P_{H2 \max}$: lực cản lớn nhất từ đá đổ gia cố (kN/m) (với chiều cao làm việc đặt bằng 1/3 chiều cao a của công trình mở rộng khối đắp);

a_2 : chiều dài cánh tay đòn của $P_{H2 \max}$ (chiều dài đường thẳng đứng từ tâm đường tròn đến véc tơ lực tác dụng) (m);

r : bán kính của cung trượt (m).



Hình 33 - Khái niệm về một bề mặt trượt nông khi mặt phía bề cảng của các mặt cắt đứng được gia cố bằng đá đổ

Khi gia cố đê chắn sóng bằng công tác mở rộng khối đắp bằng các khối, lực cản lớn nhất P_{H2max} có thể nhận được theo biểu thức (17), Trong đó: lực ma sát P_v được bỏ qua. Cần sử dụng hệ số ma sát f nhận được qua các thử nghiệm ma sát.

$$P_{H2max,k} = \int_k W'_{bk} \tag{17}$$

Trong đó:

f : hệ số ma sát giữa khối và đê móng;

W_b : trọng lượng có hiệu của khối (kN/m) (trọng lượng trong khí quyển khi ở trên mặt nước hoặc trọng lượng dưới nước khi ở dưới mặt nước).

6.6.5.3 Xác minh tính năng lật

Do điểm làm việc thấp, lực cản từ công tác mở rộng khối đắp với chiều cao bằng 1/3 chiều cao của mặt cắt đứng không góp phần đáng kể vào sự ổn định của mặt cắt đứng chống lật. Hơn nữa, vật liệu đá được sử dụng cho công tác đắp nền và mở rộng khối đắp chịu lực kháng cắt lớn sau khi chúng phải chịu một mức biến dạng cắt nhất định. Do đó, có nguy cơ là các mặt cắt đứng có thể đã mất ổn định chống lật khi tác dụng lực kháng từ công tác mở rộng khối đắp. Với tất cả các yếu tố này, việc xác minh tính năng chống lật phải được thực hiện mà không tính đến ảnh hưởng của công việc mở rộng khối đắp bằng cách sử dụng biểu thức (18), với các hệ số thành phần được chọn từ Bảng 13, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để thuận tiện cho việc xác minh tính năng. Tuy nhiên, sức kháng từ công việc mở rộng khối đắp chỉ có thể được xem xét trong trường hợp hiệu quả của sức kháng được xác minh một cách thích hợp bằng các thử nghiệm mô hình.

Bảng 13 - Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng chống lật của các thân đê chắn sóng khi phía bề cảng của các mặt cắt đứng được gia cố

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Lật của thân đê chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

6.6.5.4 Xác minh tính năng khả năng chịu lực

Việc xác minh tính năng khả năng chịu lực khi phía bề cảng của các mặt cắt đứng được gia cố bằng đá đở có thể được thực hiện theo biểu thức (18). Trong phương trình, các chỉ số k và d lần lượt chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Biểu thức (18) là phương pháp Bishop đơn giản hoá, được biểu diễn dưới dạng ứng suất có hiệu và giả định các mặt trượt tròn sâu bắt đầu từ các điểm dưới của các mặt cắt đứng Hình 34 và 35.

Khi sử dụng biểu thức (18), tham số phụ F_f trước tiên cần được xác định thông qua các phép tính lặp lại sao cho F_f thỏa mãn $R_k = F_f \times S_k$ (chú ý rằng R_k là một hàm của F_f). Sau đó, việc xác minh tính năng khả năng chịu lực có thể được thực hiện bằng cách sử dụng R_k và S_k thu được do tính toán lặp. Các hệ số thành phần và hệ số điều chỉnh trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 14. Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh hiệu suất cho thuận tiện. Trong trường hợp công trình mở rộng khối đắp bằng đá đổ, các thông số về cường độ chịu cắt (c' và ϕ') của công tác mở rộng khối đắp phải được thiết lập phù hợp với các giá trị của đề móng.

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\ F_f &= \frac{R_k(F_f)}{S_k} \\ R_k &= \sum \left[\frac{\{c'_s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \\ S_k &= \sum \{(w'_k + q_k) \sin \theta\} + \frac{a_1 P_{H1k} + a_2 P_{H2k}}{r} \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Trong đó:

c' : cường độ chịu cắt không thoát nước đối với nền đất dính hoặc lực bám dính biểu kiến của nền đất làm bằng vật liệu đá (kN/m^2);

ϕ' : góc chống cắt trong điều kiện thoát nước đối với đất cát hoặc nền bằng vật liệu đá ($^\circ$);

s : chiều rộng của một phân mảnh (m);

w' : trọng lượng có hiệu của một phân mảnh (kN/m) (trọng lượng trong khí quyển khi ở trên mặt nước hoặc trọng lượng dưới nước khi ở dưới mặt nước);

q : tải trọng thẳng đứng tác dụng lên phân mảnh (bao gồm q_v , P_v và q_b) (kN/m);

e : góc giữa mặt đáy của phân mảnh và mặt phẳng ngang ($^\circ$);

P_{H1} : lực cản ma sát lên mặt đáy của tiết diện đứng (kN/m);

P_{H2} : lực cản do gia cố đá đổ (kN/m) (với chiều cao làm việc đặt bằng 1/3 chiều cao a của công trình mở rộng khối đắp. Lực cản này không thể xét trong trường hợp công tác mở rộng khối đắp bằng các khối);

a_1 : độ dài cánh tay đòn của P_{H1} (độ dài đường thẳng đứng từ tâm cung tròn đến vector lực tác dụng) (m);

a_2 : độ dài cánh tay của P_{H2} (độ dài đường thẳng đứng từ tâm cung tròn đến vector lực tác dụng) (m);

F_f : tham số phụ đại diện cho một tỷ số của giới hạn sức kháng với giới hạn tải trọng;

r : bán kính của cung trượt (m);

cản P_{H2} và lực ma sát P_V từ công tác mở rộng khối đắp. Tải trọng tác dụng lên đế móng và công tác mở rộng khối đắp có thể được tính toán bằng phương trình cân bằng tại mặt cắt đứng và các phương trình điều kiện giả định (ví dụ, các biểu thức (19) và (20)). Được thực hiện bằng cách thay các tải trọng tính toán vào biểu thức (20)).

$$P_{V_k} = \tan 15^\circ \cdot P_{H2k} \quad (19)$$

$$P_{H1k} = r^* \cdot P_{Hk}, P_{H2k} = (1 - r^*) P_{Hk} \quad (20)$$

Trong đó:

r^* : tỷ số phân chia tải trọng (tỷ số giữa lực sóng ngang bị cản lại bởi lực ma sát trên mặt đáy của một mặt cắt đứng với tổng lực sóng ngang)

Tỷ số phân chia tải trọng r^* phụ thuộc vào hình dạng mặt cắt ngang, vật liệu nền và trạng thái chuyển vị của mặt cắt đứng; do đó, rất khó để đặt nó thành một giá trị cố định. Ngược lại, người ta đã biết rằng tỷ số phân chia tải trọng r^* có ảnh hưởng nhỏ đến kết quả đánh giá ổn định. Do đó, tỷ số phân chia tải trọng r^* có thể được đặt ở mức 0,5 trong xác minh tính năng. Tuy nhiên, khi P_{H1} và P_{H2} được tính toán với r^* đặt ở 0,5 vượt quá giá trị lớn nhất của $f(W-PB-PU-PV)$ và $P_{H2 \max}$, tương ứng, tỷ số phân chia tải trọng r^* sẽ được điều chỉnh để làm cho P_{H1} và P_{H2} nhỏ hơn giá trị lớn nhất của chúng.

Khi gia cố đê chắn sóng bằng công tác mở rộng khối đắp bằng các khối, mặt cắt đứng chịu tác dụng của lực sóng ngang P_H , lực đẩy nổi P_b , lực nâng lên P_u , phản lực q_v và lực ma sát P_{H1} từ đế móng. Tải trọng tác dụng lên đế móng và điểm làm việc có thể được tính theo phương trình cân bằng tại mặt cắt đứng. Hơn nữa, trọng lượng có hiệu của khối được coi là tác dụng lên phần móng. Sau đó, bằng cách sử dụng tất cả các điều kiện tải trọng này, việc xác minh tính năng khả năng chịu lực có thể được thực hiện theo biểu thức (19).

6.3.7 Khối bảo vệ chân

Các đê chắn sóng tốt nhất nên có các khối bảo vệ chân để bảo vệ các phần đá đổ không bị rửa trôi, ngoại trừ các đê chắn sóng có mặt cắt rất sâu hoặc được lắp đặt ở những vùng nước có độ cao sóng thấp và khối lượng đá đủ để đạt được độ ổn định về mặt lý thuyết. Tốt hơn hết là các khối bảo vệ chân được tiếp xúc chặt chẽ với các mặt cắt đứng.

Các đơn vị lớp phủ cho các đê đất được lắp đặt ở mặt trước của các khối bảo vệ chân. Để đảm bảo sự ổn định của các khối bảo vệ chân, nên giảm sự khác biệt về cao độ giữa các đơn vị lớp phủ và các khối ở phạm vi lớn nhất có thể.

Các khối bảo vệ chân được cung cấp với các lỗ có thể làm giảm lực nâng lên tác động lên chúng, do đó cải thiện đáng kể độ ổn định của chúng trước các tác động của sóng.

Theo nghiên cứu trên mô hình vật lý, tỷ lệ lỗ hổng trên các khối bảo vệ chân tốt nhất nên được đặt ở mức xấp xỉ 10% vì các lỗ quá lớn làm giảm tác dụng của các khối bảo vệ chân để ngăn việc xói và rửa trôi.

Khi lắp đặt các khối bảo vệ chân, nên bố trí chúng thành ít nhất hai hàng ở phía hướng ra biển và ít nhất một hàng ở phía đất liền của các mặt cắt đứng.

Độ dày yêu cầu của các khối bảo vệ chân có thể được tính theo biểu thức (21)

$$t / H_{1/3} = d_f (h' / h)^{-0.787} \tag{21}$$

Trong đó:

t: chiều dày yêu cầu của khối bảo vệ chân (m);

d_f: 0,18 đối với đoạn thân và 0,21 đối với đoạn đầu của đê chắn sóng (m);

h: độ sâu nước thiết kế (m);

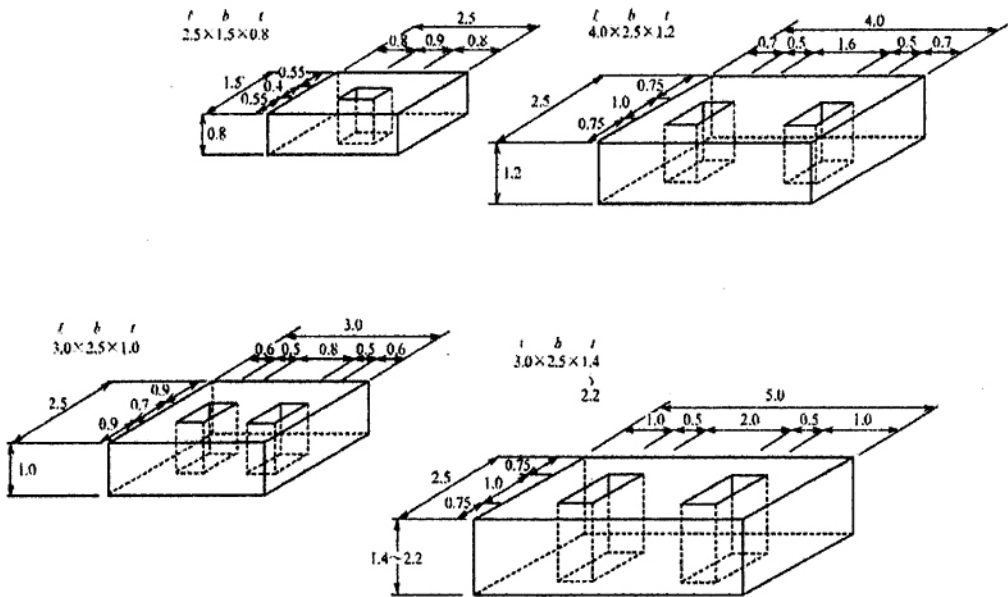
h': độ sâu mực nước trên đỉnh đê đá đổ (không kể khối) (m) với phạm vi áp dụng trong khoảng h'/h = 0,4 đến 1,0.

Đối với kích thước của khối bảo vệ chân, có thể tính độ dày yêu cầu theo biểu thức (21) và các kích thước khác có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 15. Hình 36 cho các ví dụ về hình dạng và kích thước của các khối bảo vệ chân. Ngoài các ví dụ này, hình dạng của các khối bảo vệ chân có thể được xác định thông qua các thử nghiệm mô hình thủy lực.

Bảng 15 - Độ dày và kích thước yêu cầu của khối bảo vệ chân (Ví dụ)

Chiều dày yêu cầu của các khối bảo vệ chân t (m)	Kích thước L(m) x b(m) x t(m)	Khối lượng Khối có các lỗ mờ (t/đơn vị)	Khối không có các lỗ mờ (t/đơn vị)
0,8 hoặc nhỏ hơn	2,5 x 1,5 x 0,8	6,23	6,9
1,0 hoặc nhỏ hơn	3,0 x 2,5 x 1,0	15,64	17,25
1,2 hoặc nhỏ hơn	4,0 x 2,5 x 1,2	24,84	27,60
1,4 hoặc nhỏ hơn	5,0 x 2,5 x 1,4	37,03	40,25
1,6 hoặc nhỏ hơn	5,0 x 2,5 x 1,6	42,32	46,00
1,8 hoặc nhỏ hơn	5,0 x 2,5 x 1,8	47,61	51,75
2,0 hoặc nhỏ hơn	5,0 x 2,5 x 2,0	52,90	57,50
2,2 hoặc nhỏ hơn	5,0 x 2,5 x 2,2	58,19	63,25

Việc xác minh tính năng của các khối bảo vệ chân được lắp đặt ở phía bề cảng phải được thực hiện bằng cách xem xét các tác động của sóng bên trong bến cảng, sóng trong quá trình xây dựng và sóng tràn khi cần thiết.



Hình 36 - Hình dạng của khối bảo vệ chân (đơn vị tính bằng m)

Do sự cố xảy ra hư hỏng đối với các khối bảo vệ chân ở một bên bến cảng là rất hiếm, khối lượng của các khối bảo vệ chân ở phía bể cảng có thể nhỏ hơn khối lượng 1/2 thông thường ở phía biển với điều kiện là khối lượng đó phải không được nhỏ hơn khối lượng yêu cầu được xác định có tính đến sóng bên trong bể cảng và trong quá trình xây dựng. Cần đặc biệt chú ý khi sử dụng các khối bảo vệ chân ở các đầu ngoài khơi của đê chắn sóng làm phần đầu tạm thời trong quá trình xây dựng.

6.3.8 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Để xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu cho loại thùng chìm, loại khối kiểu ô vẩy và các công trình đê chắn sóng kiểu thùng chìm hỗn hợp, tham khảo Phần III, Chương 2, 2 Bộ phận kết cấu (OCDI 2020).

6.3.9 Chi tiết kết cấu

6.3.9.1 Các hạng mục phổ biến đối với đê chắn sóng hỗn hợp

Bê tông của kết cấu thượng tầng phải được xây dựng có cân nhắc đến tính toàn vẹn của kết cấu thượng tầng với các đê chắn sóng và phải có các mối nối với khoảng cách thích hợp theo hướng tuyến bề mặt. Các mối nối thường được lắp đặt giữa các thùng chìm đối với đê chắn sóng kiểu thùng chìm và cách nhau từ 10 đến 20 m đối với các loại đê chắn sóng khác.

Nên nghiên cứu sự cần thiết của các biện pháp hạn chế vết nứt do nhiệt thủy hoá của xi măng có xem xét đến điều kiện thi công của bê tông kết cấu bên trên khi cần thiết.

Các mặt cắt đê đá đổ tốt nhất là đã trải qua các mùa thời tiết khắc nghiệt với mục đích tăng cường độ nén chặt của chúng, do đó hạn chế độ lún sau khi xây dựng các mặt cắt đứng.

Để lắp đặt các phần đứng một cách chính xác, các bề mặt trên cùng của các mặt cắt đá đổ phải được làm phẳng bằng đá nhỏ để đảm bảo độ phẳng và các viên đá liên kết đủ với nhau. Các bề mặt đá đổ không bằng phẳng nghiêm trọng có thể gây ra các tác động bất lợi lên thùng chìm, chẳng hạn như lực xoắn lên thùng chìm và tải trọng tập trung lên tấm đáy.

Các khu vực bề mặt đá đổ được san phẳng phải xem xét các sai số cho phép ở cả hai phía của các mặt cắt đứng và bao gồm cả các khu vực cho các khối bảo vệ chân và đá lớp phủ.

Đề chấn sóng với các nguy cơ có thể xảy ra xói và rửa trôi phải được cung cấp các biện pháp ngăn chặn xói và rửa trôi theo các mô tả trong Phần II, Chương 2, 7.5. Xói và rửa trôi. (OCDI 2020)

Các biện pháp ngăn ngừa xói và rửa trôi bao gồm đề đá đổ có bậc nhỏ ở chân mái dốc hoặc bảo vệ chân dốc bằng thảm trải sàn, thảm nhựa đường chìm, hoặc thảm nhựa tổng hợp. Các biện pháp để ngăn chặn các đề đá đổ bị lún do rửa trôi bao gồm lắp đặt các tấm thảm trải sàn chìm hoặc đặt các tấm bạt.

6.3.9.2 Các hạng mục của đề chấn sóng hỗn hợp kiểu thùng chìm

Độ dày của nắp bê tông của đề chấn sóng hỗn hợp kiểu thùng chìm phải được xác định cẩn thận bằng cách xem xét các điều kiện xây dựng và sóng.

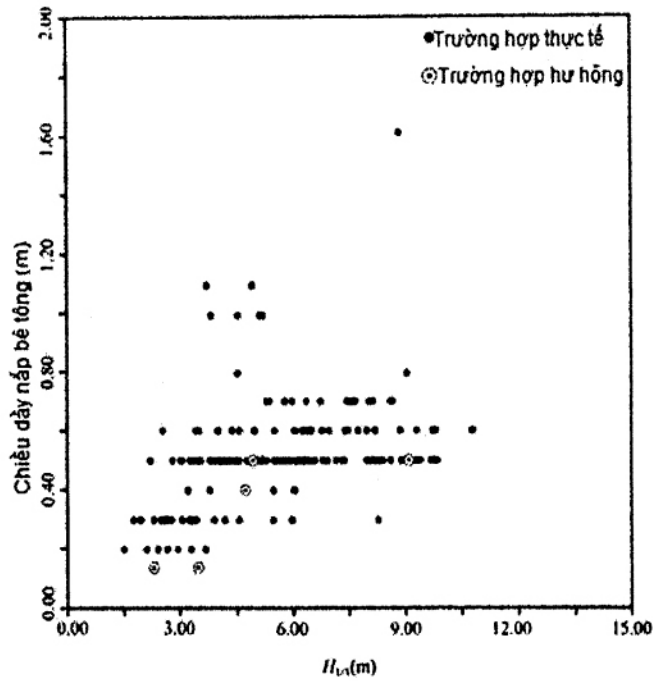
Các loại vật liệu được sử dụng để lấp đầy thùng chìm là bê tông, bê tông khối, đá, sỏi, cát, xỉ, v.v.

Tốt hơn là xác định các loại vật liệu khi xem xét chi phí xây dựng và điều kiện tự nhiên/xây dựng. Cát là vật liệu điển hình được sử dụng làm chất độn các thùng chìm. Khi sử dụng cát và sỏi làm chất lấp đầy, cần phải bảo vệ phần lấp đầy theo cách đầy hoàn toàn phần lấp đầy bằng nắp hoặc khối bê tông.

Do một số loại xỉ nở ra khi hấp thụ nước, chất lượng của các loại xỉ được sử dụng làm chất độn cần phải được nghiên cứu kỹ lưỡng, bao gồm cả việc xử lý sơ bộ xỉ trước khi đổ đầy vào các thùng chìm.

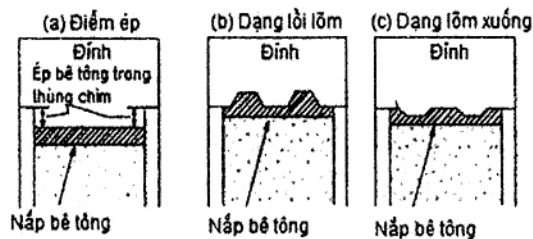
Độ dày của nắp đầy bằng bê tông không được nhỏ hơn 30 cm đối với các thùng chìm trong điều kiện biển bình thường hoặc không nhỏ hơn 50 cm đối với các thùng chìm trong điều kiện biển động. Thậm chí có trường hợp các nắp đầy bằng bê tông có độ dày không nhỏ hơn 1,0 m đối với các thùng chìm chịu điều kiện biển động trong thời gian dài với lớp đệm chỉ được bảo vệ bằng nắp mà không có kết cấu bên trên như trong Hình 37. Khi sử dụng nắp đầy bằng bê tông đúc sẵn cho các nắp đầy chịu sóng dữ dội, có thể đặt một lớp đá dăm dày từ 30 đến 50 cm bên dưới mỗi nắp bê tông đúc sẵn để ngăn chặn khả năng xảy ra hiện tượng rửa trôi cát lấp qua các khe hở giữa nắp đầy và thùng chìm do bê tông đổ tại chỗ lấp đầy các khoảng trống bị sóng cuốn trôi.

Có một số trường hợp khác của các thùng chìm có các tấm bạt đặt giữa các nắp bê tông và lấp cát như một biện pháp để ngăn cát lấp không bị rửa trôi qua các vết nứt có thể xảy ra trên nắp bê tông tạo ra khi nắp bị sóng tác động mạnh.



Hình 37 - Các ví dụ về xây dựng các nắp bê tông

Về lực sóng tác dụng lên bê tông kết cấu bên trên, còn nhiều yếu tố chưa được làm sáng tỏ. Do đó, bê tông kết cấu bên trên phải được xây dựng để có thể tích hợp với các đề chấn sóng. Đối với các mối nối xây dựng của bê tông kết cấu bên trên, tham khảo Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông [12] của Hiệp hội kỹ sư dân dụng Nhật Bản. Các phương pháp được sử dụng để tăng cường sự tích hợp giữa bê tông kết cấu bên trên và đề chấn sóng bao gồm đúc bê tông kết cấu bên trên với các phần trên cùng của các thùng chìm được chôn vào trong nó, cung cấp các nắp bê tông có bề mặt lõm vào (chủ yếu là các nắp bê tông đúc sẵn) và lắp đặt các thanh cốt thép hoặc thép hình giữa bê tông kết cấu bên trên và các thùng chìm (xem Hình 38). Các mối nối giữa lan can và bê tông kết cấu bên trên nên sử dụng các móng âm dương bằng cốt thép thanh hoặc thép hình để tích hợp.



Hình 38 - Các phương pháp đổ bê tông kết cấu bên trên

6.3.9.3 Các hạng mục cho đề chắn sóng hỗn hợp kiểu khối

Đề chắn sóng hỗn hợp kiểu khối phải có các khối lớn nhất có thể. Đặc biệt, tốt nhất là các khối dưới cùng phải được đúc nguyên khối không có mối nối.

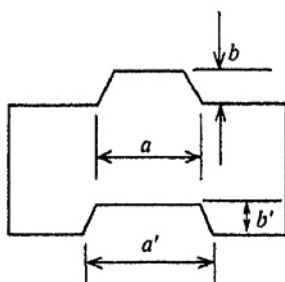
Có hai phương pháp để xếp khối: một là xếp theo chiều ngang, và phương pháp kia là xếp nghiêng. Nói chung, xếp theo chiều ngang có thể dễ dàng thực hiện và đã được sử dụng thường xuyên. Trong trường hợp xếp chồng theo chiều ngang, ưu tiên các mối nối công trình thẳng đứng không thẳng hàng từ trên xuống theo mặt cắt vuông góc với tuyến mặt của đề chắn sóng mà được bố trí xen kẽ để đảm bảo sự liên kết của các thân đề chắn sóng.

Phương pháp xếp chồng nghiêng cũng được thực hiện trong trường hợp đề chắn sóng dạng khối được xây dựng ở những nơi bị xói hoặc lún nghiêm trọng và độ sâu nước tương đối nông. Trong những trường hợp như vậy, bê tông kết cấu bên trên được xây dựng sau khi các khối đã lún xuống đầy đủ. Tốt hơn là mỗi mặt cắt ngang của đề chắn sóng để xếp chồng nghiêng bao gồm một khối duy nhất. Các góc nghiêng thường là 50° đến 80° đối với mặt phẳng nằm ngang.

Tốt hơn hết là các mối nối xây dựng theo phương thẳng đứng không thẳng theo tuyến trong các mặt cắt song song với tuyến mặt của đề chắn sóng (mặt cắt dọc).

Các khối thường được cung cấp các mộng âm dương Hình 39 để cho phép chúng liên kết với nhau, do đó ngăn trượt lên nhau. Nói chung, chiều rộng a và chiều cao b của các mộng lần lượt là khoảng 50 và 20 cm, và chiều rộng a' và chiều cao b' của các mộng âm lớn hơn của các mộng dương khoảng 5 cm.

Để ngăn chặn các khối trượt, có một phương pháp thay thế. Trong đó: các khối có lỗ xuyên qua đúc sẵn được xếp chồng lên nhau và tích hợp lên trên khối kia bằng cách lấp đầy các lỗ xuyên qua bằng bê tông hoặc bằng cách chèn vật liệu thép vào các lỗ xuyên qua có các khoảng trống, trong đó nhồi đầy vữa. Trong phương pháp này, các lỗ xuyên nhỏ quá mức làm giảm tác dụng ngăn các khối trượt và các lỗ xuyên lớn quá mức có thể gây ra sự phá hủy các khối. Có những phương pháp thay thế khác sử dụng các khối lồng vào nhau, bao gồm các khối biến dạng có hình lục giác hoặc hình tròn. Tuy nhiên, trong quá trình xác minh tính năng, ảnh hưởng của các khối lồng vào nhau bị biến dạng này thường bị bỏ qua.



Hình 39 - Mộng âm dương của khối bê tông

6.3.9.4 Các hạng mục cho đề chắn sóng hỗn hợp kiểu khối vây ô

Độ dày của nắp bê tông của đề chắn sóng hỗn hợp kiểu khối vây ô phải được xác định cẩn thận bằng cách xem xét sóng và điều kiện xây dựng.

Các khối vây ô thấp nhất phải có chân đế để tăng cường độ ổn định.

Bê tông hoặc đá có thể được sử dụng làm vật liệu lấp đầy các ô.

Khi xếp chồng các khối vây ô, sự tích hợp của các khối sẽ được tăng cường bằng các hiệu ứng lồng vào nhau với các mộng âm dương được cung cấp ở phần trên và dưới của thành khối (Hình 28c).

Các khối vây ô chứa đầy đá có thể có các tấm đáy để ngăn đá dồn ra ngoài.

6.3.9.5 Các hạng mục cho đề chắn sóng hỗn hợp kiểu khối bê tông đổ tại chỗ

Trong nhiều trường hợp, mỗi khối bê tông cấu thành các mặt cắt thẳng đứng của đề chắn sóng hỗn hợp kiểu khối bê tông đổ tại chỗ có kích thước từ 5 đến 10 m để chống nứt do co hoặc lún không đều.

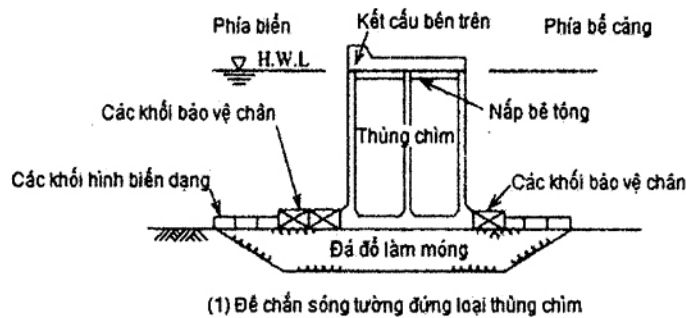
Bê tông tại chỗ có thể được đúc bằng bê tông dưới nước, bê tông đóng gói sẵn hoặc phương pháp thi công khô.

6.4 Đề chắn sóng kiểu trọng lực (Đề chắn sóng tường đứng)

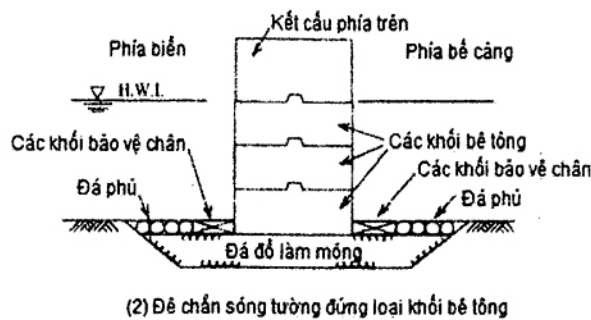
6.4.1 Khái quát

Đề chắn sóng tường đứng có cấu trúc trong đó: các chân tường với các tường phía trước thẳng đứng được lắp đặt dưới đáy biển để phản xạ năng lượng sóng.

Hình 40 cho thấy các ví dụ về mặt cắt của đề chắn sóng tường đứng.



Hình 40 (1) ví dụ về đề chắn sóng tường đứng loại thùng chìm



Hình 40 (b) ví dụ về đê chắn sóng tường đứng loại khối bê tông

6.4.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Mặt cắt của đê chắn sóng tường đứng phải được thiết lập thích hợp theo Phần III, Chương 4, 3.1 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp). (OCDI 2020).

6.4.3 Tác động

Các tác động đối với đê chắn sóng tường đứng phải được thiết lập thích hợp theo Phần III, Chương 4, 3.1 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp). (OCDI 2020).

6.4.4 Xác minh tính năng

Việc xác minh tính năng của các đê chắn sóng mặt đứng có thể được thực hiện theo Phần III, Chương 4, 3.1 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp). (OCDI 2020).

6.4.5 Chi tiết kết cấu

Các chi tiết kết cấu của đê chắn sóng tường đứng phải được kiểm tra một cách thích hợp với tham chiếu đến Phần III, Chương 4, 3.1 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp). (OCDI 2020).

Khi xây dựng đê chắn sóng bằng bê tông đổ tại chỗ, bề mặt móng không bằng phẳng được chấp nhận, nhưng bề mặt đó không được có cát, đá vụn hoặc rong biển để đảm bảo độ kết dính giữa bê tông đổ tại chỗ và nền móng. Hơn nữa, các phần của bề mặt móng tiếp xúc với ván khuôn phải được san phẳng để đảm bảo độ kết dính. Trong trường hợp có khó khăn trong việc san lấp đáy biển cứng và không bằng phẳng, tốt nhất là đảm bảo độ kết dính giữa các đê chắn sóng và đáy biển bằng cách điều chỉnh linh hoạt hình dạng ván khuôn phù hợp với địa hình của đáy biển không bằng phẳng.

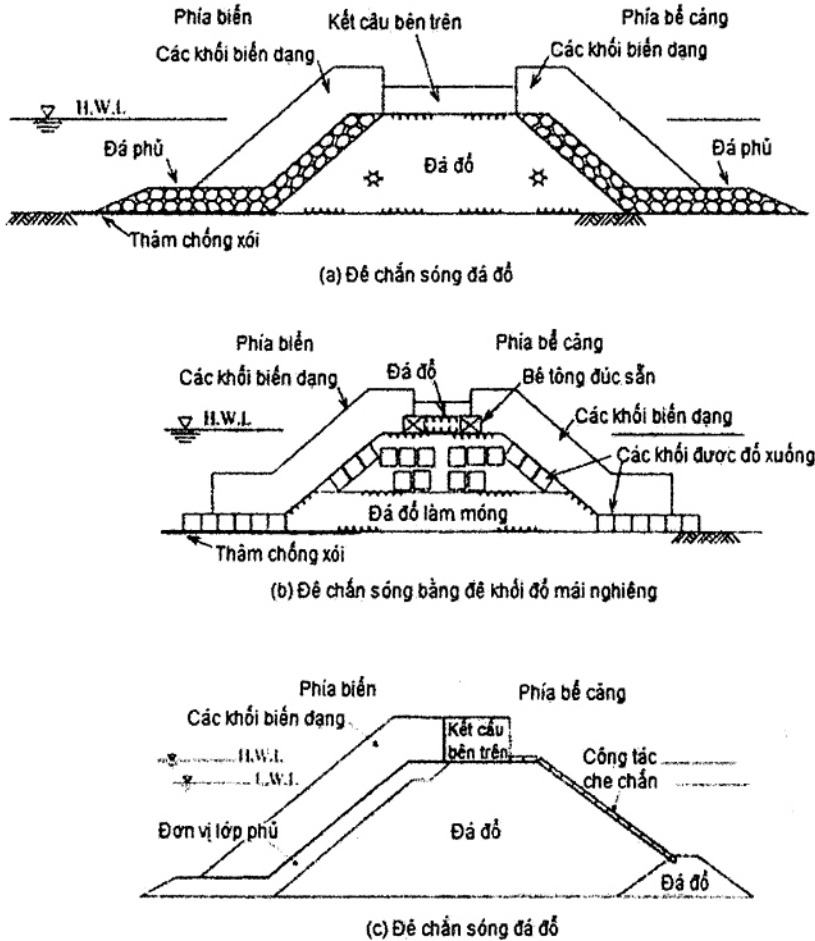
Khi phần dưới của đê chắn sóng tường đứng dễ bị rửa trôi, đê chắn sóng mặt đứng được xây dựng dưới đáy biển không có nền móng lộ ra ngoài phải được bảo vệ chân đầy.

6.5 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng mái nghiêng)

6.5.1 Khái quát

Đê chắn sóng mái nghiêng có kết cấu mà trong đó: đá hoặc khối bê tông được xếp thành hình thang theo mặt cắt ngang chủ yếu để tiêu tán lực sóng bằng cách cho phép sóng phá vỡ trên các sườn dốc phía trước các thân đê chắn sóng.

Hình 41 thể hiện các ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng mái nghiêng.



Hình 41 - Ví dụ về các mặt cắt ngang của đê chắn sóng mái nghiêng

6.5.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Chiều cao đỉnh của đê chắn sóng mái nghiêng có thể được thiết lập phù hợp với đê chắn sóng hỗn hợp như được mô tả trong Chương 4, 3.1.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản. (OCDI 2020) Hơn nữa, chiều cao kết cấu đỉnh có thể được thiết lập phù hợp với mục đích sử dụng của kết cấu đỉnh.

Cần lưu ý rằng vì đê chắn sóng mái nghiêng truyền sóng, chúng có thể làm cho chiều cao sóng bên trong bể cảng cao hơn so với trường hợp đê chắn sóng mặt đứng mặc dù chiều cao của kết cấu đỉnh là giống nhau. Đối với sóng tràn và sóng truyền, tham khảo Phần II, Chương 2, 4.4.7 Chiều cao sóng leo, Sóng tràn và Sóng truyền. (OCDI 2020)

Chiều rộng của kết cấu đỉnh có thể được thiết lập trên cơ sở kết quả của các thử nghiệm mô hình thích hợp.

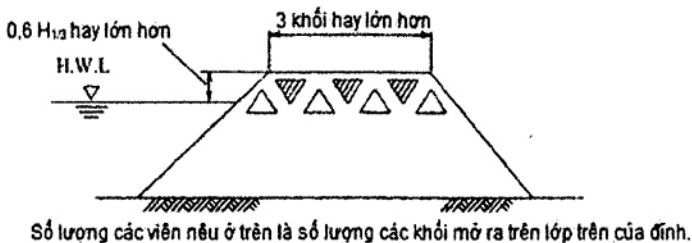
Các đê chắn sóng mái nghiêng chịu sóng tràn đáng kể phải có bề rộng kết cấu đỉnh đủ rộng để ngăn các đơn vị lớp phủ ở các phần trên cùng bị rơi vào trạng thái không ổn định.

Chiều rộng kết cấu đỉnh của đê chắn sóng đá đổ được xây dựng theo cách kéo dài các đê đá đổ từ các bãi biển ra biển tốt nhất được xác định để đáp ứng việc xác minh tính năng và tạo thuận lợi cho công việc xây dựng.

Chiều cao kết cấu đỉnh và phương pháp thi công của đê chắn sóng mái nghiêng được xây dựng trên nền đất yếu có thể được thiết lập với tham chiếu cho đê chắn sóng hỗn hợp như được mô tả trong Chương 4, 3.1.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản. (OCDI 2020)

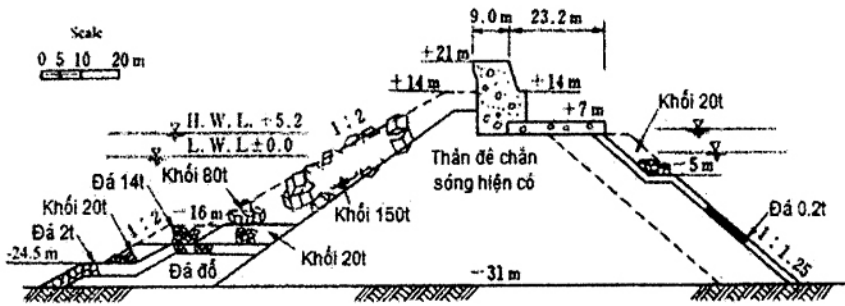
Khi các khối dẹt được sử dụng cho đê chắn sóng mái nghiêng với chiều cao kết cấu đỉnh khoảng $0,6H_{1/3}$ so với mực nước cao nhất trung bình hàng tháng, chiều rộng của kết cấu đỉnh có thể tương đương với ba hàng của các khối dẹt hoặc hơn (Hình 42). Tuy nhiên, chiều rộng kết cấu đỉnh nên được xác định thông qua một thử nghiệm mô hình thích hợp vì độ ổn định của phần trên cùng của đê chắn sóng mái nghiêng thay đổi tùy thuộc vào đặc tính của các đơn vị lớp phủ và điều kiện sóng.

Theo các trường hợp thực tế, độ dốc thường được đặt ở mức xấp xỉ 1: 2 và 1: 1,5 cho các mặt hướng ra biển và đất liền của đê chắn sóng đá đổ, và khoảng 1: 1,3 đến 1: 1,5 đối với đê chắn sóng đá đổ được phủ bởi các khối bê tông. Trong trường hợp mái dốc ra biển có độ dốc và khối lượng lớp phủ khác nhau giữa phần trên và phần dưới, ranh giới của các độ dốc và khối lượng khác nhau phải được định vị sâu hơn ít nhất $1,5 H_{1/3}$ so với mực nước tĩnh nói chung.



Hình 42 - Chiều rộng kết cấu đỉnh của đê chắn sóng mái nghiêng

Các đê chắn sóng mái nghiêng ở Châu Âu và Hoa Kỳ có xu hướng có chiều cao kết cấu đỉnh cao do sử dụng chiều cao sóng leo vượt ngưỡng 2% của sóng ngẫu nhiên $R_{2\%}$ làm chiều cao kết cấu đỉnh mục tiêu.



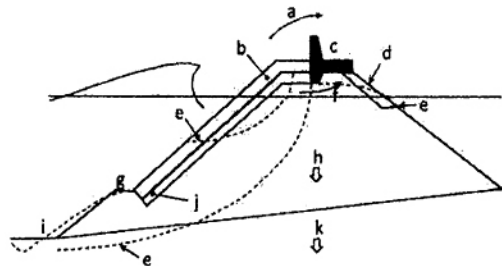
Hình 43 - Đê chắn sóng bằng đá đổ

(Mặt cắt điển hình của phần đầu của đê chắn sóng bên ngoài)

6.5.3 Xác minh tính năng

6.5.3.1 Các hạng mục xác minh tính năng đê chắn sóng mái nghiêng

Các đê chắn sóng mái nghiêng có vấn đề về sóng tràn và sóng truyền qua và phải chịu các kiểu phá hoại như sau: xói và phá vỡ các đơn vị lớp phủ; vỡ, trượt và lật của kết cấu bên trên; phá hoại trượt của mái dốc phía trước; xói các đê bên dưới các đơn vị lớp phủ; lún của vật liệu lõi; xói cát ở các chân mái dốc; rửa trôi các thành phần hạt mịn do sự không ổn định bên trong của vật liệu lọc và lún mặt đất (Hình 44). Do đó, việc xác minh tính năng của đê chắn sóng mái nghiêng phải được thực hiện để ngăn ngừa các dạng phá hoại này.



CHÚ THÍCH:

- a: Sóng tràn b: Xói và vỡ các đơn vị lớp phủ c: Vỡ, trượt và lật của kết cấu bên trên
 d: Xói các đơn vị lớp phủ e: Phá hoại trượt của mái dốc trước
 f: Sóng truyền g: Xói các đê bên dưới các đơn vị lớp phủ;
 h: Lún của vật liệu lõi i: Lún của đất cát ở chân mái dốc
 j: Tính không ổn định bên trong của vật liệu lọc k: Lún mặt đất

Hình 44 - Các chế độ phá hoại của đê chắn sóng mái nghiêng (Tham khảo ISO 21650)

Các hạng mục xác minh tính năng của đê chắn sóng mái nghiêng bao gồm ổn định của kết cấu bên trên; ổn định của các khối lớp phủ (đá đổ, khối bê tông và khối bê tông dự định) ở các mặt cắt mái nghiêng,

khối lượng yêu cầu của đá đổ và khối bên dưới lớp phủ tại các mặt cắt nghiêng và ổn định bên trong của chúng như các lớp lọc, và khả năng chịu lực của các mặt cắt mái nghiêng và nền đất.

6.5.3.2 Xác minh tính năng ổn định của kết cấu bên trên

Việc xác minh tính ổn định của các kết cấu bên trên trong các trường hợp biến đổi đối với sóng phải được thực hiện đối với trượt và lật của các kết cấu bên trên.

Việc xác minh tính ổn định của các kết cấu bên trên trong các trường hợp biến đổi liên quan đến sóng phải được thực hiện bằng cách sử dụng các biểu thức (22) và (23). Trong các biểu thức này, ký hiệu γ là hệ số thành phần của mỗi chỉ số con. Hơn nữa, các chỉ số con k và d chỉ ra giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế tương ứng. Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 16 và 17, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để thuận tiện cho việc xác minh tính năng.

a) Xác minh trượt

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\ R_k &= \{f_k(W_k - P_{B_k} - P_{U_k})\} \\ S_k &= P_{H_k} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Trong đó:

f : hệ số ma sát giữa kết cấu bên trên và đá đổ;

W : trọng lượng của kết cấu bên trên (kN / m);

P_B : lực đẩy nổi (kN/m);

P_U : lực nâng lên (kN/m);

P_H : lực sóng ngang (kN/m);

R : sức kháng (kN/m);

S : tải trọng (kN/m);

γ_R : hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S : hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m : hệ số điều chỉnh.

Bảng 16 - Các hệ số thành phần được sử dụng để xác minh tính năng của kết cấu bên trên

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh (m)
Trượt của kết cấu bên trên (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

b) Xác minh lật

$$\left. \begin{aligned} m \cdot \frac{S_d}{R_d} &\leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \\ R_k &= a_1 W_k - a_2 P_{Bk} - a_3 P_{Uk} \\ S_k &= a_4 P_{Hk} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

Trong đó:

W: trọng lượng của kết cấu bên trên (kN/m);

P_B : lực đẩy nổi (kN/m);

P_U : lực nâng lên (kN/m);

P_H : lực sóng ngang (kN/m);

a_1 đến a_4 : chiều dài cánh tay của các tác động tương ứng (m);

R: sức kháng (kN/m);

S: tải trọng (kN/m);

γ_R : hệ số thành phần nhân với sức kháng;

γ_S : hệ số thành phần nhân với tải trọng;

m: hệ số điều chỉnh.

Bảng 17 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng chống lật của kết cấu bên trên

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Lật của kết cấu bên trên (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

Cần phải tính toán một cách thích hợp các giá trị đặc trưng cho trọng lượng W_k và lực đẩy nổi của kết cấu bên trên trong các biểu thức (22) và (23).

6.5.3.3 Xác minh tính năng của các đơn vị lớp phủ cho các mặt cắt nghiêng

Một trong những phương pháp để che phủ các phần dốc là sử dụng đá đổ hoặc các khối bê tông dị dạng làm lớp phủ, và một phương pháp khác là phủ các bề mặt nghiêng bằng mastic cát.

Các đơn vị lớp phủ cho các phần đá đổ phải có khối lượng đủ để đảm bảo ổn định chống lại sóng và đủ chiều dày để ngăn không cho lớp đệm bị rửa trôi.

Khi tính toán khối lượng yêu cầu của các đơn vị lớp phủ, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6 Tính ổn định của đá và khối lớp phủ chống lại sóng (OCDI 2020 hoặc ISO 21650).

Khối lượng yêu cầu của các đơn vị lớp phủ sẽ được thiết lập thích hợp khi xây dựng các lớp phủ không phải ngẫu nhiên mà bằng cách sắp xếp các đơn vị lớp phủ có trật tự hoặc bằng cách đặt các lớp đá lớp phủ. Số lớp đặt thường bằng hai khi xây dựng các lớp phủ bằng cách sắp xếp ngẫu nhiên.

Khi sử dụng mastic cát cho bề mặt mái nghiêng, tham khảo kinh nghiệm các trường hợp đã sử dụng trước.

6.5.3.4 Khối lượng yêu cầu của đá đổ và khối bên dưới các đơn vị lớp phủ tại các mặt cắt mái nghiêng và ổn định bên trong của chúng như các lớp lọc

Khối lượng yêu cầu của các lớp lọc (đá đổ và khối) bên dưới các đơn vị lớp phủ tại các đề chắn sóng mái nghiêng tốt nhất nên xấp xỉ bằng 1/10 đến 1/15 hoặc nhiều hơn khối lượng các đơn vị lớp phủ. Khối lượng của đá (vật liệu lõi) bên dưới các lớp lọc tốt nhất là xấp xỉ bằng 1/20 hoặc nhiều hơn khối lượng của các lớp lọc.

Việc xác minh tính ổn định về khối lượng của đá (vật liệu lõi) bên dưới các lớp lọc có thể được thực hiện theo biểu thức sau (ISO 21650):

$$\left. \begin{aligned} \frac{d_{15,lọc}}{d_{85,lõi}} &< 4 \text{ đến } 5 \\ \frac{W_{50,lọc}}{W_{50,lõi}} &< 15 \text{ đến } 20 \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

Trong đó:

d và W tương ứng là đường kính hạt và khối lượng của đá hoặc khối bê tông;

$d_{15,lọc}$ là cỡ sàng cho 15% khối lượng lọt qua;

$d_{85,lõi}$ là cỡ sàng 85% khối lượng lọt qua;

$W_{50,lọc}$ là khối lượng của vật liệu lọc có đường kính trung bình;

$W_{50,lõi}$ là khối lượng của vật liệu lõi có đường kính trung bình.

Hơn nữa, việc xác minh tính ổn định bên trong của vật liệu lọc có thể được thực hiện với điều kiện sau.

$$\frac{d_{60}}{d_{10}} < 10 \quad (25)$$

6.5.3.5 Khả năng chịu lực của mặt cắt mái nghiêng và đất nền

Ổn định của mặt cắt mái nghiêng của đê chắn sóng mái nghiêng có thể được kiểm tra thông qua việc xác minh các phá hoại trượt tròn của các lớp đá đổ và các phá hoại trượt của chúng do tải trọng lệch tâm và nghiêng.

Để xác minh phá hoại trượt tròn của các lớp đá đổ và các phá hoại trượt do tải trọng lệch tâm và nghiêng, tham khảo Phần III, Chương 2, 4.2.1 Phân tích ổn định bằng các mặt trượt tròn và Phần III, Chương 2, 3.2.5 Khả năng chịu lực của các tác động lệch tâm và nghiêng tương ứng.

6.5.3.6 Xác minh tính năng ổn định của các mặt cắt đầu đê

Các mặt cắt đầu đê chắn sóng mái nghiêng tốt nhất nên được xây dựng theo hình bán nguyệt bằng cách sử dụng các đơn vị lớp phủ có khối lượng lớn hơn 1,5 lần hoặc hơn nữa so với được sử dụng cho các mặt cắt thân đê. Khi tính toán khối lượng của đá lớp phủ và khối tiêu sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6 Ổn định của đá lớp phủ và khối chống lại sóng (OCDI 2020). Ổn định của các phần đầu nên được kiểm tra thông qua các thử nghiệm mô hình thủy lực.

6.5.4 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Để xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu, tham khảo Phần III, Chương 2, 2 Các bộ phận kết cấu. (OCDI 2020).

6.5.5 Chi tiết kết cấu

Nền móng của đê chắn sóng mái nghiêng phải có các biện pháp chống xói và ngăn chặn rửa trôi khi cần thiết.

Các biện pháp phòng chống xói bao gồm đê đá đổ có bậc nhỏ ở chân mái dốc hoặc bảo vệ chân mái dốc bằng khối đá đổ, thảm trải sàn chìm, thảm nhựa đường hoặc thảm nhựa tổng hợp (xem Hình 42).

Các biện pháp ngăn chặn các đê đá đổ bị lún do rửa trôi bao gồm lắp đặt các tấm thảm trải sàn chìm hoặc trải các tấm bạt.

Nói chung, khi xây dựng các công trình bên trên trên đê chắn sóng bằng khối đá đổ và đê đá đổ, phần móng đê đá đổ của các công trình bên trên sẽ bị che khuất bằng các khối đá đổ nhỏ.

Công tác hoàn thiện bề mặt của đê chắn sóng mái nghiêng phải được thực hiện theo cách đảm bảo liên kết đầy đủ của các vật liệu làm lớp phủ bề mặt với sự chú ý cẩn thận đến việc hoàn thiện các phần kết cấu đỉnh.

Tại các khu vực ven biển bị ảnh hưởng bởi dòng bùn cát ven bờ, các đê chắn sóng mái nghiêng được cung cấp biện pháp tốt nhất ngăn chặn sự xâm nhập của trầm tích để tránh cho bề cảng không bị bồi lắng do cát đi qua đê chắn sóng mái dốc cùng với sóng.

Công tác ngăn chặn sự xâm nhập của trầm tích thường được thực hiện theo cách xây dựng các tường

bằng cọc ván hoặc các khối bên trong đê chắn sóng hoặc đổ vật liệu đá có phân bố cỡ hạt rộng bên trong đê chắn sóng mái nghiêng hoặc trên các mái dốc ở phía bể cảng.

Cần lưu ý rằng đê chắn sóng mái nghiêng dễ bị tác động bởi sóng làm phân tán đá.

Để biết hỗn hợp vật liệu được sử dụng khi làm đê chắn sóng mái nghiêng bằng phương pháp mastic, tham khảo Phần II, Chương 11, 4 Vật liệu nhựa đường. (OCDI 2020)

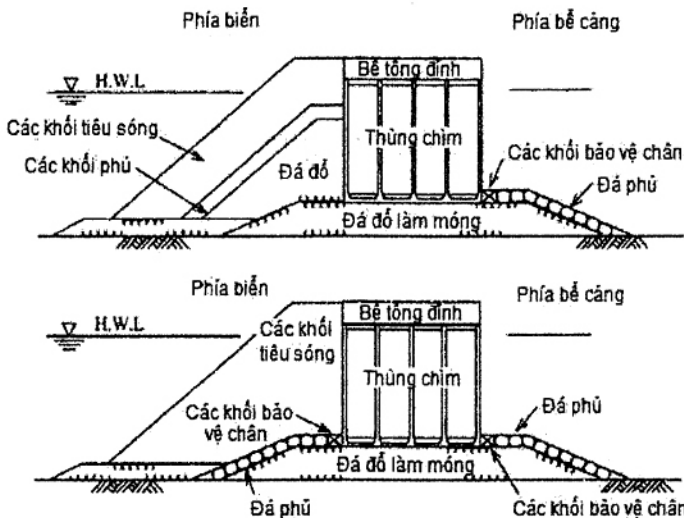
Khi xây dựng đê chắn sóng mái nghiêng trên nền đất yếu, lún và chìm của các đê chắn sóng thường làm cho khối lượng đá đổ hoặc khối lượng cần thiết trong xây dựng thực tế lớn hơn đáng kể so với số lượng dựa trên mặt cắt thu được bằng việc xác minh tính năng. Ngay cả trong trường hợp điều kiện mặt đất thuận lợi, tốt nhất là chuẩn bị thêm số lượng đá trong quá trình xây dựng thực tế để đề phòng sự phân tán và co kết của đá do sóng.

6.6 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng)

6.6.1 Khái quát

Đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng có cấu trúc trong đó: các khối tiêu sóng được lắp đặt phía trước các đê chắn sóng hỗn hợp kiểu đứng để năng lượng sóng có thể bị tiêu tán bởi các khối và sóng truyền qua có thể bị chặn bởi các mặt đứng.

Hình 46 là các ví dụ về các mặt cắt ngang của đê chắn sóng được bao phủ bởi các khối tiêu sóng.



Hình 46 Ví dụ về các mặt cắt ngang của đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng

6.6.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Chiều cao kết cấu đỉnh của đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng có thể được thiết lập phù hợp với đê chắn sóng hỗn hợp như được mô tả trong Chương 4, 3.1.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản. (OCDI 2020)

Nói chung, các khối tiêu sóng có chiều cao đỉnh thấp quá mức so với các mặt cắt mặt đứng có thể cho 120

phép lực sóng võ xung động tác động lên các phần mặt đứng và các khối tiêu sóng có chiều cao đỉnh cao hơn phần mặt đứng có thể gây mất ổn định cho các khối tiêu sóng trên cùng.

Các khối tiêu sóng phải có chiều rộng trên đỉnh tương đương với hai hàng khối tiêu sóng trở lên để cho phép chúng phát huy tác dụng tiêu sóng đầy đủ.

Có thể đặt chiều dày của kết cấu bên trên và chiều cao kết cấu đỉnh của các đê chắn sóng được lắp đặt phù hợp với đê chắn sóng mặt đứng, và chiều dày của các mặt cắt đá đổ có thể được thiết lập phù hợp với đê chắn sóng hỗn hợp.

Nếu chiều cao của đỉnh là giống nhau, thì các đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng có thể làm giảm mức độ sóng tràn và sóng truyền qua so với các đê chắn sóng mặt đứng và hỗn hợp. Đối với sóng tràn và sóng truyền qua, tham khảo Phần II, Chương 2, 6 Sóng. (OCDI 2020)

Các khối tiêu sóng có thể làm giảm áp suất sóng, làm giảm sóng tràn và sóng truyền qua, đồng thời hạn chế sóng phản xạ. Các thử nghiệm mô hình cần được tiến hành để đánh giá chính xác những ảnh hưởng này.

Cần chú ý đến lực sóng võ xung động có thể có tác dụng lên các phần của mặt cắt mặt đứng mà các khối tiêu sóng chưa được lắp đặt hoàn chỉnh trong quá trình thi công.

6.6.3 Tác động

Đối với các tác động trên đê chắn sóng được phủ các khối tiêu sóng, tham khảo Chương 4, 3.1.3 Các tác động. (OCDI 2020)

Nói chung, trọng lượng bản thân của các khối tiêu sóng dựa vào các thùng chìm không được coi là tác động lên các thùng chìm khi các đê chắn sóng chịu sóng. Khi coi trọng lượng bản thân của các khối tiêu sóng là tác dụng lên thùng chìm, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2.5 Lực sóng tác dụng lên các tường đứng được bởi các khối tiêu sóng. (OCDI 2020).

6.6.4 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của các thân đê chắn sóng

Để xác minh ổn định của các đê chắn sóng được phủ các khối tiêu sóng, tham khảo Chương 4, 3.1 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp). (OCDI 2020)

Việc xác minh tính năng đối với các phá hoại trượt và lật của đê chắn sóng được phủ các khối tiêu sóng đối với sóng biến đổi phải được thực hiện bằng cách sử dụng các biểu thức (8) và (10). Các hệ số thành phần trong phương trình có thể được chọn từ các giá trị trong Bảng 18 và 19, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh hiệu suất một cách thuận tiện.

Bảng 18 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng trượt của các thân đê chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng y_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng y_S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của thân đê chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	0,79	0,90	(1,00)

Bảng 19 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng lật của các thân đế chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_s	Hệ số điều chỉnh m
Lật của thân đế chắn sóng (trường hợp sóng biển đổi)	0,98	0,99	(1,00)

Các hệ số thành phần ở trên được thiết lập dựa trên các mức độ an toàn trong các tiêu chuẩn trước đây. Ngoài ra, các hệ số thành phần được thiết lập trong điều kiện địa hình đáy biển nơi các đế chắn sóng được đặt có độ dốc nhỏ hơn 1/30. Trong trường hợp địa hình đáy biển có độ dốc lớn hơn 1/30, các hệ số thành phần phải được thiết lập một cách thích hợp có tham chiếu đến các mô tả trong [11].

Trong [11], các hệ số thành phần được đặt trong điều kiện chiều cao đỉnh của các khối tiêu sóng không bị ảnh hưởng bởi lún. Do độ lún kết cấu đỉnh của các khối tiêu sóng có nguy cơ gây mất ổn định tức thời cho các đế chắn sóng khi lực sóng tác động lên chúng tăng lên, do đó cần phải chú ý cung cấp các khối tiêu sóng bằng các biện pháp phòng chống lún.

6.6.5 Xác minh tính năng của các hạng mục khác liên quan đến ổn định tổng thể của các thân đế chắn sóng

6.6.5.1 Xác minh tính năng về ổn định của các mặt cắt mái nghiêng

Để tính toán khối lượng cần thiết của các đơn vị lớp phủ cho các đế chắn sóng được phủ các khối tiêu sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6.2 Khối lượng yêu cầu của đá lớp phủ và các khối đế chắn sóng hỗn hợp chống lại sóng. (OCDI 2020)

Khối lượng yêu cầu của các đơn vị lớp phủ sẽ được thiết lập thích hợp khi xây dựng các lớp phủ không phải ngẫu nhiên mà sắp xếp các đơn vị lớp phủ có trật tự hoặc bằng cách xếp theo lớp các viên đá lớp phủ. Số lớp thường là hai khi xây dựng các lớp phủ bằng cách sắp xếp ngẫu nhiên các đơn vị lớp phủ.

6.6.5.2 Xác minh tính năng ổn định của các mặt cắt đầu đế

Các mặt cắt đầu đế chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng nên được xây dựng theo hình bán nguyệt bằng cách sử dụng các đơn vị lớp phủ có khối lượng lớn hơn 1,5 lần hoặc hơn so với khối lượng được sử dụng cho các mặt cắt thân đế. Khi tính toán khối lượng của các khối tiêu sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6.2 Khối lượng yêu cầu của đá lớp phủ và các khối đế chắn sóng hỗn hợp chống lại sóng. (OCDI 2020)

6.6.5.3 Xác minh tính năng ổn định của các công trình tiêu tán sóng

Để xác minh tính năng ổn định của các công trình tiêu tán sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.6.2 Khối lượng yêu cầu của đá lớp phủ và các khối đế chắn sóng hỗn hợp chống lại sóng. (OCDI 2020)

6.6.6 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Việc xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu có thể được thực hiện theo Phần III, Chương 2, 2 Các bộ phận kết cấu. (OCDI 2020)

6.6.7 Chi tiết kết cấu

Kích thước của các khối bảo vệ chân ở phía biển của đê chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng có thể được tính theo biểu thức (21) trong Chương 4, 3.1 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng hỗn hợp) (OCDI 2020) cho sóng trong quá trình xây dựng bằng cách xem xét các giai đoạn đê chắn sóng được để lại mà không có khối tiêu sóng trong quá trình xây dựng.

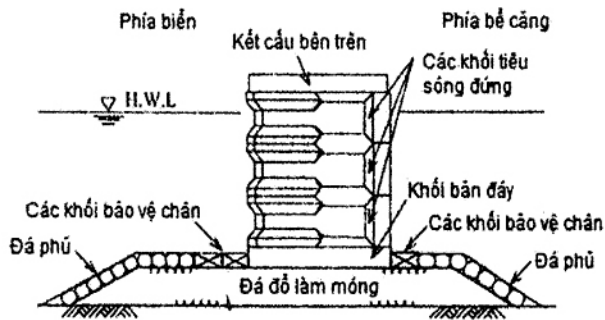
Nói chung, do các khối tiêu sóng dễ bị xói và rửa trôi khỏi đất nền do sóng, nên chúng cần được ngăn xói và rửa trôi ở các chân dốc để tránh lún, khi cần thiết. Đối với công việc ngăn xói và rửa trôi, tham khảo Chương 4, 3.3.5 Chi tiết kết cấu. (OCDI 2020)

6.7 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng)

6.7.1 Khái quát

Đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng là đê chắn sóng mặt đứng kiểu khối bê tông khối lớn hoặc đê chắn sóng hỗn hợp được xây dựng bằng cách xếp chồng trực tiếp các khối đặc biệt có chức năng hấp thụ sóng (khối hấp thụ sóng mặt đứng).

Đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng, trừ những loại có cấu trúc nguyên khối quy mô lớn, thường được sử dụng làm đê chắn sóng trong các vịnh bên trong hoặc bể cảng bên trong nơi độ cao của sóng tương đối thấp. Hình 47 cho thấy một ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng.



Hình 47 Ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng mặt đứng kiểu khối hấp thụ sóng

6.7.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Cần phải xác định kích thước kết cấu của đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng để có thể mang lại tính năng hấp thụ sóng cần thiết.

Chiều cao kết cấu đỉnh của đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng có thể được quyết định bằng cách xem xét chiều cao thỏa mãn các yêu cầu về tính năng và chiều cao của các phần hấp thụ sóng và bằng cách tham khảo Chương 4, 3.1.4 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của các thân đê chắn sóng. (OCDI 2020). Chiều cao kết cấu đỉnh của các phần hấp thụ sóng phải được xác định bằng cách xem xét tính năng hấp thụ sóng. Trong trường hợp kết cấu có thấm, kích thước của các mặt cắt mở phải được xác định bằng cách xem xét các đặc tính truyền sóng.

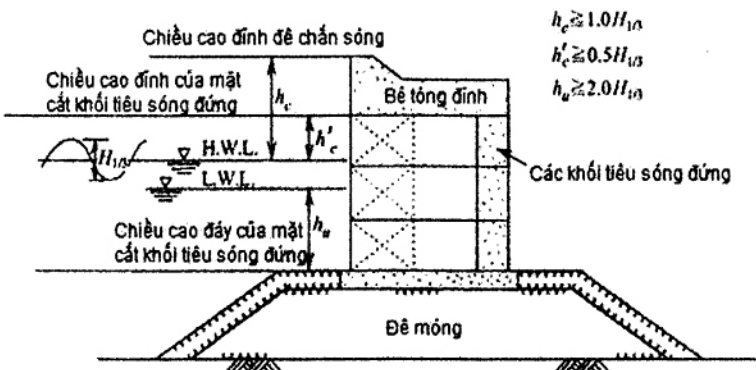
Tính năng hấp thụ sóng của đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng thay đổi tùy thuộc vào độ cao kết cấu đỉnh và độ cao đáy của các mặt cắt khối hấp thụ sóng.

Một số loại khối hấp thụ sóng đã được phát triển. Tốt nhất là các loại khối thích hợp được chọn sau khi đã nghiên cứu đầy đủ về tính năng hấp thụ sóng của chúng.

Đối với đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng, sóng truyền qua và sóng tràn nhỏ hơn so với đê chắn sóng hỗn hợp nhưng có xu hướng lớn hơn so với đê chắn sóng được phủ các khối hấp thụ sóng. Do đó, tốt nhất là chiều cao của kết cấu đỉnh được xác định bằng cách xem xét đầy đủ các điều kiện sử dụng đằng sau các đê chắn sóng. Hơn nữa, khi xác định chiều cao của kết cấu đỉnh, cần đảm bảo độ dày cần thiết để xây dựng bê tông đỉnh.

Tốt nhất là chiều cao đỉnh h_c' ít nhất bằng 0,5 lần hoặc cao hơn chiều cao sóng có nghĩa được sử dụng trong việc xác minh độ ổn định của các công trình trên mực nước cao trung bình hàng tháng. Chiều cao đáy hu ít nhất phải bằng hai lần hoặc cao hơn chiều cao sóng có nghĩa được sử dụng trong việc kiểm tra độ ổn định của các công trình dưới mực nước cao trung bình hàng tháng (Hình 48).

Đối với chiều cao sóng leo của đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng và đặc điểm của một số loại khối hấp thụ sóng, tham khảo các tài liệu [13] và [14], tương ứng.



Hình 48 - Sơ đồ giải thích cho chiều cao kết cấu đỉnh của đê chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng

6.7.3 Tác động

Tùy thuộc vào mục đích hấp thụ sóng và điều kiện sóng, các đặc tính của sóng được sử dụng để xác

minh tính năng hấp thụ sóng có thể được xác định riêng biệt với các đặc tính được sử dụng để xác minh ổn định của công trình và các bộ phận kết cấu.

Lực sóng phải được xác định theo phương trình thích hợp đối với đề chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng hoặc thông qua các thử nghiệm mô hình thủy lực mô phỏng các điều kiện sóng thực tế. Đối với đề chắn sóng có kết cấu phức tạp, lực sóng tác động lên các bộ phận kết cấu phải được nghiên cứu ngoài lực sóng được sử dụng để xác minh ổn định của toàn bộ các mặt cắt mặt đứng. Đối với lực sóng tác động lên đề chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2.7 Lực sóng tác động lên các đề chắn sóng hấp thụ sóng tường đứng. (OCDI 2020)

Do hệ số phản xạ của đề chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng mặt đứng thay đổi đáng kể tùy thuộc vào chu kỳ sóng, hệ số phản xạ phải được xác định có cân nhắc đến ảnh hưởng của sóng phản xạ. Tốt nhất là hệ số phản xạ được xác định bằng các thử nghiệm mô hình thủy lực mô phỏng các điều kiện thực tế hoặc có thể được xác định bằng cách tham khảo các kết quả thử nghiệm hiện có.

6.7.4 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của các thân đề chắn sóng

Do các đặc tính thủy lực của đề chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng tường đứng như sự truyền sóng và khả năng thấm chưa được làm sáng tỏ đầy đủ, việc xác nhận tính năng liên quan đến tác động của sóng tốt nhất nên được thực hiện trên cơ sở các thử nghiệm mô hình thủy lực mô phỏng các điều kiện thực tế.

Việc xác minh ổn định của đề chắn sóng kiểu khối hấp thụ sóng tường đứng có thể được thực hiện phù hợp với đề chắn sóng hỗn hợp. Các hệ số thành phần tiêu chuẩn được sử dụng để xác minh các phá hoại trượt và lật được thể hiện trong các Bảng 20 và Bảng 21, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh tính năng cho tiện.

Bảng 20 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng trượt của các thân đề chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_s	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của thân đề chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

Bảng 21 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng lật của các thân đề chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_s	Hệ số điều chỉnh m
Lật của thân đề chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

6.7.5 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Việc xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu có thể được thực hiện theo Phần III, Chương 2, 2 Các bộ phận kết cấu. (OCDI 2020)

6.8 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng)

6.8.1 Khái quát

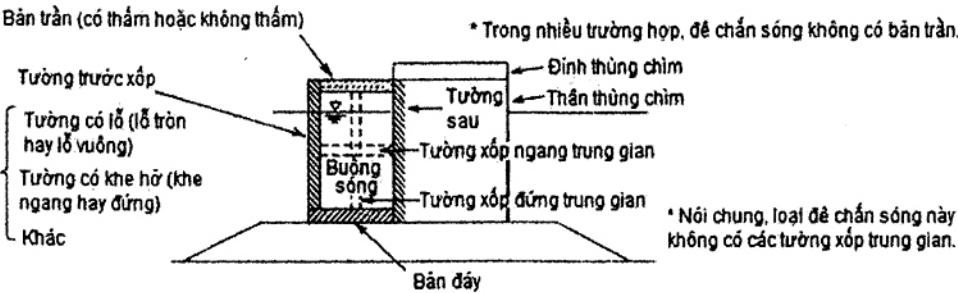
Đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng được phân loại là đê chắn sóng dạng thùng chìm dị dạng sử dụng các thùng chìm có hình dạng đặc biệt. Chúng được cung cấp các tường có lỗ và các khoang sóng ở mặt trước của chúng để mang lại hiệu ứng hấp thụ sóng.

So với đê chắn sóng hỗn hợp, đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng có các đặc điểm sau:

- Chúng có thể hạn chế sóng phản xạ;
- Chúng có thể làm giảm sóng tràn và sóng truyền qua;
- Chúng có thể làm giảm lực sóng. Đặc biệt, chúng có thể hạn chế sự gia tăng đáng kể của lực sóng ngay cả trong các điều kiện sóng khắc nghiệt, trong khi các thùng chìm thông thường trên các đê móng cao phải chịu lực sóng vỡ xung động mạnh;
- Chúng có chức năng sục khí nước biển với các vách ngăn có lỗ và các khoang tạo sóng giúp tăng cường sự hòa trộn của các bọt khí với nước biển. Hơn nữa, các buồng tạo sóng có hiệu quả như các khoang chứa cá.

Hình 49 cho thấy một ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng. Tùy thuộc vào hình dạng của các phần tử tương ứng và sự kết hợp của các phần tử, có thể hình dung được nhiều loại cấu trúc khác nhau, bao gồm thùng chìm tường có khe dọc, thùng chìm tường có khe ngang, thùng chìm khe cong, thùng chìm tường đục lỗ, và những loại khác. Về kiểu kết cấu cho đê chắn sóng thùng chìm hấp thụ sóng, cần lựa chọn kết cấu thích hợp bằng cách xem xét các điều kiện thiết kế, điều kiện sử dụng, kinh tế, v.v. trên cơ sở khảo sát kỹ tính năng hấp thụ sóng và khả năng chống sóng của từng kết cấu.

Đối với các loại kết cấu và tính năng của các loại đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng, có thể sử dụng Sổ tay kỹ thuật của Đê chắn sóng kiểu mới [15] làm tài liệu tham khảo.



Hình 49 - Ví dụ về một mặt cắt ngang của đê chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng

6.8.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Các kết cấu của đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng phải được lựa chọn thích hợp có cân nhắc đến tính năng hấp thụ sóng của chúng.

Trong các đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng, các kích thước yêu cầu phải được xác định một cách thích hợp bằng cách xem xét các hình dạng của kết cấu. Do các hệ số truyền khác nhau tùy thuộc vào cấu trúc hoặc điều kiện sóng, nên xác định chiều cao của đỉnh tương ứng với đặc tính truyền của kết cấu mục tiêu một cách thích hợp. Trong trường hợp các kết cấu có tính thấm, tốt hơn hết là kích thước của các mặt cắt mở nên được xác định một cách thích hợp.

Ngoài tính năng hấp thụ sóng, cấu trúc và kích thước của phần hấp thụ sóng còn liên quan đến sóng tràn, sóng truyền qua và lực sóng. Do đó, tốt hơn là xác định kích thước và cấu trúc bằng cách xem xét các đặc điểm này.

Hệ số phản xạ của đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng thay đổi tùy thuộc vào các yếu tố, bao gồm đặc tính của sóng, độ sâu của nước, kết cấu của các tường có lỗ phía trước, chiều rộng của các khoang sóng, có hay không có tấm trần và chiều cao của chúng, chiều cao của đề đá, và những thứ khác. Do đó, kích thước cấu trúc của các phần hấp thụ sóng phải được xác định một cách thích hợp sao cho hệ số phản xạ của sóng mục tiêu không vượt quá hệ số phản xạ mục tiêu có cân nhắc đến ảnh hưởng của các yếu tố trên. Để tăng cường tính năng hấp thụ sóng, tốt nhất là các buồng sóng có chiều cao đỉnh đủ lớn hoặc không có tấm trần (có thể thấm qua).

Đối với các đặc điểm phản xạ của tường ngăn dọc không có tấm trần, nghiên cứu của Tanimoto và Yoshimoto có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

6.8.3 Tác động

Tùy thuộc vào mục đích của việc hấp thụ sóng và điều kiện sóng, các điều kiện sóng được sử dụng để xác minh tính năng hấp thụ sóng có thể được xác định riêng biệt với các điều kiện được sử dụng để kiểm tra ổn định của công trình và các bộ phận kết cấu.

Trong nhiều trường hợp, các thùng chìm hấp thụ sóng thường được sử dụng để giảm sóng phản xạ. Do đó, nên xác định các điều kiện của sóng là đối tượng của hệ số hấp thụ sóng và hệ số phản xạ mục tiêu tương ứng với tính năng hấp thụ sóng cần thiết. Đặc biệt, do hệ số phản xạ của sóng hấp thụ khác nhau đáng kể tùy thuộc vào chu kỳ sóng, các điều kiện của sóng là đối tượng hấp thụ sóng phải được xác định trên cơ sở khảo sát các đặc trưng của chiều cao sóng và chu kỳ sóng.

Lực sóng phải được xác định theo phương trình thích hợp đối với đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng hoặc thông qua các thử nghiệm mô hình thủy lực mô phỏng các điều kiện sóng thực tế. Đối với đề chắn sóng có kết cấu phức tạp, nên nghiên cứu đầy đủ lực sóng tác động lên các bộ phận của kết cấu, ngoài lực sóng được sử dụng để xác minh ổn định của toàn bộ các mặt cắt thẳng đứng. Đối với lực sóng tác động lên đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2.7 Lực sóng tác động lên các đề chắn sóng hấp thụ sóng tường đứng. (OCDI 2020)

Việc xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu phải được thực hiện với lực sóng nghiêm trọng nhất đối với các bộ phận tương ứng. Đối với lực sóng tác động lên các bộ phận kết cấu của đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2.7 Lực sóng tác động lên các thùng chìm và [Công trình] hấp thụ sóng tường đứng, Chương 4, 3.5.3 Các tác động (OCDI 2020)

6.8.4 Xác minh tính năng

Do các đặc tính thủy lực của đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng như sự truyền sóng, tốc độ phản xạ và độ thấm nước chưa được làm sáng tỏ đầy đủ, việc xác minh tính năng liên quan đến tác động của sóng nên được thực hiện trên cơ sở kiểm tra mô hình thủy lực khi cần thiết.

Việc xác minh ổn định của đề chắn sóng kiểu thùng chìm hấp thụ sóng có thể được thực hiện phù hợp với đề chắn sóng hỗn hợp. Các hệ số thành phần tiêu chuẩn được sử dụng để xác minh các phá hoại trượt và lật được thể hiện trong các Bảng 22 và Bảng 23, Trong đó: giá trị trong ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để xác minh tính năng cho tiện.

Bảng 22 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng trượt của các thân đề chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của thân đề chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

Bảng 23 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng lật của các thân đề chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của thân đề chắn sóng (trường hợp sóng biến đổi)	(1,00)	(1,00)	1,20

6.8.5 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Việc xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu có thể được thực hiện theo Phần III, Chương 2, 2 Các bộ phận kết cấu. (OCDI 2020)

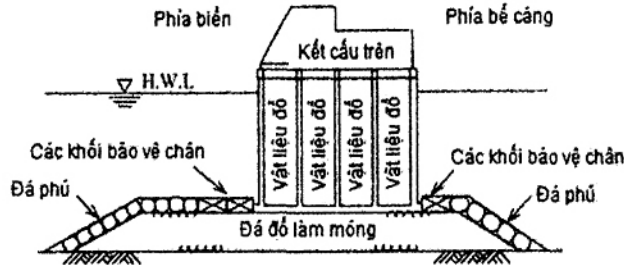
6.9 Đề chắn sóng kiểu trọng lực (Đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc)

6.9.1 Khái quát

Đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc được phân loại là đề chắn sóng thùng chìm dị dạng sử dụng các thùng chìm có hình dạng đặc biệt. Chúng được cấu tạo để giảm lực sóng ngang trong khi đồng thời sử dụng một phần lực sóng tác động lên các tường nghiêng của các kết cấu bên trên để ổn định các khối đề chắn sóng. Chúng thường được gọi là đề chắn sóng đỉnh dốc.

Trong các đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc, các tường nghiêng của kết cấu bên trên thường được định vị trên mực nước tĩnh; tuy nhiên, tường nghiêng nửa chìm nửa nổi với đầu dưới của chúng nằm dưới mực nước tĩnh có thể làm giảm thêm lực sóng.

Hình 50 cho thấy một ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc.



Hình 50 - Ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc

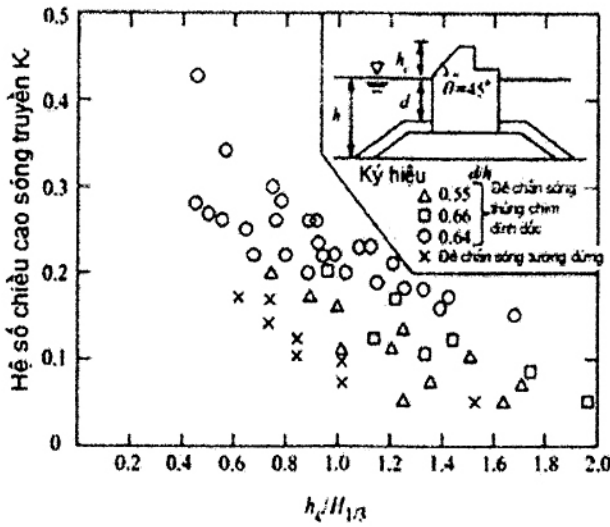
6.9.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Kích thước yêu cầu của đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc phải được xác định một cách thích hợp có xem xét đến hình dạng của chúng. Đặc biệt, chiều cao của kết cấu đỉnh phải được xác định một cách thích hợp phù hợp với đặc tính truyền sóng của kết cấu vì hệ số truyền thay đổi tùy thuộc vào loại kết cấu và điều kiện sóng.

Chiều cao kết cấu đỉnh của đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc được xác định tốt hơn khi xét đến độ yên tĩnh của bến cảng vì chúng làm tăng chiều cao sóng truyền qua so với đê chắn sóng mặt đứng thông thường.

Khi chiều cao của kết cấu đỉnh là giống nhau, đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc có hệ số truyền chiều cao sóng xấp xỉ hai lần hệ số truyền sóng của đê chắn sóng mặt đứng (Hình 51). Do đó, đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc có chiều cao đỉnh được đặt ở mức tương tự với chiều cao sóng có nghĩa $H_{1/3}$ có thể làm giảm chiều cao sóng truyền xuống cùng mức, tương tự như trường hợp đối với những đê chắn sóng mặt đứng có chiều cao kết cấu đỉnh được đặt bằng 0,6 lần chiều cao sóng có nghĩa.

Khi tăng độ dốc của các tường nghiêng, đê chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc có thể hiệu quả hơn trong việc hạn chế sóng truyền vào bể cảng nhưng nhận được áp lực sóng lớn hơn, do đó làm giảm tác động của đê chắn sóng mái nghiêng. Theo các thử nghiệm mô hình thủy lực quan sát các hệ số truyền sóng bằng cách thay đổi độ dốc của tường nghiêng, không có sự khác biệt đáng kể nào được xác định trong các hệ số truyền được đo với các độ dốc 30° , 45° và 60° . Do đó, độ dốc của tường nghiêng tốt nhất nên đặt ở 45° bằng cách xem xét các hiệu quả giảm áp lực sóng và tạo thuận lợi cho công việc xây dựng.



Hình 51 - Hệ số truyền chiều cao sóng và chiều cao kết cấu đỉnh tương đối

Khi phủ các phần phía trước mặt đứng của các thùng chìm bằng các khối tiêu sóng, các đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc có thể phải chịu áp lực sóng vỡ xung động tùy thuộc vào chiều cao đỉnh của các khối tiêu sóng.

Hơn nữa, trong trường hợp như vậy, cần phải chú ý đến ổn định của các khối tiêu sóng vì chúng được xếp chồng lên nhau đến mực nước tĩnh.

6.9.3 Tác động

Mặc dù lực sóng tác động lên đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc được xác định tốt hơn bằng các thử nghiệm mô hình thủy lực, nhưng có thể sử dụng các quy định trong Phần II, Chương 2, 6.2.6 Lực sóng tác động lên đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc (OCDI 2020) như một tài liệu tham khảo khi việc thực hiện các thử nghiệm mô hình thủy lực gặp khó khăn.

Tùy thuộc vào mục đích của sóng tiêu tán và điều kiện sóng, các đặc tính của sóng được sử dụng để xác minh tính năng hấp thụ sóng có thể được xác định riêng biệt với các đặc tính được sử dụng để xác minh ổn định của công trình và các bộ phận kết cấu.

Đối với lực sóng tác động lên đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc được phủ các khối tiêu sóng, kết quả nghiên cứu của Sato và cộng sự có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

6.9.4 Xác minh tính năng

Việc xác minh tính năng của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc phải được thực hiện bằng các thử nghiệm mô hình thủy lực khi cần thiết với các hình dạng đề chắn sóng thích hợp được lựa chọn trên cơ sở nghiên cứu đầy đủ về các đặc tính truyền sóng.

Việc xác minh tính ổn định của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc có thể được thực hiện phù hợp với đề chắn sóng hỗn hợp. Bảng 24 và Bảng 25 chỉ ra các hệ số thành phần tiêu chuẩn được sử dụng để xác minh các phá hoại trượt và lật. Đối với trường hợp các mặt trước của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc được phủ bằng các khối tiêu sóng, hệ số tiêu chuẩn thành phần có thể được chọn từ các giá trị trong cột dưới của bảng tương ứng.

Bảng 24 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng trượt của các thân đề chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc phủ các khối tiêu sóng (trường hợp sóng biến đổi)	0,84	1,11	(1,00)
Trượt của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc (trường hợp sóng biến đổi)	0,76	0,95	(1,00)

Bảng 25 - Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng lật của các thân đề chắn sóng

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với sức kháng γ_R	Hệ số thành phần nhân với tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Lật của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc phủ các khối tiêu sóng (trường hợp sóng biến đổi)	0,98	1,17	(1,00)
Lật của đề chắn sóng thùng chìm đỉnh dốc (trường hợp sóng biến đổi)	0,98	1,06	(1,00)

Các hệ số thành phần ở trên đã được thiết lập có tham chiếu đến các mức độ an toàn trong các tiêu chuẩn trước đây. Hơn nữa, các hệ số thành phần được thiết lập trong điều kiện địa hình đáy biển nơi các đề chắn sóng được lắp đặt có độ dốc nhỏ hơn 1/30. Trong trường hợp địa hình của đáy biển có độ dốc lớn hơn 1/30, các hệ số thành phần phải được thiết lập thích hợp có tham chiếu đến các mô tả trong Tài liệu tham khảo [16].

6.9.5 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Việc xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu có thể được thực hiện theo Phần III, Chương 2, 2 Các bộ phận kết cấu. (OCDI 2020)

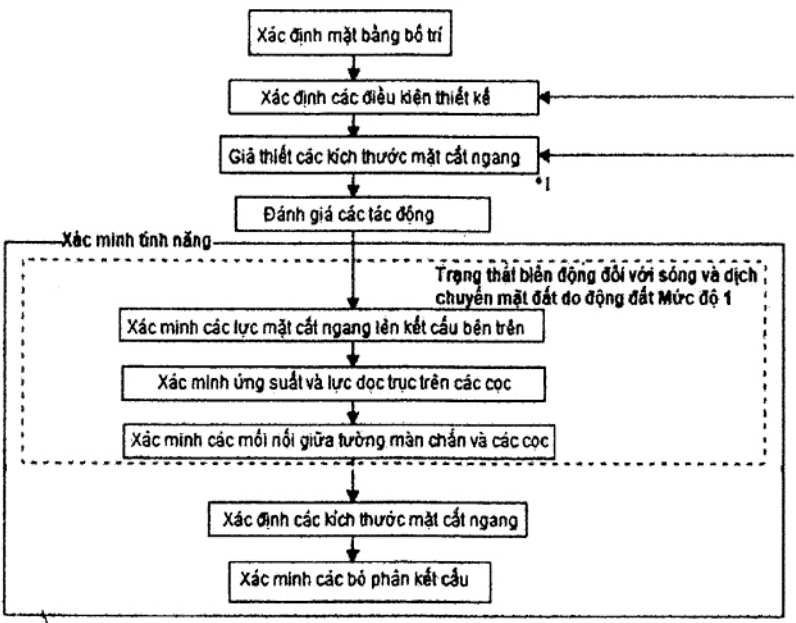
6.10 Đề chắn sóng kiểu cọc

6.10.1 Khái quát

Đê chắn sóng kiểu cọc có thể được chia sơ bộ thành đê chắn sóng kiểu màn chắn và đê chắn sóng ống thép. Đê chắn sóng màn chắn là đê chắn sóng có cấu trúc dạng cọc được phát triển để sử dụng ở các vùng nước có độ cao sóng tương đối thấp, chẳng hạn như các vịnh kín hoặc các vị trí có nền đáy biển yếu, trong khi đê chắn sóng bằng ống thép là đê chắn sóng chỉ chặn sóng bằng cách sử dụng cọc ống thép.

Việc xác minh tính năng của đê chắn sóng màn chắn phải được thực hiện trên cơ sở các thử nghiệm mô hình thủy lực khi cần thiết, với các kết cấu của chúng được lựa chọn thích hợp có xem xét đến hệ số phản xạ và truyền sóng.

Hình 52 cho thấy một ví dụ về quy trình xác minh tính năng đối với đê chắn sóng màn chắn. Tuy nhiên, vì Hình 52 không cho thấy việc đánh giá ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng do chuyển động của đất nền khi động đất, nên cần phải cân nhắc một cách thích hợp khả năng xảy ra và các biện pháp chống hóa lỏng bằng cách tham khảo Phần II, Chương 7 Hóa lỏng của đất. (OCDI 2020)

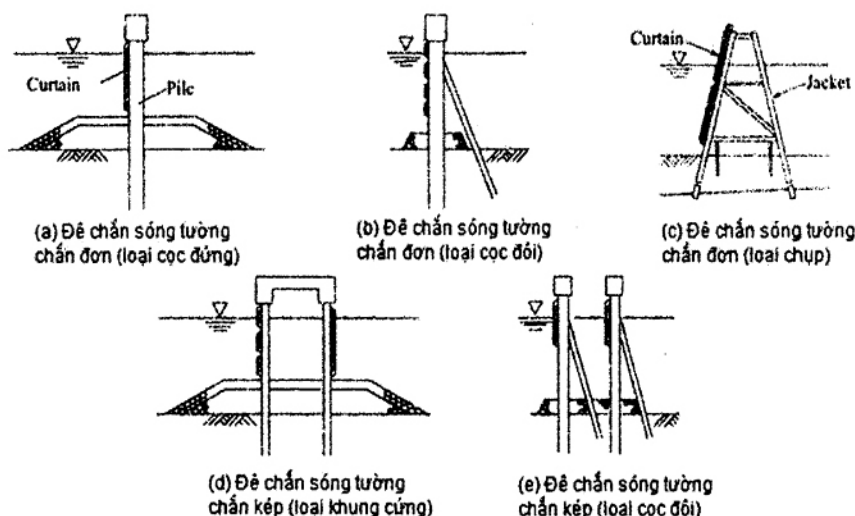


* 1: Vì đánh giá ảnh hưởng của quá trình hóa lỏng không được hiển thị nên cần phải xem xét riêng.

* 2: Đối với những công trình được cho là có thể gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội thì nên tiến hành xác minh các trường hợp sự cố khi cần thiết. Việc xác minh các trường hợp sự cố đối với sóng sẽ được tiến hành trong trường hợp các cơ sở xử lý hàng hóa nguy hiểm nằm ngay sau đê chắn sóng và thiệt hại đối với các cơ sở khác sẽ gây ra tác động thảm khốc.

Hình 52 - Ví dụ về trình tự xác minh tính năng cho đê chắn sóng kiểu cọc

Đê chắn sóng màn chắn có thể được chia sơ bộ thành đê chắn sóng một màn chắn và đê chắn sóng hai màn chắn tùy thuộc vào cách thức bố trí của tường màn chắn, ví dụ như tấm bê tông, so với hướng truyền sóng. Hơn nữa, nhiều loại có nguồn gốc khác nhau có thể được hình thành tùy thuộc vào hình dạng của cấu trúc cọc đỡ các tường màn chắn hoặc hình dạng của các khe được cung cấp trong các bức tường màn chắn. Hình 53 cho thấy các ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng kiểu cọc.



Hình 53 - Ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng kiểu cọc

Tường màn chắn thường có các tính năng sau:

- Hệ số phản xạ có thể giảm xuống mức bằng hoặc nhỏ hơn hệ số phản xạ của đê chắn sóng được phủ bằng các khối tiêu sóng.
- Sự trao đổi nước biển có thể xảy ra do thủy triều và sóng đi qua các khe được cung cấp trong các tường màn chắn hoặc các khoảng trống giữa các mép dưới của tường màn chắn và đáy biển.
- Các công việc thi công như đóng cọc, lắp khung cố định màn chắn, lắp màn chắn đều cần được thực hiện với độ chính xác nhất định.
- Với hiệu ứng suy giảm năng lượng sóng dự kiến giữa các tường màn chắn phía trước và phía sau, đê chắn sóng màn chắn kép có thể giảm sóng phản xạ và truyền qua hiệu quả hơn so với đê chắn sóng màn chắn đơn.
- Do vận tốc của dòng chảy qua các màn chắn khá cao, nên cần phải có các biện pháp đối phó thích hợp để ngăn chặn hoặc khắc phục rửa trôi cát.

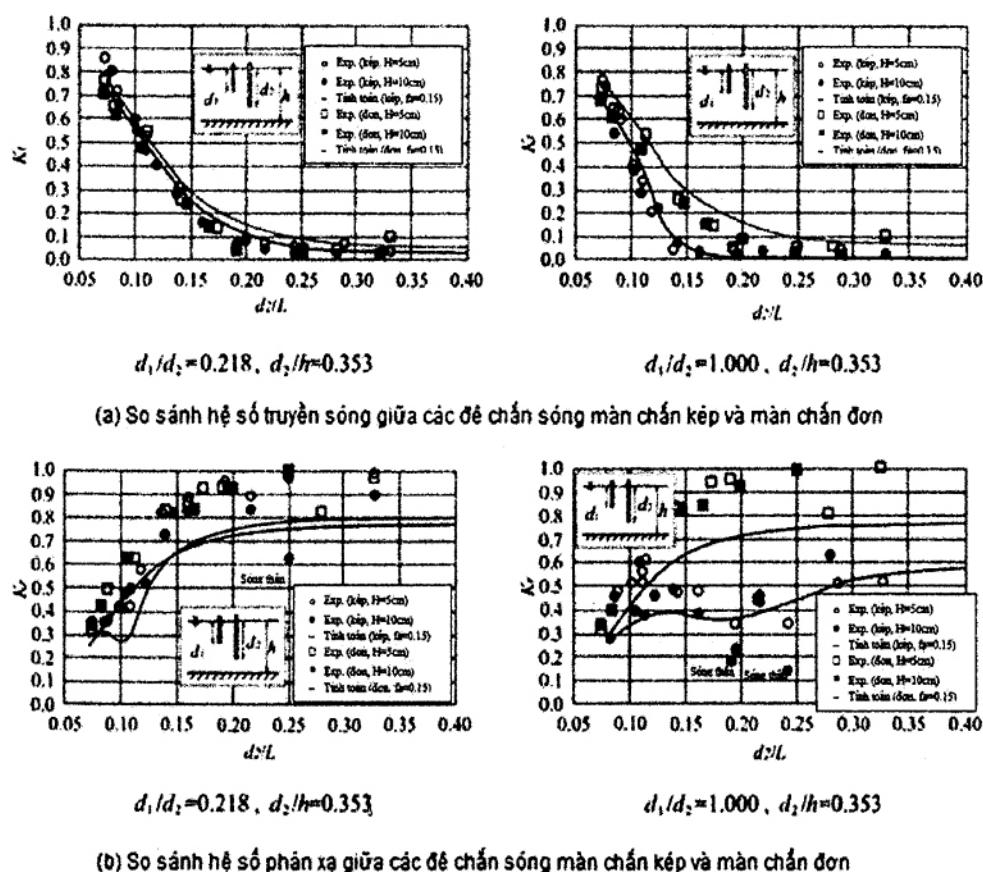
Đê chắn sóng bằng ống thép là đê chắn sóng sử dụng cọc ống thép hoặc cọc ván thép kiểu ống. Đê chắn sóng bằng ống thép có kết cấu nhẹ hơn đê chắn sóng kiểu trọng lực. Vì vậy, đê chắn sóng ống thép phù hợp với những vị trí có nền đất yếu và độ cao sóng tương đối thấp.

Việc xác minh tính năng của đê chắn sóng bằng ống thép có thể được thực hiện với việc tham khảo các khái niệm về đê chắn sóng màn chắn.

6.10.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Các kiểu kết cấu và hình dạng của đế chắn sóng tường màn chắn phải được xác định bằng cách xem xét các điều kiện thủy văn của vùng nước đối tượng, hệ số phản xạ và truyền dẫn mục tiêu, và khả năng làm việc.

Các mặt cắt ngang của đế chắn sóng tường màn chắn, bao gồm chiều cao của kết cấu đỉnh, độ sâu của các đầu phía dưới của màn chắn, kích thước của các khe được cung cấp trong màn chắn và khoảng cách giữa các tường màn chắn trong trường hợp của đế chắn sóng màn chắn kép, là tốt nhất khi được thiết lập trên cơ sở các thử nghiệm mô hình mô phỏng các điều kiện thực tế. Tốt hơn hết là kích thước của các bộ phận như màn chắn và cọc được xác định một cách thích hợp bằng cách xem xét khoảng cách giữa các cọc theo hướng tuyến mặt của đế chắn sóng.



Hình 54 - Hệ số phản xạ và truyền sóng của đế chắn sóng màn chắn

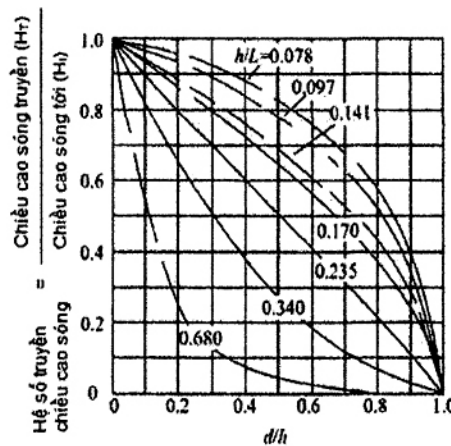
Các nghiên cứu đã được thực hiện về việc thu được các hệ số phản xạ và truyền qua của đế chắn sóng màn chắn bằng cách sử dụng các thử nghiệm mô hình hoặc phân tích số. Ví dụ, như trong Hình 54, Nakamura và cộng sự [17] đã tiến hành một thử nghiệm mô hình để quan sát hệ số phản xạ và truyền sóng của đế chắn sóng màn chắn đơn và một đế màn chắn kép với khoảng cách màn chắn tương tự

như chiều rộng của đế chắn sóng mặt đứng kiểu trọng lực bằng cách thay đổi mực nước và cho thấy kết quả quan sát hệ số phản xạ và truyền sóng phù hợp với lý thuyết suy giảm sóng. Hơn nữa, Kyono và cộng sự [18] đã tiến hành các thử nghiệm mô hình và phân tích số dựa trên Phương pháp thể tích chất lỏng để cân nhắc sự phân bố áp suất sóng và các đặc tính lực sóng đối với đế chắn sóng màn chắn.

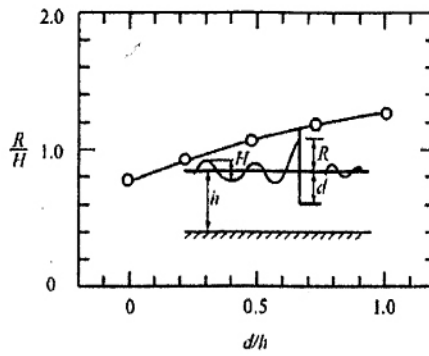
Ví dụ về các thử nghiệm mô hình cho đế chắn sóng màn chắn đơn bao gồm các thử nghiệm mô hình của Morihira và cộng sự [19]. Theo kết quả thử nghiệm mô hình, có thể thu được độ sâu của các đầu phía dưới và chiều cao kết cấu đỉnh của màn chắn có thể so tương đối đối với hệ số truyền chiều cao sóng bằng cách sử dụng Hình 55 và Hình 56 tương ứng với điều kiện là chiều cao kết cấu đỉnh của các màn chắn trong Hình 55 được hiệu chỉnh sao cho $R/H = 1,25$ tại $d/h = 1,0$ nghĩa là, chiều cao của kết cấu đỉnh không phải là những chiều cao có khả năng ngăn chặn hoàn toàn sóng tràn. Trong hình trên, d là độ sâu của đầu phía dưới của màn chắn, h là độ sâu của nước, L là chiều dài sóng, R là chiều cao kết cấu đỉnh của màn và H là chiều cao sóng. Hình 57 cho thấy mối quan hệ giữa hệ số phản xạ sóng và d/h trong đế chắn sóng màn chắn đơn.

Với các cọc ống thép đóng cách nhau, đế chắn sóng bằng ống thép có thể được sử dụng làm đế chắn sóng kiểu thấm qua. Hayashi và cộng sự [20] đã nghiên cứu mối quan hệ giữa tỷ số giữa các khoảng cách cọc với đường kính cọc b/D và hệ số truyền sóng γ_T (Hình 58).

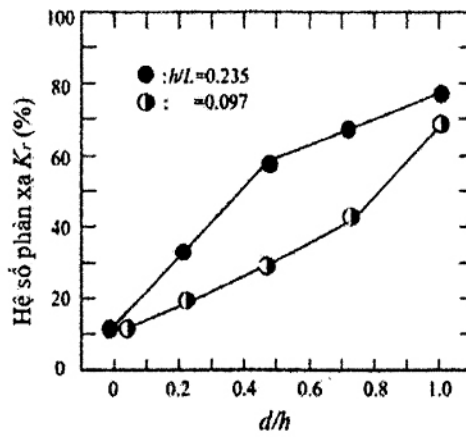
Hơn nữa, mômen trong cọc do sóng giảm khi không gian giữa các cọc tăng lên. Tuy nhiên, hiệu ứng giảm mô men này đạt đến giới hạn của nó ở khoảng $d/D = 0,1$. Lưu ý rằng đế chắn sóng loại này chịu xói mất đất giữa các cọc.



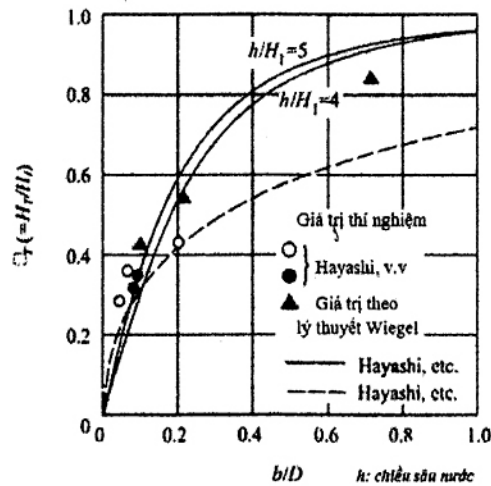
Hình 55 - Quan hệ giữa d/h và hệ số truyền sóng (Tường màn chắn đơn)



Hình 56 - Đường cong tính toán chiều cao kết cấu đỉnh (Tường màn chắn đơn)



Hình 57 - Quan hệ giữa d/h và hệ số phản xạ sóng (Tường màn chắn đơn)



Hình 58 - Quan hệ giữa tỷ lệ khoảng cách các cọc với đường kính cọc và hệ số truyền sóng⁽⁴³⁾

6.10.3 Tác động

Các tác động được xem xét trong quá trình xác minh tính năng của đề chắn sóng kiểu cọc có thể được thiết lập phù hợp với đề chắn sóng hỗn hợp có tham chiếu đến Phần II, Chương 4, 3.1.3 Các tác động (OCDI 2020). Tuy nhiên, do hệ số phản xạ và hệ số truyền của đề chắn sóng kiểu cọc thay đổi tùy theo độ dốc của sóng, nên việc cân nhắc hệ số phản xạ và truyền sóng có thể dựa trên các loại sóng có tần số tương đối cao và có thể có nguy cơ gây nhiễu khi sử dụng cảng nói chung.

Vì đề chắn sóng kiểu cọc có kết cấu tiêu tán sóng bằng các khe hở trong các phần màn chắn hoặc các khoang giữa các màn trước và sau, lực sóng tác dụng lên các phần màn này thay đổi tùy theo hình dạng của chúng và đặc tính của sóng tới.

Lực sóng tác động lên đề chắn sóng màn chắn phải được thiết lập trên cơ sở kết quả của các thử nghiệm mô hình thủy lực, phân tích số hoặc phương trình tính toán thích hợp. Trong trường hợp màn chắn đơn, lực sóng tác động lên chúng có thể được tính bằng cách lấy phân bố áp suất sóng (Phần II, Chương 2, 6 Lực sóng (OCDI 2020)) trừ đi áp suất sóng được phân bố trong các phần bên dưới các mép dưới của màn chắn.

Các nghiên cứu về lực sóng tác động lên đề chắn sóng bằng ống thép bao gồm các nghiên cứu được thực hiện bởi Hayashi và cộng sự [20] và Nagai và cộng sự [21]. Theo kết quả thử nghiệm của họ, có thể coi Phần II, Chương 2, 6.3 Tác động sóng lên các bộ phận ngập trong nước và các kết cấu độc lập (OCDI 2020) có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo khi thiết lập lực sóng tác động lên đề chắn sóng bằng ống thép. Tuy nhiên, không nên sử dụng đề chắn sóng bằng ống thép ở những vùng nước có sóng vỡ.

Mặc dù việc xác minh tính năng của đề chắn sóng kiểu cọc đối với dịch chuyển của mặt đất do động đất cấp 1 có thể được thực hiện theo cách tính toán trực tiếp lượng biến dạng thông qua các phương pháp phân tích chi tiết như phân tích động lực học và đánh giá xem liệu tính năng yêu cầu có được đảm bảo hay không, đơn giản hóa các phương pháp, chẳng hạn như phương pháp hệ số địa chấn, cũng có thể được sử dụng để xác minh tính năng. Khi sử dụng các phương pháp đơn giản hóa, các giá trị đặc trưng của hệ số địa chấn được sử dụng trong xác minh tính năng phải được thiết lập thích hợp bằng cách xem xét các đặc điểm cấu tạo của đề chắn sóng kiểu cọc. Tùy vào loại kết cấu, các giá trị đặc trưng của hệ số địa chấn đối với đề chắn sóng kiểu cọc có thể được tính toán phù hợp với Phần III, Chương 5, 5.2 Bến cảng kiểu hờ trên cọc đứng (OCDI 2020).

6.10.4 Xác minh tính năng

Để xác minh các ứng suất trong cọc ống thép của đề chắn sóng kiểu cọc, tham khảo Phần III, Chương 5, 5.2 Bến kiểu hờ trên các cọc đứng (OCDI 2020). Các hệ số điều chỉnh được sử dụng trong xác minh tính năng phải được thiết lập thích hợp có tham chiếu đến ứng suất cho phép trên cơ sở các phương pháp thiết kế trước đây.

Trong xác minh tính năng của ứng suất trong cọc, mômen uốn và lực cắt có thể được tính toán trên cơ sở cọc đầu khớp trong trường hợp kết cấu cọc bao gồm cọc thẳng đứng hoặc khung cứng có đầu cọc

có định với điểm cố định ảo $1/\beta$ bên dưới bề mặt đáy biển trong trường hợp kết cấu cọc bao gồm một nhóm cọc hoặc cọc trước và cọc sau với các đầu cọc tương ứng được liên kết cứng với nhau thông qua kết cấu bên trên. Để tính toán β , tham khảo Phần III, Chương 5, 5.2 Bền kiểu hở trên các cọc đứng (OCDI 2020).

Các cọc tương ứng phải có đủ chiều dài chôn trong đất để đảm bảo lực cản ngang khi chịu tác động của sóng và khả năng chịu lực chống lại lực đẩy và lực kéo. Chiều dài chôn của đề chắn sóng kiểu cọc có thể được tính toán theo Phần III, Chương 2, 3.4 Móng cọc (OCDI 2020).

6.10.5 Xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu

Để xác minh tính năng của các cấu kiện màn chắn bê tông, tham khảo Phần III, Chương 2, 2 Bộ phận kết cấu (OCDI 2020).

Để xác minh tính năng của kết cấu bên trên của đề chắn sóng, tham khảo Phần III, Chương 5, 5.2 Bền căng hở trên các cọc đứng (OCDI 2020).

6.10.6 Chi tiết kết cấu

Các chi tiết kết cấu của đề chắn sóng kiểu cọc có thể được thiết lập phù hợp với đề chắn sóng hỗn hợp, tham khảo Chương 4, 3.1.9 Chi tiết kết cấu (OCDI 2020) hoặc các chi tiết kết cấu của các loại kết cấu tương tự khác.

6.11 Đề chắn sóng có đế rộng trên nền đất yếu

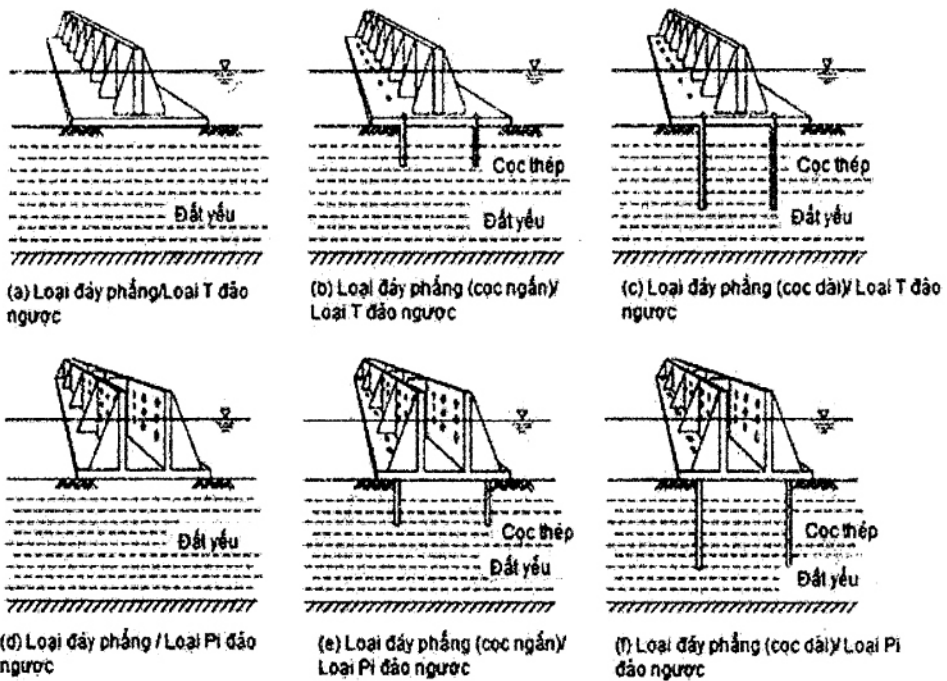
6.11.1 Các nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng

Đề chắn sóng có đế rộng trên nền đất yếu chống lại lực sóng ngang bằng các cọc và lực dính giữa đáy của các thân đề chắn sóng và các lớp đất dính trên bề mặt. Mặt khác, các tấm đáy và móng chống lại lực đứng. Nói chung, do loại kết cấu này được phát triển để xây dựng đề chắn sóng trên đất dính yếu, nên có những trường hợp loại này có lợi về kinh tế vì trọng lượng của các đề chắn sóng có thể giảm và không cần cải tạo đất.

Hình 59 cho thấy các ví dụ về mặt cắt ngang của đề chắn sóng đế rộng trên đất yếu. Mặc dù các loại kết cấu có thể được chia thành "loại đáy phẳng" và "loại đáy phẳng có cọc", loại cơ sở phẳng có cọc thường được sử dụng.

Đề chắn sóng đế rộng trên nền đất yếu không thể giảm thiểu cả kích thước cọc và chiều rộng của thân đề chắn sóng. Do đó, các mặt cắt thích hợp phải được lựa chọn sau khi nghiên cứu so sánh sự kết hợp của các kích thước cọc và chiều rộng của các đề chắn sóng.

Được xây dựng trực tiếp trên nền đất yếu, các đề chắn sóng đế rộng trên nền đất yếu chịu tác động của sóng và dòng nước tại các khu vực xung quanh đề chắn sóng. Do đó, các biện pháp đối phó thích hợp sẽ được thực hiện khi cần thiết.



Hình 59 - Ví dụ về mặt cắt ngang của đê chắn sóng để rộng trên nền đất yếu

6.11.2 Tác động

Các tác động phải được thiết lập một cách thích hợp xem xét các điều kiện tự nhiên, sử dụng và xây dựng cũng như môi trường chất lượng nước. Đối với các loại tác động được xem xét trong xác minh tính năng, có thể tham khảo Phần III, Chương 4, 3.1.3 Các tác động phù hợp với loại đê chắn sóng hỗn hợp (OCDI 2020).

Trong xác minh tính năng của loại đê chắn sóng này liên quan đến dịch chuyển mặt đất do động đất Mức 1 có thể được thực hiện thông qua các phương pháp phân tích chi tiết như phân tích động lực trực tiếp tính toán lượng biến dạng và đánh giá tính năng, các phương pháp đơn giản hoá như Phương pháp hệ số địa chấn cũng có thể được sử dụng để xác minh tính năng. Khi sử dụng các phương pháp đơn giản hóa, các giá trị đặc trưng của hệ số địa chấn được sử dụng trong xác minh tính năng có thể được tính toán theo biểu thức (26) sau bằng cách sử dụng các giá trị lớn nhất của lịch sử thời gian của gia tốc tại đáy các thân đê chắn sóng thu được qua phân tích phản ứng động đất một chiều với dịch chuyển mặt đất của động đất mức độ 1 trong đáy xây dựng như là dịch chuyển mặt đất do động đất đầu vào. Để tính toán lịch sử thời gian của gia tốc đáy của các thân đê chắn sóng, có thể tham khảo Phần III Chương 1, 1.2.2, Nhóm 2 Quy trình tính toán hệ số địa chấn để xác minh (2) và (3) (OCDI 2020).

$$k_h = \frac{\alpha_{\max}}{g} \quad (26)$$

Trong đó:

K_n : hệ số địa chấn để xác minh;

$\alpha_{\max}$: giá trị cực đại của gia tốc tại đáy thân đề chấn sóng (cm/s^2); và

g : gia tốc trọng trường (cm/s^2)

6.11.3 Xác minh tính năng

Việc xác minh tính năng của các đề chấn sóng để rộng trên nền đất yếu có thể được thực hiện với tham khảo các Tài liệu [22] đến [25].

6.12 Đề chấn sóng nổi

6.12.1 Các nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng

Đề chấn sóng nổi là đề chấn sóng trong đó: sóng truyền qua bị giảm bởi các vật nổi neo đậu. Mặc dù hình dạng của các thân nổi bao gồm nhiều loại, nhưng loại phao nổi được sử dụng rộng rãi.

Nên tiến hành kiểm tra tính năng của đề chấn sóng nổi trên cơ sở các thử nghiệm mô hình thủy lực và phân tích lý thuyết, nếu cần, với các kết cấu của chúng được lựa chọn thích hợp có xem xét đến hiệu ứng tiêu tán và ổn định của sóng.

Hình 60 cho thấy một ví dụ về trình tự xác minh tính năng đối với đề chấn sóng nổi. Tuy nhiên, vì Hình 56 không cho đánh giá ảnh hưởng của hiện tượng hóa lỏng do dịch chuyển của mặt đất do động đất đối với các neo, nên cần phải cân nhắc một cách thích hợp khả năng xảy ra và các biện pháp chống hóa lỏng có tham chiếu đến Phần II, Chương 7 Hóa lỏng của đất (OCDI 2020).

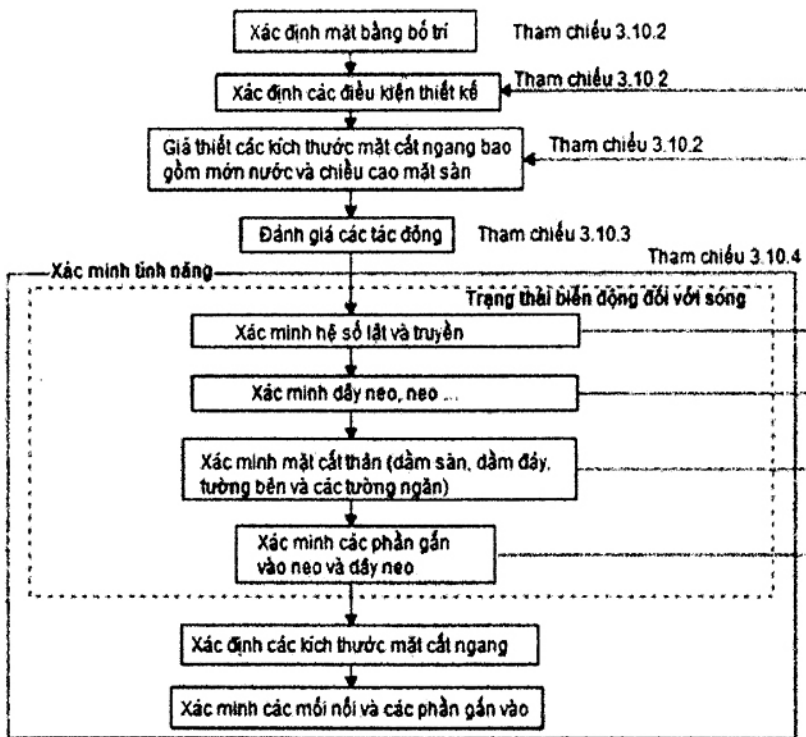
Đề chấn sóng nổi có nhiều ưu điểm khác nhau, bao gồm thực tế là chúng không ngăn cản sự di chuyển của nước biển và dòng bùn cát trôi dạt ven bờ, chúng không bị ảnh hưởng bởi sự thay đổi mực nước thủy triều hoặc điều kiện mặt đất, và chúng có thể di chuyển được.

Tuy nhiên, chúng cũng có một số vấn đề là chúng tạo ra sóng truyền qua, tác dụng của chúng khác nhau đáng kể tùy thuộc vào đặc tính của sóng, chúng chỉ có thể được sử dụng ở những vị trí có sóng nhỏ do khả năng chống sóng hạn chế và cơ chế của hệ thống neo chống lại các tác động xung động lặp đi lặp lại chưa được hiểu đầy đủ. Hơn nữa, vì có nguy cơ hư hỏng thứ cấp do trôi các vật nổi nếu dây neo bị đứt, nên cần thực hiện các biện pháp thích hợp bao gồm việc bố trí dây neo có cân nhắc đến an toàn.

Khi xác định chất lượng của vật liệu được sử dụng cho kết cấu của đề chấn sóng nổi, phải xem xét đầy đủ các đặc tính, độ bền và tính năng kinh tế của vật liệu.

6.12.2 Thiết lập các mặt cắt ngang cơ bản

Bố trí và hình dạng của đề chấn sóng nổi phải được thiết lập để đảm bảo sự tĩnh lặng của bến cảng được xác định trước. Khi thiết lập bố trí và hình dạng, nên đo hệ số truyền sóng của đề chấn sóng nổi thông qua các thử nghiệm mô hình thủy lực. Các phương pháp phân tích lý thuyết có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo bao gồm phương pháp tính toán gần đúng cho chuyển động của vật thể nổi hình chữ nhật hai chiều của Ito và cộng sự [26] và lý thuyết liên quan đến vật thể nổi tự do không có neo của Iijima [27].



* 1: Đối với những công trình có thể cho rằng hư hỏng công trình gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội, nên tiến hành xác minh các trường hợp sự cố khi cần thiết. Việc xác minh trường hợp sự cố đối với sóng sẽ được tiến hành trong trường hợp các cơ sở xử lý hàng hóa nguy hiểm nằm ngay sau đê chắn sóng và thiệt hại đối với các cơ sở khác sẽ gây ra tác động thảm khốc.

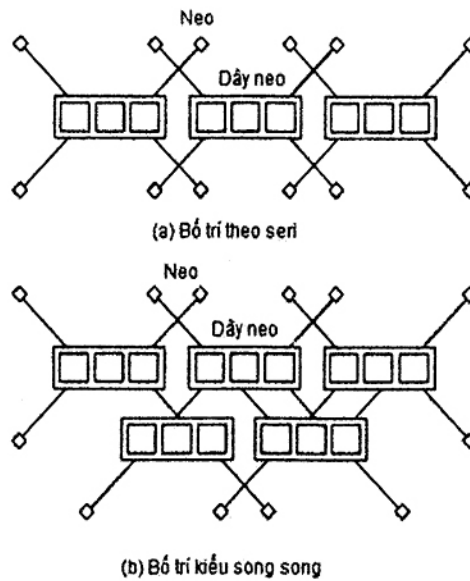
Hình 60 - Ví dụ về trình tự xác minh tính năng đối với đê chắn sóng nổi

Hình dạng của đê chắn sóng nổi rất đa dạng và vật liệu được sử dụng bao gồm bê tông cốt thép, bê tông dự ứng lực, thép, v.v. Các cách bố trí của đê chắn sóng nổi phần lớn được chia thành các mô hình song song, nối tiếp và xen kẽ. Hình 61 cho thấy các ví dụ bố trí của đê chắn sóng nổi. Đê chắn sóng nổi thường được neo bằng các neo bằng thép hoặc bê tông và dây neo bằng dây xích hoặc dây thừng sợi tổng hợp.

Các phương pháp neo phải được lựa chọn có cân nhắc kỹ lưỡng đến các tác động (sóng, dòng chảy, v.v.) đối với các vật nổi, độ sâu của nước, mực nước thủy triều, địa hình đáy biển, tính chất đất đáy biển và chiều dài của dây neo.

6.12.3 Tác động

Đối với các hoạt động trên đê chắn sóng nổi, phải tham khảo Phần II, Chương 2, 4.8 Các tác động trên vật thể nổi và chuyển động của nó. (OCDI 2020).



Hình 61 - Ví dụ về bố trí mặt bằng dề chắn sóng nổi

6.12.4 Xác minh tính năng

Việc xác minh tính năng của dề chắn sóng nổi sẽ được thực hiện theo Phần II, Chương 2, 4.8 Các hoạt động trên vật nổi và chuyển động của nó và Phần III, Chương 5, 6 Bền trụ nổi (OCDI 2020).

Việc xác minh ổn định của các vật thể nổi phải được thực hiện theo Phần III, Chương 5, 6.4 Xác minh tính năng (OCDI 2020) tuân thủ các quy định đối với cầu tàu nổi, tuy nhiên, các dề chắn sóng nổi không phải xác minh tính năng ổn định phù hợp với điều kiện sử dụng của chúng.

Việc xác minh tính năng cũng phải được thực hiện đối với sự ổn định của các vật thể nổi khi được kéo có sử dụng dẫn dắt trọng trong quá trình thi công.

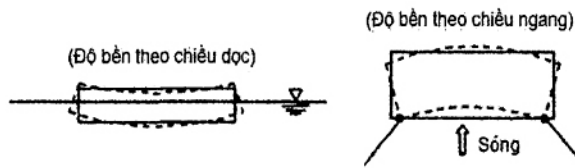
Việc xác minh tính năng của hệ thống neo bao gồm dây neo và neo có thể được thực hiện theo cách sau: thu được lực kéo và các lực khác tác động lên dây neo và neo thông qua phân tích tĩnh và/hoặc động bằng cách giả định các điều kiện khác nhau liên quan đến hệ thống neo như phương pháp neo, độ dài của dây neo, v.v. và xác nhận ổn định của hệ thống neo bằng cách thực hiện kiểm tra tính năng khi sử dụng lực kéo và các lực khác thu được.

Các phép phân tích động học của dây neo thường để thu được các lực căng thay đổi và chuyển vị thay đổi được tạo ra bởi chuyển động của các vật thể nổi và phần lớn được chia thành hai loại: một loại sử dụng các đặc điểm neo tĩnh và loại khác sử dụng các đặc tính phản ứng động của dây neo.

Việc xác minh tính năng của neo có thể được thực hiện theo các quy định đối với bền trụ nổi trong Phần III, Chương 5, 6.4 Xác minh tính năng (OCDI 2020) .

Kết cấu của phần thân nổi của đê chắn sóng nổi phải đảm bảo đủ độ an toàn tổng thể và sức bền cục bộ. Đối với những kết cấu như đê chắn sóng nổi có chiều dài lớn hơn đáng kể so với chiều rộng và chiều sâu, thường nên kiểm tra các điểm sau: (Hình 62).

- Độ bền dọc: Lực cắt (mômen uốn dọc, lực cắt và mômen xoắn) lên toàn bộ vật thể nổi trên mặt nước tĩnh hoặc khi chịu tác động của sóng
- Độ bền ngang: Lực cắt (mômen uốn và lực cắt) theo phương vuông góc với đường mặt trên toàn bộ vật nổi khi chịu tác dụng của sóng
- Độ bền cục bộ: Lực cắt (mômen uốn và lực cắt) lên các bộ phận tương ứng như vật liệu tường và dầm



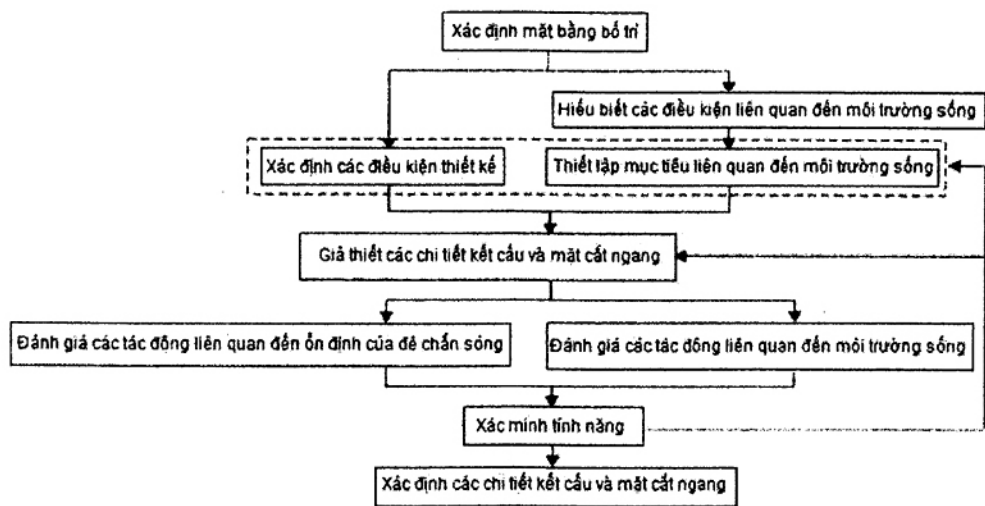
Hình 62 - Hình ảnh về độ bền dọc và ngang của kết cấu nổi

Có hai loại phương pháp tính toán độ bền dọc tùy thuộc vào việc có xem xét chuyển động của vật nổi hay không. Phương trình Muller là một trong những phương pháp phổ biến không tính đến chuyển động của các vật thể nổi. Ngược lại, công thức của Ueda là một ví dụ về phương pháp xem xét chuyển động của các vật thể nổi. Tài liệu tham khảo [28] giới thiệu so sánh kết quả tính toán của hai loại phương pháp, có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo khi lựa chọn phương pháp.

6.13 Đê chắn sóng xanh

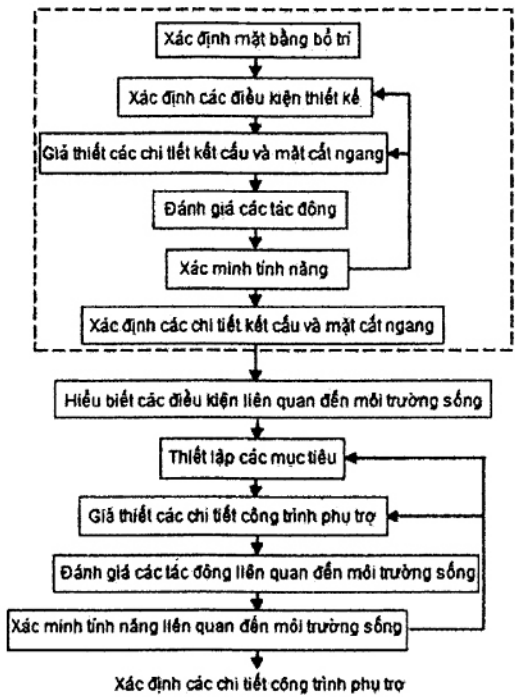
Đê chắn sóng xanh phải tuân thủ các yêu cầu của Phần III, Chương 4, 3 Đê chắn sóng (OCDI 2020) với các Chức năng Cơ bản và có thể được kiểm tra để xác minh tính năng như sau:

- Các đê chắn sóng góp phần phát triển môi trường tốt tại cảng bao gồm các đê chắn sóng xanh nhằm cho phép các sinh vật biển cư trú trong các bãi triều hoặc rạn san hô ven bờ tùy thuộc vào môi trường tự nhiên nơi đặt các công trình ((Tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Cấu trúc cảng xanh (OCDI 2020)) Các đê chắn sóng hiện có có thể được tu sửa thành các đê chắn sóng xanh bằng cách gắn chức năng sinh cảnh trong quá trình cải tạo chúng.



(a) Khi chức năng môi trường sống được cung cấp cho kết cấu và mặt cắt ngang đế chắn sóng

Xem lại kết cấu hay mặt cắt ngang dựa trên ổn định của đế chắn sóng



(b) Khi chức năng môi trường sống được cung cấp cho công trình phụ trợ

Hình 63 - Ví dụ về trình tự đánh giá đề chắn sóng xanh

- Ảnh hưởng đến các mục tiêu liên quan đến sự cư trú của sinh vật biển (Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Cấu trúc cảng xanh (OCDI 2020)) cần được xác định thông qua khảo sát môi trường

và mô hình số. Việc xác minh tính năng của đề chắn sóng xanh được tiến hành bằng cách kiểm tra xem liệu cấu trúc và mặt cắt hoặc công trình phụ trợ có đạt được mục tiêu đề ra về mặt logic hay không.

- Yêu cầu về tính năng của đề chắn sóng xanh là đề chắn sóng phải có chức năng sinh cảnh và các tác động của nó bao gồm sự hiện diện hoặc vắng mặt của mặt đất liên quan đến sự cư trú của các sinh vật biển, các lực bên ngoài như sóng hoặc dòng chảy, và môi trường cần thiết cho sự cư trú của các sinh vật. Môi trường cần thiết cho sự cư trú của sinh vật biển bao gồm, ví dụ, độ sâu của nước và độ trong suốt của nước ảnh hưởng đến cường độ ánh sáng cần thiết cho quá trình quang hợp và nhiệt độ nước ảnh hưởng đến hoạt động của sinh vật biển. Đặc biệt, khi nhắm vào việc trồng rong biển, cấu trúc và mặt cắt của đề chắn sóng cũng như kết cấu và độ dốc của công trình phụ trợ cần phải cho phép rễ của rong biển hoặc cỏ biển mọc tiêu. Ngoài ra, cần phải che chắn ánh sáng mặt trời của chúng không ảnh hưởng đến cường độ ánh sáng cần thiết cho sự phát triển của rong biển hoặc cỏ biển.
- Việc xác minh tính năng của đề chắn sóng xanh cần được tiến hành bằng cách đảm bảo dựa trên kết quả đã biết rằng môi trường của vị trí mà người ta dự định cho phép sinh vật biển cư trú nằm trong phạm vi có thể cư trú của sinh vật biển mục tiêu. Ví dụ, trong quá trình xác minh tính năng của một đề chắn sóng được sử dụng để trồng rong biển, cường độ ánh sáng và nhiệt độ nước ảnh hưởng đến quang hợp và hô hấp được coi là môi trường cần được xem xét; Việc xác minh như vậy phải được tiến hành bằng cách đảm bảo rằng các điều kiện môi trường này nằm trong phạm vi mà lớp rong biển có thể được thiết lập. Vị trí Trong đó: những thay đổi trong điều kiện môi trường sau khi đề chắn sóng xanh được xây dựng hoặc những thay đổi môi trường trong tương lai có thể được ước tính, một phương pháp xác minh sử dụng mô hình số liên quan đến tăng trưởng để đảm bảo môi trường nằm trong phạm vi sinh sống của sinh vật biển có thể được xem xét.
- Trình tự đánh giá đề chắn sóng xanh khác nhau tùy thuộc vào chức năng sinh cảnh được cung cấp cho cấu trúc và mặt cắt của đề chắn sóng hay cho công trình phụ trợ của nó. Ví dụ về trình tự xem xét được trình bày trong Hình 63.
- Trong quá trình xác minh tính năng của đề chắn sóng xanh, Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Cấu trúc cảng xanh (OCDI 2020) và Hướng dẫn phát triển và duy trì kết cấu cảng xanh có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.
- Có thể khả thi khi phát triển các đề chắn sóng có thể xem xét môi trường với các tác động cộng hưởng này bằng cách bổ sung chức năng tiện nghi vào chức năng cộng sinh.

6.14 Đề chắn sóng định hướng tiện ích

Đề chắn sóng định hướng tiện ích phải tuân thủ Phần III, Chương 4, 3 Đề chắn sóng có các chức năng cơ bản (OCDI 2020) với các sửa đổi cần thiết được thực hiện khi xem xét loại kết cấu và việc xác minh tính năng của chúng có thể được thực hiện như sau:

- Để xác minh tính năng của các đề chắn sóng hướng tới tiện ích, hãy tham khảo Sổ tay Kỹ thuật Cải thiện Môi trường Cảng [29].

- Đề chắn sóng có thể được cung cấp các chức năng hướng tới tiện ích, chẳng hạn như các phương tiện đánh cá, để chúng có thể được sử dụng cho nhiều mục đích.
- Đề chắn sóng định hướng tiện ích phải được trang bị hàng rào ngăn rơi và các công trình phụ trợ khác khi cần thiết để ngăn người sử dụng rơi xuống biển.
- Chiều cao đỉnh của đề chắn sóng hướng tới tiện ích phải được kiểm tra từ quan điểm sử dụng công cộng và an toàn khi xem xét đến hiện tượng nước bắn đến, mức độ sóng tràn, và
- Lối đi và các mái dốc của đề chắn sóng phải có chiều rộng, độ cao bậc và các kích thước khác cho phép người cao tuổi và người khuyết tật, bao gồm cả những người ngồi trên xe lăn, di chuyển an toàn.
- Các chức năng hướng đến tiện ích có thể được tăng cường bằng cách xem xét sự cư trú của các sinh vật biển (Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Cấu trúc cảng xanh (OCDI 2020)).

6.15 Các mỏ hàn kiểm soát bồi lắng

6.15.1 Khái quát

Đề chắn sóng ở một bề cảng được bao quanh bởi một bãi cát cũng đóng vai trò như một mỏ hàn kiểm soát trầm tích, do đó, không thể tách rời các chức năng này. Trong phần này, đề chắn sóng được gọi đơn giản là “đề chắn sóng”, ngoại trừ khi chức năng kiểm soát trầm tích của chúng là đặc biệt quan trọng.

6.15.2 Bố trí mặt bằng các mỏ hàn kiểm soát bùn cát

Các mỏ hàn kiểm soát trầm tích phải được bố trí thích hợp bằng cách xem xét các đặc điểm của sự trôi dạt ven bờ để thực hiện chức năng kiểm soát trầm tích dự kiến.

Một mỏ hàn kiểm soát bùn cát ở phía bên trái của vận chuyển bùn cát dọc bờ biển sẽ chạy vuông góc với đường bờ trong vùng nước nông bao gồm cả vùng sóng nhào (surf zone). Ở vùng nước sâu bên ngoài khu vực sóng nhào, mỏ hàn phải được đặt để nó có thể phân tán sự trôi dạt về phía đối diện với lối vào bề cảng.

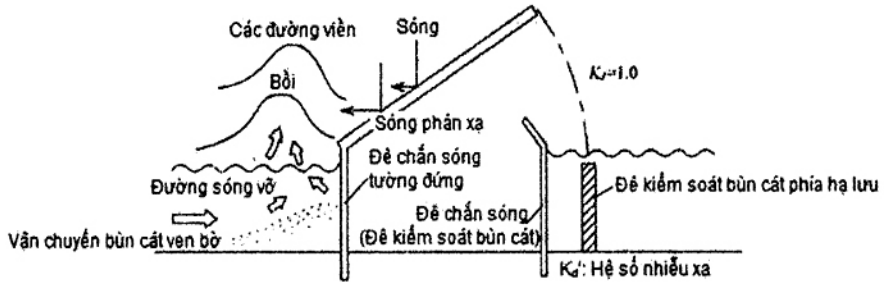
Khi một mỏ hàn kiểm soát bùn cát được xây dựng ở phía dưới của việc vận chuyển bùn cát dọc bờ biển để ngăn chặn sự trôi dạt ven bờ vào bề cảng từ bờ ở phía đường trôi dạt xuống, về nguyên tắc, mỏ hàn này sẽ chạy vuông góc với đường bờ biển và cũng phải có một độ dài thích hợp xét đến phương truyền sóng và sự biến đổi của sóng. Tuy nhiên, trong trường hợp mỏ hàn kiểm soát bùn cát cũng có chức năng như một đề chắn sóng, thì nó phải được đặt một cách thích hợp xem xét các chức năng cần thiết của nó như một đề chắn sóng.

Nếu cần thiết phải cung cấp một mỏ hàn kiểm soát bùn cát trong vùng lân cận của đường thủy bên trong bến cảng, nó phải được xây dựng ở một vị trí thích hợp có xem xét đến các điều kiện môi trường.

6.15.3 Bố trí mặt bằng phía bùn cát trôi dạt đến của đề chắn sóng

Tốt nhất là đề chắn sóng bên phía bùn cát trôi dạt đến được mở rộng vuông góc với đường bờ biển bên ngoài vùng sóng nhào hoặc qua đề chắn sóng để ngăn chặn sự vận chuyển trầm tích dọc bờ và cho phép trầm tích lắng đọng ở phía bên trái của đề chắn sóng (Hình 64). Khi phần này kéo dài ra khỏi bờ

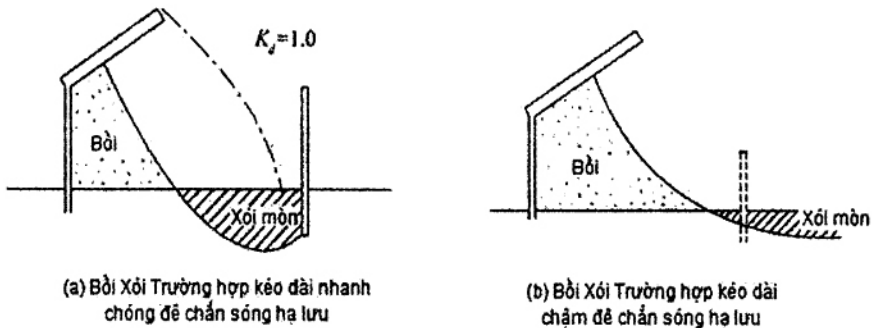
ngắn hoặc lệch khỏi đường vuông góc với đường bờ về phía bùn cát trôi xuống, khả năng bắt trầm tích của đê chắn sóng ở phía dòng chảy bị giảm và trầm tích có thể dễ dàng di chuyển dọc theo phần bị lệch của đê chắn sóng về phía lối vào bể cảng. Khi bộ phận này bị lệch khỏi đường vuông góc với đường bờ về phía bờ xuôi, nó có khả năng trở thành nguyên nhân gây ra hiện tượng lở cục bộ trên bờ ở phía dòng chảy. Ở vùng nước sâu ngoài đường sóng vỡ, đê chắn sóng sẽ bị lệch để nó có thể chặn sóng như một đê chắn sóng, đồng thời phân tán sự trôi dạt theo bờ biển về phía đối diện của lối vào bể cảng với sự hỗ trợ của sóng phản xạ hoặc sóng Mach-stem (xem Hình 60).



Hình 64 - Sơ đồ khái niệm về bố trí của đê chắn sóng (mở hàn kiểm soát trầm tích)

6.15.4 Vị trí và thời gian xây dựng của đê chắn sóng phía bùn cát trôi xuống

Khi đê chắn sóng phía bên bùn cát trôi đến được kéo dài ra ngoài đường kéo dài của đê chắn sóng bên phía bùn cát trôi xuống chạy vuông góc với đường bờ biển, điều này sẽ cho phép trầm tích lắng đọng ở phía bên dưới của đê chắn sóng sau này, dẫn đến hình thành một bãi cát kéo dài từ bờ trên phía bùn cát trôi xuống về phía cửa ra vào bể cảng và xói lở bờ ở phía bùn cát trôi xuống, như trong Hình 65(a). Ngược lại, nếu công việc mở rộng của đê chắn sóng phía dưới bị trì hoãn, điều này thường có thể gây ra bồi lắng trong bể cảng và xói mòn bờ ở phía đường xuống như thể hiện trong Hình 65 (b). Do đó, cần chú ý nhiều nhất đến tốc độ kéo dài đê chắn sóng bên dòng lên và bên xuôi, và phải chú ý duy trì sự cân bằng thích hợp giữa các chiều dài của đê chắn sóng.



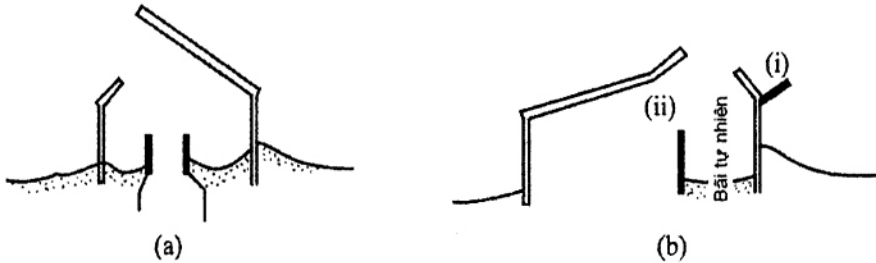
Hình 65 - Thời gian xây dựng đê chắn sóng phía trôi xuống

6.15.5 Chiều dài của đê chắn sóng và độ sâu của nước ở đầu đê

Vận chuyển bùn cát dọc bờ chủ yếu xảy ra trong vùng sóng nhào vì vậy cần phải mở rộng đê chắn sóng đến một điểm ngoài khơi xa vùng lướt sóng. Tại các cảng nhỏ, nơi đầu của đê chắn sóng nằm trong vùng sóng nhào khi thời tiết mưa bão, rất khó để ngăn chặn hoàn toàn việc trôi dạt vào cảng. Tại các cảng lớn ở Nhật Bản, thông thường độ sâu của nước ở đầu đê chắn sóng bên bờ phải xấp xỉ bằng độ sâu tối đa của các luồng tàu trong cảng liên quan.

Hình 66 cho thấy các ví dụ điển hình về các mỏ hàn kiểm soát bùn cát hoạt động hiệu quả như một công trình phụ trợ. Hình 66 (a) cho thấy một trường hợp Trong đó: các mỏ hàn kiểm soát bùn cát ngăn chặn cát xâm nhập vào đường thủy từ cả hai phía. Hình 66 (b) cho thấy một trường hợp Trong đó: một mỏ hàn kiểm soát trầm tích (i) phục vụ để tăng khả năng ngăn chặn sự trôi dạt ven bờ ở phía dòng chảy, và một mỏ hàn kiểm soát trầm tích (ii) phục vụ cho phép trầm tích đến lắng đọng trên tự nhiên bãi biển ở phía bên phải.

Ngay cả khi một đê chắn sóng được xây dựng trong một thời gian dài, cũng khó có thể ngăn hoàn toàn trầm tích do dòng nước mang theo đê chắn sóng đi xung quanh đầu đê chắn sóng và vào bể cảng. Khi một lưu vực hoặc đường thủy nằm sau đê chắn sóng, nó cần được nạo vét duy tu. Do đó, tốt nhất là xác định chiều dài hiệu quả kinh tế nhất của đê chắn sóng khi xem xét việc nạo vét duy tu như vậy.



Hình 66 - Các ví dụ về mỏ hàn kiểm soát trầm tích được bố trí như công trình phụ trợ

6.15.6 Hình thức kết cấu của mỏ hàn kiểm soát trầm tích

Các mỏ hàn kiểm soát trầm tích phải có kết cấu không thấm nước vì chúng được cho là sẽ chặn hoàn toàn vận chuyển bùn cát. Khi kết cấu khối bê tông hoặc khối bê tông được sử dụng để xây dựng phần cuối đất liền của mỏ hàn kiểm soát trầm tích, nó có thể được lấp đầy bởi mỏ đá hoặc đá vụn có khối lượng lên đến 100 đến 200 kg; cũng có trường hợp, khi cần thiết, công trình ngăn chặn sự xâm nhập của bùn cát được xây dựng ở phía bể cảng của mỏ hàn kiểm soát bùn cát bằng cách sử dụng các vật liệu không thấm như nhựa đường mastic. Trong các tình huống sau, tốt hơn là sử dụng thêm cấu trúc hấp thụ sóng.

- a) Khi có mối quan tâm đáng kể về việc xói do dòng chảy;
- b) Khi có lo ngại về sóng phản xạ có thể gây bồi lắng hoặc cản trở việc đi lại của tàu

6.15.7 Xác minh tính năng

Để xác minh tính năng của mô hàn kiểm soát trầm tích, hãy tham khảo các điều khoản liên quan đến đề chắn sóng hỗn hợp được đưa ra trong Phần III, Chương 4, 3.1.4 Xác minh tính năng ổn định tổng thể của thân đề chắn sóng, (OCDI 2020) cũng như các điều khoản liên quan đến việc xác minh tính năng cho từng loại kết cấu. Tuy nhiên, lưu ý rằng cần phải xem xét một cách thích hợp các tác động của sự gia tăng áp lực đất do sự bồi lắng của dòng trôi dạt ven bờ.

6.15.8 Chiều cao đỉnh của mô hàn kiểm soát trầm tích

Mặc dù các mô hàn ưu tiên là kiểm soát bùn cát không cho phép sóng tràn qua để ngăn sóng mang trầm tích lơ lửng vào bề cảng, nhưng cũng có trường hợp cho phép sóng tràn do hạn chế về kết cấu, hiệu quả kinh tế và các lý do khác. Về nguyên tắc, chiều cao kết cấu đỉnh của từng bộ phận của mô hàn kiểm soát bùn cát phải được xác định bằng cách xem xét các yếu tố sau:

a) Phần cuối gần đất liền của mô hàn kiểm soát bùn cát

Tốt nhất là chiều cao đỉnh của mô hàn kiểm soát trầm tích ở phần cuối gần đất liền đủ cao để ngăn sóng tràn qua nó. Bởi vì cát do sóng leo do sóng tràn có thể phủ lên đỉnh của mô hàn kiểm soát trầm tích ở đầu gần đất liền, nên đỉnh phải đủ cao. Tốt hơn là nâng cao chiều cao của đỉnh hoặc kéo dài bản thân mô hàn về hướng đất liền, tùy theo điều kiện sau khi xây dựng.

b) Phần ở phía đất liền của đường sóng vỡ

Chiều cao đỉnh của mô hàn kiểm soát bùn cát tại phần ở phía đất liền của đường sóng vỡ có thể được đặt thành $0,6 H_{1/3}$ trên mực nước cao nhất trung bình hàng tháng (HWL), Trong đó: $H_{1/3}$ là chiều cao sóng có nghĩa xung quanh đầu của mô hàn kiểm soát trầm tích.

c) Phần phía biển của đường sóng vỡ

Chiều cao đỉnh của mô hàn kiểm soát trầm tích tại phần ở phía biển của đường sóng vỡ có thể được xác định bằng cách thêm một dự trữ nhất định vào mực nước cao nhất trung bình hàng tháng. Ở vùng nước sâu ngoài khơi vùng sóng nhỏ, trầm tích lơ lửng tập trung gần đáy biển và sóng tràn chỉ chứa một lượng nhỏ phù sa, do đó trong hầu hết các trường hợp đều có thể cho phép sóng tràn.

6.16 Tường chắn sóng

6.16.1 Khái quát

Mục đích của tường chắn sóng là để bảo vệ các vùng đất phía sau chúng khỏi sóng, triều cường và sóng bão.

Các quy định của phần này cũng có thể áp dụng cho các kè, đê ven biển, lan can, chắn lũ, âu thuyền và âu thuyền tạo nên hệ thống chắn triều.

Tường chắn sóng dựa trên các tiêu chuẩn kỹ thuật này bao gồm cả các công trình công cộng và tư nhân, không giống như các công trình bảo vệ bờ, là các công trình công cộng theo Tiêu chuẩn Kỹ thuật về Công trình Bảo vệ Bờ. Do đó, cần phải lưu ý rằng mức độ bảo vệ do tường chắn sóng cung cấp có thể

khác với mức độ bảo vệ của các công trình bảo vệ bờ biển do cơ quan quản lý bờ biển quy định tùy thuộc vào tầm quan trọng của các công trình hậu cần cần được bảo vệ bằng tường chắn sóng.

Tường chắn sóng phải được thiết kế phù hợp với tài liệu này và tham chiếu đến Tiêu chuẩn kỹ thuật và Bình luận về các công trình bảo vệ bờ [30], và Hướng dẫn kỹ thuật về âu đất loại cổng có cánh tại cảng, bến cảng và bờ biển [31]. Nếu công trình quan tâm là công trình bảo vệ bờ biển, nó phải phù hợp với Tiêu chuẩn kỹ thuật cho các công trình bảo vệ bờ.

6.16.2 Bố trí mặt bằng

Tường chắn sóng phải được bố trí thích hợp, có cân nhắc đến các kế hoạch trong tương lai của cảng hoặc bể cảng liên quan, để đảm bảo rằng chúng có thể bảo vệ các khu vực đất liền phía sau chúng khỏi sóng, triều cường và sóng bão, đồng thời sẽ cản trở ít nhất có thể sự phân bố vật chất, giao thông và các chuyển động khác trong và ngoài cảng hoặc bể cảng.

Có thể chọn chỉ xây dựng tường chắn sóng hoặc xây dựng cả tường chắn sóng và đê chắn sóng làm công trình bảo vệ các vùng đất phía sau chúng trong một cảng hoặc bể cảng.

6.16.3 Thiết lập mặt cắt ngang cơ bản

Mặt cắt ngang cơ bản của tường chắn sóng phải được thiết lập theo Phần III, Chương 4, 14 Kè, Phần III, Chương 4, 15 Đê ven biển và Phần III, Chương 4, 17 Lan can (OCDI 2020) với các sửa đổi được thực hiện khi cần thiết khi xem xét loại kết cấu.

Chiều cao đỉnh yêu cầu của tường chắn sóng phải được xác định theo yêu cầu hoạt động của công trình và bằng cách xem xét thích hợp đến sóng, mực nước thủy triều (kể cả khi nước dâng trong bão), sóng thần, độ lún sau khi xây dựng (lún cổ kết và lún do dịch chuyển mặt đất do động đất) và các điều kiện khác tại vị trí mà nó sẽ được xây dựng.

6.16.4 Tác động và Xác minh tính năng

Tường chắn sóng phải được thiết kế bằng cách thiết lập các tác động thích hợp và các trường hợp thiết kế được xem xét cũng như các tiêu chí hoạt động phù hợp với các yêu cầu hoạt động đối với các công trình.

Để xác minh tính năng của tường chắn sóng, hãy tham khảo các mô tả sau:

a) Tỷ lệ sóng tràn và tỷ lệ sóng tràn cho phép

Khi thiết lập bố trí và kích thước của tường chắn sóng (kết cấu và kích thước mặt cắt ngang và các công trình phụ trợ) trong xác minh tính năng, cần phải xác minh một cách thích hợp rằng tỷ lệ sóng tràn sẽ không vượt quá tỷ lệ sóng tràn cho phép. Khi đánh giá tỷ lệ sóng tràn trong quá trình xác minh tính năng của tường chắn sóng, cần phải xem xét một cách thích hợp các điều kiện môi trường mà tường chắn sóng sẽ phải chịu và các đặc điểm kết cấu của nó. Khi thiết lập tỷ lệ cho phép của sóng tràn trong kiểm tra tính năng của tường chắn sóng, cần phải xem xét một cách thích hợp mật độ nhà ở, công trình công cộng và các công trình khác trong vùng đất phía sau tường

chấn sóng và điều kiện sử dụng của các công trình đó, như khả năng của các công trình thoát nước trong khu vực đất sau tường chấn sóng.

b) Lực sóng và áp suất thủy tĩnh tác động lên tường chấn sóng

Lực sóng tác động lên tường chấn sóng phải được thiết lập thích hợp theo Phần II, Chương 2, 6 Lực sóng (OCDI 2020). Áp lực nước tác động lên thân tường, chẳng hạn như lan can, cần phải được đặt một cách thích hợp khi xem xét các tác động đồng thời của áp lực nước tăng lên do triều cường và áp lực sóng do sóng gây ra, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2.10 Lực sóng và áp suất thủy tĩnh trong bão (Khi mức thủy triều cao) (OCDI 2020).

c) Ảnh hưởng của lún do động đất mức 1 gây ra

Tường chấn sóng được yêu cầu để thực hiện chức năng kiểm soát thích hợp sóng tràn ngay cả sau khi nền đất lún. Do đó, khi đánh giá tỷ lệ sóng tràn trong xác minh tính năng của tường chấn sóng, cần phải xem xét một cách thích hợp ảnh hưởng của lún mặt đất do tác động của động đất mức 1 gây ra.

d) Các công trình phụ trợ

Trong quá trình xác minh tính năng của tường chấn sóng, cần phải xem xét một cách thích hợp các công trình phụ trợ, bao gồm công trình sân đỗ, rãnh thoát nước, lỗ thoát nước và các công trình thoát nước được cung cấp để bảo vệ khu vực đất phía sau tường chấn sóng khỏi sóng tràn và ngập lụt, để đảm bảo rằng khu vực đất sau tường chấn sóng có thể được bảo vệ thích hợp khỏi sóng và nước dâng do bão.

e) Các biện pháp ngăn ngừa rửa trôi

Trong quá trình xác minh tính năng của tường chấn sóng, cần phải chú ý đến việc ngăn chặn sự rửa trôi của đất đắp phía sau tường chấn sóng khi xem xét đến loại kết cấu. Cũng cần thực hiện các biện pháp ngăn chặn sự rửa trôi của đất đắp, ví dụ, bằng cách đặt các tấm ngăn cát xâm thực hoặc các tấm bản ngăn cát xâm thực, nếu thích hợp.

Để xác minh tính năng của tường chấn sóng được dùng làm phương tiện chuẩn bị cho các sự cố ngẫu nhiên, hãy tham khảo các mô tả sau:

a) Trường hợp sự cố Trong đó: tác động chi phối là sóng sự cố

b) Điều kiện của sóng sự cố

Các điều kiện của sóng sự cố phải được thiết lập thích hợp bằng cách tham khảo Phần II, Chương 2, 4 Sóng và phần II, Chương 2, 3 Mức thủy triều. (OCDI 2020) "

c) Xem xét ảnh hưởng của nước dâng do bão

Trong quá trình xác minh hoạt động của một công trình đối với sóng sự cố, cần phải xem xét một cách thích hợp nước dâng do bão xuất hiện cùng lúc với sóng dự báo. Để thiết lập các điều kiện của nước dâng do bão, tham khảo Phần II, Chương 2, 4.1.1 Thiết lập các điều kiện sóng được sử

dụng để xác minh tính ổn định của cơ sở vật chất và an toàn (đối với sự cố cắt ngang) của các thành viên kết cấu; Phần II, Chương 2', 3.2 Triều cường và Phần II, Chương 2, 3.6 Điều kiện mực nước triều thiết kế (OCDI 2020).

6.17 Kè

6.17.1 Khái quát

Mục đích của kè là để bảo vệ các khu vực đất phía sau chúng khỏi sóng, nước dâng do bão.

Để biết các yêu cầu về tính năng và tiêu chí hoạt động của kè, hãy tham khảo mô tả về tường chắn sóng (Phần III, Chương 4, 10 Tường chắn sóng (OCDI 2020)).

Các kè mà thiệt hại có thể ảnh hưởng đáng kể đến tính mạng con người, tài sản và / hoặc các hoạt động kinh tế xã hội và được yêu cầu để bảo vệ vùng đất phía sau khỏi sóng thiết kế và sóng sự cố phải được thực hiện nhằm mục đích bảo vệ vùng đất phía sau. Từ các hành động liên quan ở trên, ngoài mục đích nêu ở trên.

Kè sẽ được thiết kế phù hợp với tài liệu này và tham chiếu đến Tiêu chuẩn kỹ thuật và Bình luận cho các công trình bảo vệ bờ [30], và Hướng dẫn kỹ thuật cho âu đất loại cổng có cánh tại cảng, bến cảng và bờ biển [31]. Nếu công trình quan tâm là công trình bảo vệ bờ thì nó phải phù hợp với Tiêu chuẩn kỹ thuật về công trình bảo vệ bờ.

Phần này bao gồm các kè cho tôn tạo thông thường. Đối với các kè tôn tạo cho các khu vực tôn tạo được sử dụng làm bãi xử lý cuối cùng cho chất thải thông thường phải tuân thủ các yêu cầu về bảo vệ môi trường.

6.17.2 Các hạng mục được xem xét khi thiết lập mặt cắt ngang cơ bản

Khi thiết lập mặt cắt ngang cơ bản của kè, về nguyên tắc phải kiểm tra các hạng mục sau:

- Kè phải có cao độ đỉnh đảm bảo ngăn sóng và nước dâng do bão ảnh hưởng đến việc bảo quản và sử dụng đất tôn tạo;
- Phải đảm bảo độ ổn định chống lại các tác động của sóng, áp lực đất và các tác động khác.
- Kè phải có kết cấu chống rò rỉ đất bãi chôn lấp;
- Phải xem xét ảnh hưởng đến các khu vực nước xung quanh, bao gồm cả việc ngăn chặn dòng nước đục trong quá trình tôn tạo;
- Khi kè là kè hướng đến tiện ích, nó phải có kết cấu cho phép mọi người sử dụng nó một cách an toàn và thoải mái;

Nói chung, các khu vực tôn tạo được bao quanh bởi các kè trừ khi có các phương tiện neo đậu. Vì vậy, các kè tôn tạo phải đóng vai trò là công trình giữ đất ổn định, chống sóng ổn định, ngăn không cho đất bãi thải rò rỉ ra ngoài và bảo vệ các khu vực tôn tạo phía sau khỏi sóng tràn và nước dâng do bão. Kè tôn tạo quay mặt ra biển phải chịu các điều kiện khắc nghiệt hơn của sóng và các tác động khác so với các kè tôn tạo thông thường và cần được kiểm tra kỹ lưỡng về khả năng trong các điều kiện đó.

Khi thiết lập mặt cắt của kè, cần phải xem xét một cách thích hợp các công trình phụ trợ của nó, bao gồm công trình sân đỗ, rãnh thoát nước và các lỗ thoát nước được cung cấp để bảo vệ khu vực đất phía sau kè khỏi sóng tràn và các công trình thoát nước được cung cấp để ngăn khu vực đất phía sau kè khỏi bị ngập lụt, để đảm bảo rằng kè có thể bảo vệ đầy đủ khu vực đất phía sau nó khỏi sóng và nước dâng do bão.

Khi thiết lập mặt cắt ngang cơ bản của kè, cần chú ý đến việc ngăn chặn sự rửa trôi của đất đắp phía sau thân kè khi xét đến loại kết cấu. Cũng cần thực hiện các biện pháp ngăn chặn sự rửa trôi của đất đắp, ví dụ, bằng cách đặt các tấm ngăn cát xâm thực hoặc các tấm bản ngăn cát xâm thực, nếu thích hợp. Đặc biệt, khi thiết lập mặt cắt ngang cơ bản của kè định hướng tiện ích, cần phải xem xét các biện pháp thích hợp để ngăn chặn sự rửa trôi của đất đắp phía sau thân kè, nếu thích hợp.

Có trường hợp kè tôn tạo tạm thời được xây dựng với kết cấu vừa đủ để ngăn đất lấp rò rỉ ra ngoài trong quá trình tôn tạo và kè tôn tạo cuối cùng hoặc các phương tiện neo đậu được xây dựng sau khi hoàn thành công việc tôn tạo. Kè tạm có thể được phân thành các loại sau:

- Kè tạm có kết cấu được xây dựng bằng vật liệu và công trình chi phí thấp và không được sử dụng trong tương lai;
- Kè tạm được sử dụng làm kè cuối cùng trong tương lai sau khi gia cố kết cấu của nó.

Kè tạm có thể bao gồm hàng rào gỗ, khung đá, và những loại đê chắn sóng tương tự như đê đá đổ và có thể được sử dụng làm kè tạm. Kè tạm có kết cấu bán kiên cố bằng cọc ván thép trọng lượng nhẹ thay cho hàng rào gỗ hoặc kết cấu bằng các ô tôn gợn sóng. Cũng có trường hợp các loại kết cấu thường được sử dụng cho các kè cuối cùng được sử dụng cho các kè tạm.

Trong quá trình xác minh tính năng của kè tạm, cần phải thiết lập thích hợp mức độ an toàn và giá trị giới hạn của biến dạng cho phép khi xét đến mục đích của kè. Khi làm như vậy, cần đảm bảo rằng kè tạm có độ ổn định cần thiết để chống lại sóng mà nó sẽ bị phơi nhiễm trước khi hoàn thành kè hoặc tường bến cuối cùng. Cũng cần phải xác định chiều cao của đỉnh để đảm bảo rằng kè ngăn sóng và nước dâng do bão ảnh hưởng đến khu vực được tôn tạo trước khi nó được thay thế bằng kè hoặc tường bến cuối cùng.

6.17.3 Những điểm cần lưu ý liên quan đến việc tôn tạo đất và xây dựng kè

Để cải tạo đất, hãy tham khảo Phần III, Chương 2, 6 Cải tạo đất (OCDI 2020).

Để biết những điểm cần lưu ý liên quan đến việc cải tạo đất và xây dựng kè, hãy tham khảo những điều sau:

- Đối với việc cải tạo đất loại sét yếu, cần thực hiện các biện pháp như lấp lại đá dăm để giảm áp lực đất tác động lên kè và tránh cho đất đắp rò rỉ ra ngoài qua các khe nối hoặc nền;
- Trong trường hợp công tác chôn lấp được thực hiện bằng máy hút bùn và nền móng của kè cải tạo có khả năng thấm cao, có khả năng đất nền và đất đổ có thể chảy ra ngoài do nước dư thừa và dẫn đến sự cố của thân kè và/hoặc dòng chảy của đất. Do đó, cần chú ý đến những khả năng này trong

- quá trình xác minh tính năng và xây dựng kè. Nhìn chung, vật liệu do các tàu hút bùn thải vào các khu vực thu hồi đều ở dạng bùn. Vì vậy, cần xác định kỹ vị trí mở ống xả của từng tàu hút bùn và bố trí đập tràn để đảm bảo mặt sau của thân kè không chịu dòng chảy bùn thải trực tiếp;
- Trong trường hợp kè cải tạo được xây dựng liền kề với khu đất hiện có, việc xây dựng kè có thể làm cho mực nước ngầm dâng cao hoặc có thể làm suy giảm chất lượng nước ngầm. Cần chú ý đầy đủ đến các khả năng này khi nghiên cứu phương án bố trí tôn tạo và kết cấu kè. Tốt hơn là nên điều tra trước các điều kiện của nước ngầm trong khu đất. Ngoài ra, trong trường hợp có khả năng xây dựng kè tôn tạo sẽ làm suy giảm chất lượng nước ngầm thì phải xem xét các biện pháp đối phó như xây tường ngăn;
 - Trong trường hợp tôn tạo nơi có một vùng nước lớn được bao bọc bởi các kè, lối mở cho nước biển chảy vào và ra khỏi khu vực do biên độ thủy triều trở nên nhỏ hơn khi việc xây dựng kè tiến triển nhưng dòng chảy nhanh đáng kể xảy ra khi đóng các đoạn mở này do sự chênh lệch mực nước giữa bên trong và bên ngoài kè. Do đó, cần phải xem xét cẩn thận đối với kết cấu của kè ở đoạn đóng cuối cùng, kè phải có mặt cắt đảm bảo đủ độ ổn định của kết cấu so với tốc độ dòng chảy dự kiến. Vận tốc dòng chảy tại các đoạn đóng bị ảnh hưởng bởi vùng nước bị đóng, diện tích mặt cắt ngang của các đoạn đóng, độ sâu mực nước trung bình, biên độ thủy triều và các yếu tố khác;
 - Trong các đoạn kết thúc, tốt nhất là công việc củng cố được tiến hành tại một vị trí có nền đất tốt trước khi vận tốc dòng chảy tăng lên khi tiến hành công việc. Cũng có trường hợp sử dụng đập chìm hoặc đập có đỉnh rộng tùy thuộc vào vận tốc dòng chảy tại các đoạn đóng;
 - Có những trường hợp khu vực tôn tạo được chia nhỏ tùy thuộc vào trình tự của công việc cải tạo đất và phương pháp tôn tạo. Nói chung, không có yêu cầu nghiêm ngặt đối với các vách ngăn liên quan đến sóng, chiều cao đỉnh, mức độ ngăn chặn rò rỉ đất, tầm quan trọng và những thứ khác. Việc xác minh tính năng của các vách ngăn có thể được tiến hành theo cách tương tự như đối với các kè sau cùng hoặc kè tạm.

6.17.4 Thiết lập chiều cao kết cấu đỉnh của kè

a) Thiết lập chiều cao kết cấu đỉnh

Chiều cao kết cấu đỉnh của kè phải được đặt ở độ cao thích hợp có tính đến tỷ lệ sóng tràn, mực nước triều khi nước dâng do bão và các điều kiện khác để kè có thể góp phần bảo tồn khu vực tôn tạo phía sau và ngăn sóng và nước dâng do bão ảnh hưởng đến việc sử dụng kè và khu vực đất phía sau nó.

Nên xem xét các biện pháp để giảm tỷ lệ sóng tràn của kè trên quan điểm toàn diện khi xem xét sóng, mực nước triều và các điều kiện môi trường khác, đặc điểm địa lý của đáy biển xung quanh kè, khả năng xây dựng trong tương lai của đê chắn sóng tách rời và đê chắn sóng ngập trong vùng nước trước kè, hình dạng mặt cắt của kè, hình dạng kết cấu đỉnh của kè (khả năng xây dựng lan can có thể xảy ra trong tương lai) và các yếu tố khác.

Để tính toán tỷ lệ sóng tràn và chiều cao sóng truyền lên, tham khảo Phần II, Chương 2, 4.4.7 Chiều cao sóng leo, sóng tràn và sóng truyền (OCDI 2020).

b) Chiều cao kết cấu đỉnh của kè có thể được thiết lập bằng cách sử dụng phương pháp sau :

Chiều cao kết cấu đỉnh yêu cầu h_d trên mực nước cao thiết kế của kè có thể được thiết lập như sau, sử dụng chiều cao đỉnh yêu cầu h_c trên mực nước tương ứng với tầm quan trọng của khu vực đất phía sau kè, hoặc chiều cao đỉnh yếu cầu h_c' cho phép dịch chuyển mặt đất do động đất và độ lún đỉnh d_s được xác định từ các điều kiện mặt đất như cổ kết.

$$h_d = \max(h_c, h_c') + d_s \quad (27)$$

Chiều cao đỉnh yêu cầu h_c trên mực nước trong biểu thức (27) phải là giá trị thu được bằng cách cộng chiều cao dự trữ vào chiều cao kết cấu đỉnh tính toán đối với sóng thiết kế trên mực nước cao thiết kế của kè.

Chiều cao đỉnh yêu cầu h_c trên mực nước cũng có thể được tính toán bằng cách đặt xác suất vượt ngưỡng P đối với tỷ lệ sóng tràn cho phép. Xác suất vượt ngưỡng P đối với tỷ lệ sóng tràn cho phép có thể được tính bằng biểu thức (28). Giá trị trung bình và độ lệch chuẩn của h_o/h_{cd} có thể được giả định lần lượt là 1,00 và 0,15. Các giá trị này có thể được áp dụng cho các loại kè thuộc bất kỳ loại kết cấu nào và với bất kỳ tỷ lệ sóng tràn cho phép nào, bởi vì chúng được thu thập từ kết quả phân tích thống kê của 89 công trình dựa trên Nghiên cứu về kích thước của kè và tường chắn sóng [32], cung cấp dữ liệu về kè và tường chắn sóng trên khắp Nhật Bản.

$$P = 1 - \int_0^z \frac{1}{\sqrt{2\pi} z \zeta} \exp \left\{ -\frac{1}{2} \left(\frac{\ln z - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right\} dz \quad (28)$$

Tuy nhiên, đã cho rằng:

$$z = \frac{h_c}{h_{cd}}$$

Trong đó: P : xác suất vượt mức cho phép của tỷ lệ sóng tràn h_c : chiều cao kết cấu đỉnh yêu cầu trên mực nước (m)

h_{cd} : chiều cao đỉnh tính toán cho sóng thiết kế trên mực nước cao thiết kế của kè (m)

ζ : độ lệch chuẩn của $\ln(h_o/h_{cd})$; được cho bởi:

$$\zeta = \sqrt{\ln \left\{ 1 + \left(\frac{\sigma}{\mu} \right)^2 \right\}}$$

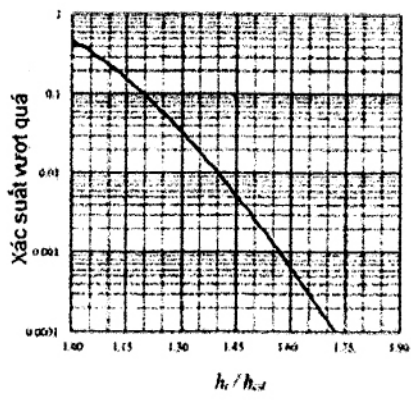
λ : giá trị trung bình của $\ln(h_o/h_{cd})$; được cho bởi:

$$\lambda = \ln \mu - \frac{1}{2} \zeta^2$$

μ : giá trị trung bình của h_o/h_{cd} (có thể được giả định là 1,00)

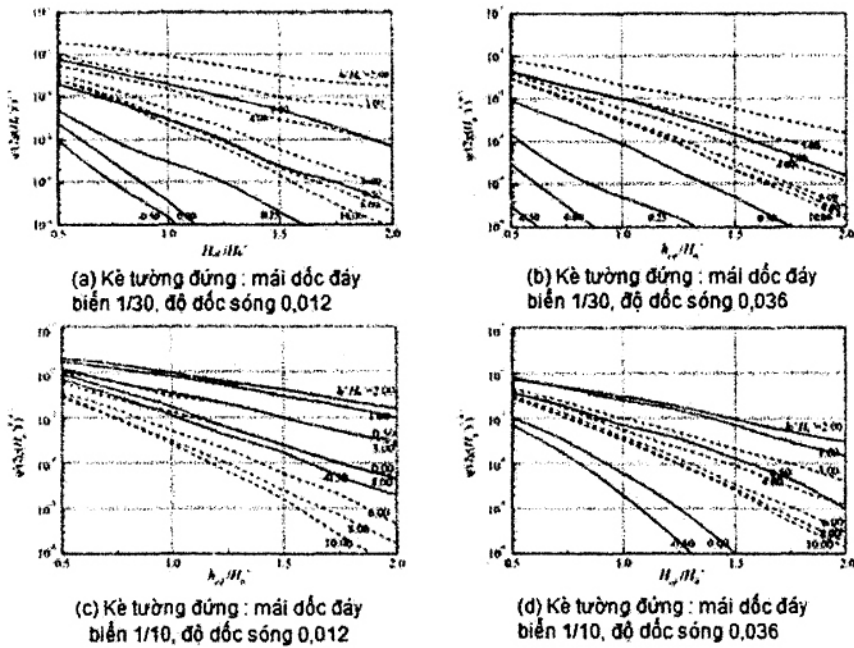
σ : độ lệch chuẩn của h_o/h_{cd} (có thể giả định là 0,15)

Biểu thức (28) được thể hiện bằng đồ thị trong Hình 67. Ví dụ, giả sử xác suất vượt mức của tỷ lệ sóng tràn cho phép là 0,01, chiều cao kết cấu đỉnh yêu cầu h_c trên mực nước, nhận được bằng cách thêm chiều cao dự trữ vào chiều cao kết cấu đỉnh tính toán h_{cd} , được cho là 1,40 lần chiều cao kết cấu đỉnh được tính toán h_{cd} .

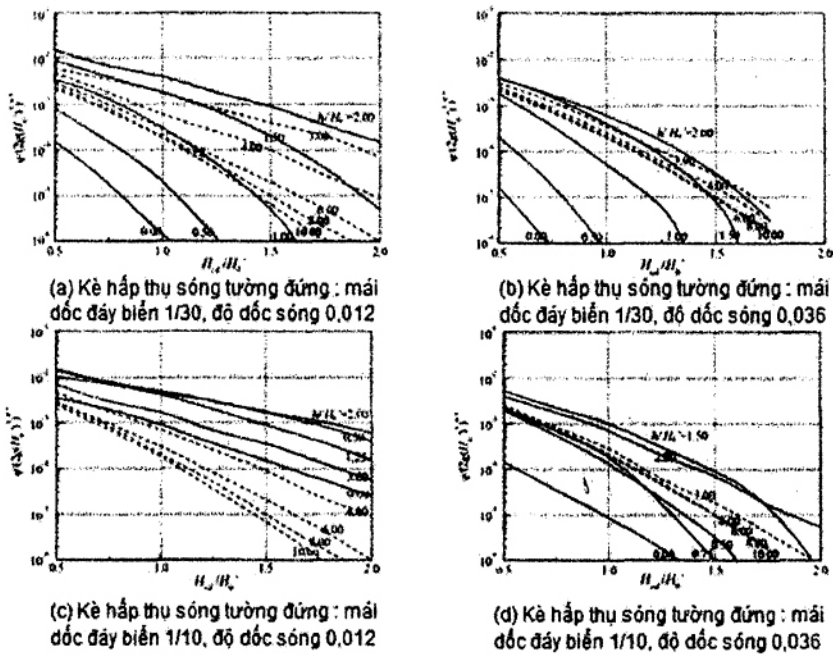


Hình 67 - Quan hệ của xác suất vượt mức của tỷ lệ sóng tràn cho phép với h_c/h_{cd} (Chiều cao kết cấu đỉnh yêu cầu trên mực nước / Chiều cao kết cấu đỉnh tính toán)

Chiều cao kết cấu đỉnh tính toán của kè phải được tính là chiều cao kết cấu đỉnh đáp ứng tỷ lệ tràn cho phép. Đối với kè đứng và kè đứng hấp thụ sóng, việc tính toán này phải dựa trên sơ đồ ước tính tỷ lệ sóng tràn cho trong Phần III, Chương 2, 4.4.7 Chiều cao sóng leo, sóng tràn và sóng truyền (OCDI 2020). Đối với các loại kè khác, tính toán này sẽ dựa trên sơ đồ ước tính độ lún cho phép do Sekimoto và cộng sự đề xuất. Các biểu đồ để ước tính tốc độ tràn sóng được đưa ra trong Phần III, Chương 2, 4.4.7 Chiều cao sóng leo, sóng tràn và sóng truyền qua (OCDI 2020). cho thấy mối quan hệ của tỷ lệ sóng tràn không thứ nguyên với tỷ số của chiều cao sóng đến độ sâu mực nước ở chân mái dốc h/H_0 . Sơ đồ tính toán độ lún cho phép đã được đề xuất, cho thấy mối quan hệ của tỷ lệ sóng tràn không thứ nguyên với chiều cao kết cấu đỉnh tương đối h_{cd}/H_0 dựa trên biểu đồ để ước tính tỷ lệ sóng tràn. Các sơ đồ đề xuất đó có thể được sử dụng để dễ dàng thu được chiều cao kết cấu đỉnh tính toán của kè (Xem Hình 68 và 69). Kí hiệu của các biểu đồ đó tương tự như biểu đồ ước tính tỷ lệ sóng tràn được nêu trong Phần III, Chương 2, 4.4.7 Chiều cao sóng leo, sóng tràn và sóng truyền (OCDI 2020).



Hình 68 - Quan hệ của tỷ lệ sóng tràn không thứ nguyên với chiều cao kết cấu đỉnh tương đối h_{cd}/H_0 '(Kè đứng)



Hình 69 - Quan hệ của tỷ lệ sóng tràn không thứ nguyên với chiều cao kết cấu đỉnh tương đối h_{cd}/H_0 '(Kè đứng hấp thụ sóng)

Chiều cao đỉnh yêu cầu h_c cho phép dịch chuyển của mặt đất do động đất có thể được xác định bằng cách thêm lún đỉnh do tác động của dịch chuyển mặt đất do động đất lên độ cao kết cấu đỉnh yêu cầu h_c trên mực nước. Có thể thu được chiều cao kết cấu đỉnh yêu cầu h_c trên mực nước bằng cách đặt khoảng thời gian hồi phục cho sóng được xem xét trong quá trình xác minh, xem xét khoảng thời gian cần thiết để phục hồi sau hư hỏng do động đất gây ra và xác định chiều cao đỉnh đáp ứng tỷ lệ sóng tràn cho phép của sóng nói trên. Để tính toán độ lún đỉnh do tác động của chuyển động mặt đất động đất, tham khảo Tài liệu tham khảo Phần III, Chương 1, 2 Các nguyên tắc cơ bản về phân tích ứng phó địa chấn (OCDI 2020). Độ lún đỉnh do dịch chuyển mặt đất do động đất cũng có thể được ước tính từ biến dạng ngang của công trình cập tàu có kiểu kết cấu tương tự.

Đối với ds độ lún đỉnh có thể được xác định từ các điều kiện nền như cổ kết, tham khảo Phần III, Chương 2, 3.5 Độ lún của nền (OCDI 2020).

Khi thiết lập chiều cao đỉnh trên mực nước cao thiết kế cho kè, có thể bao gồm chiều cao dự trữ lên đến 1 m so với chiều cao đỉnh yêu cầu h_d , nếu cần, xem xét các yếu tố không chắc chắn trong điều kiện thiết kế và các biện pháp đối phó với mức nước biển dâng thời gian dài.

Chiều cao đỉnh của kè tôn tạo có thể giảm khi công trình tiêu tán sóng được xây dựng ở mặt trước của kè. Tuy nhiên, cần phải lưu ý rằng sóng tràn có thể xảy ra khi chênh lệch giữa chiều cao đỉnh của kè và mực nước trong khu vực tôn tạo trở nên nhỏ hơn trong quá trình tôn tạo.

Đối với các biện pháp để giảm tỷ lệ sóng tràn của kè đứng hoặc nghiêng vì sóng lừng, tham khảo tài liệu tham khảo ¹⁰⁾ và các tài liệu khác.

6.17.5 Tác động

Đối với các tác động do mực nước thủy triều, tham khảo Phần II, Chương 2, 3 Mức thủy triều (OCDI 2020).

Đối với các tác động do sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 4 Sóng. (OCDI 2020)

Lực sóng tác động lên kè phải được thiết lập thích hợp theo quy định tại Phần II, Chương 2, 6 Lực sóng. (OCDI 2020)

Áp lực nước tác động lên thân tường như lan can trên đỉnh kè cần phải được đặt một cách thích hợp có xét đến các tác động đồng thời của áp lực nước tĩnh gia tăng do mực nước dâng và áp lực sóng do sóng gây ra, tham khảo Phần II, Chương 2, 6.2.10 Lực sóng và áp suất thủy tĩnh trong bão (Khi mức thủy triều cao) (OCDI 2020).

Đối với các điều kiện đất của bãi chôn lấp, đất nền và những thứ tương tự, tham khảo Phần II, Chương 3 Điều kiện địa kỹ thuật (OCDI 2020)

Đối với các tác động do dịch chuyển động mặt đất do động đất, tham khảo Phần II, Chương 6 Động đất (OCDI 2020).

Đối với áp lực nước động trong quá trình tác động của các dịch chuyển mặt đất do động đất, tham khảo Phần II, Chương 4, 3.2 Áp suất thủy động (OCDI 2020).

Khi mực nước ở các khu vực tôn tạo, hai mực nước thường được thiết lập, đó là mực nước tại khu vực tôn tạo và mực nước dư. Mực nước trong khu vực tôn tạo được sử dụng trong tính toán thấm và xác minh tính năng của các công tác xử lý nước dư thừa. Mực nước dư là mực nước ngay sau kè và chủ yếu được sử dụng để xác minh ổn định của kè. Tuy nhiên, trong trường hợp mực nước tại vị trí gần kè cao hơn mực nước dư, việc sử dụng mực nước dư để kiểm tra phá hoại trượt tròn có thể dẫn đến đánh giá thấp nguy cơ phá hoại trượt tròn. Trong trường hợp đó, cần phải xác minh ổn định của kè đối với mực nước tại khu vực tôn tạo ngoài ổn định đối với mực nước dư.

a) Mực nước tại khu vực tôn tạo

Mực nước trong khu vực tôn tạo phải được thiết lập bằng cách xem xét ổn định của kè cả trong quá trình xây dựng và sau khi hoàn thành, và ảnh hưởng đến vùng nước xung quanh. Về ảnh hưởng đến vùng nước xung quanh, cần đặc biệt chú ý đến dòng chảy tràn do sóng tràn tạo ra sau kè trong quá trình thi công. Cần lưu ý rằng, nếu mực nước tại khu vực tôn tạo cao quá mức so với mực nước trước kè, thì lượng nước tăng lên, bao gồm cả nước ô nhiễm, có thể thấm ra khỏi kè và nền móng của nó.

b) Mực nước dư

Hầu hết các kè tôn tạo có kết cấu ít thấm nước để giảm sự thấm nước ô nhiễm ra khỏi các khu vực tôn tạo. Vì lý do này, mực nước tồn đọng phía sau chúng thường cao hơn mực nước phía sau các công trình neo đậu hoặc kè thông thường.

Trong các dự án xây dựng kè tôn tạo trước đây với kết cấu kiểu trọng lực, có nhiều trường hợp giảm độ thấm do tăng chiều dày lớp đất mở rộng đê hoặc cát lấp hơn so với trường hợp độ thấm của chính thân kè đã bị giảm. Đối với kè có kết cấu như thế, mực nước ngay sau thân kè cho thấy ứng xử tương tự như sau thân kè kiểu trọng lực thông thường. Do đó, việc xác minh tính năng của thân kè có thể được tiến hành bằng cách sử dụng mực nước dư tương tự như mực nước được sử dụng cho kè kiểu trọng lực thông thường.

Đối với kè cải tạo bằng kết cấu cọc ván, có trường hợp vừa được đổ vào các mối nối cọc ván hoặc sử dụng kết cấu cọc ván kép để tăng độ kín nước của cọc ván. Trong những trường hợp này, mực nước dư sau kè tôn tạo có xu hướng cao hơn mực nước sau kè cọc ván thông thường. Đối với kè tôn tạo có kết cấu cọc ván như thế, cần phải đặt mực nước dư thích hợp, xem xét thích hợp độ kín nước của kè và đối với kết cấu cọc ván đôi, cần tính đến chiều cao kết đỉnh của cọc ván và điều kiện thi công.

6.17.6 Xác minh tính năng

a) Khái quát

Để xác minh tính năng của kè, tham khảo mô tả về tường chắn sóng (Phần III, Chương 4, 10 Tường chắn sóng (OCDI 2020)).

Trong trường hợp tôn tạo bằng tàu hút, có trường hợp đất yếu lơ lửng tập trung phía sau kè và áp lực đất lớn hơn dự kiến tác động lên thân kè và các trường hợp tác động của áp lực nước tại mặt sau của công trình kéo dài đến tận đỉnh của kè. Do đó, cần phải xem xét đầy đủ các khả năng này khi tiến hành xác minh tính năng.

Nhìn chung, phải mất nhiều thời gian để tôn tạo. Do đó, cần phải tiến hành xác minh tính năng xem xét các điều kiện khác nhau trong quá trình tôn tạo. Đặc biệt, khi có khả năng xảy ra phá hoại trượt tròn thì phải xác minh ổn định trong quá trình tôn tạo cho từng mặt cắt ở từng bước thi công. Trong trường hợp khu vực tôn tạo phải chịu tác động lớn của sóng, cũng cần phải xác minh ổn định chống lại sóng trong quá trình tôn tạo bằng cách tham khảo Phần III, Chương 4, 3 Đề chấn sóng có các chức năng cơ bản (OCDI 2020).

Để ước tính lượng nước ô nhiễm thấm từ một kè tôn tạo ra biển, cần phải thực hiện phân tích dòng thấm. Nói chung, định luật Darcy có thể được áp dụng để phân tích dòng thấm.

Tuy nhiên, như sẽ được thảo luận trong phần sau, mặt cắt ngang của kè bao gồm các vật liệu khác nhau, bao gồm cọc ván và các cấu kiện bê tông, và cát bồi lấp. Hơn nữa, độ thấm của cọc ván sẽ khác với độ thấm của mỗi nôi của chúng. Vì lý do này, có những trường hợp không thể áp dụng luật Darcy.

Khi phân tích các dòng thấm trong những trường hợp này, thực tế là coi mặt cắt ngang của kè như một kết cấu bao gồm các vật liệu mà định luật Darcy có thể được áp dụng. Do đó, cần phải chuyển đổi hệ số thấm và chiều rộng tường để áp dụng định luật Darcy một cách gần đúng.

Mặc dù phân tích dòng thấm nên bao gồm khu vực phía sau kè tôn tạo, Trong đó: mực nước có thể được coi là đồng đều, việc phân tích có thể được thực hiện bằng cách thiết lập khu vực tương xứng với độ chính xác yêu cầu, xem xét cấu trúc của thân kè, điều kiện lấp đầy cát và các điều kiện khác. Tuy nhiên, cần phải lưu ý rằng khi độ thấm của đất bãi bồi lắng trong khu vực tôn tạo thấp, mực nước sau kè tôn tạo sẽ có độ dốc lớn trong đất bãi thải.

1) Tính thấm của kết cấu cọc ván thép

Tính thấm của kết cấu cọc ván thép không thể suy ra từ định luật Darcy. Vì vậy, người ta thường sử dụng chiều rộng tương đương thích hợp và hệ số thấm tương đương cho chiều rộng đó để xác định độ thấm trong phân tích dòng thấm. Khi làm như vậy, nên sử dụng kết quả của phép đo tại chỗ vì khó có thể nói rằng các điều kiện tại chỗ của các mối nối có thể được mô phỏng tốt trong các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm.

Tài liệu tham khảo ¹¹⁾ đưa ra một ví dụ về phân tích tính thấm của kết cấu cọc ván thép tại chỗ. Phân tích dựa trên các phép đo mực nước dư tại năm tường bên cọc ván thép. Trong phân tích, người ta cho rằng phần tường cọc ván dưới đáy biển là lớp không thấm và phần tường phía trên đáy biển là lớp thấm dày 1 m mà định luật Darcy có thể được áp dụng. Hệ số thấm kết quả, tức là, hệ số thấm tương đương, nằm trong khoảng 1×10^{-5} đến 3×10^{-5} cm/s. Phân tích tương tự cũng được thực hiện đối với hai tường bên cọc ván thép có đường kính xấp xỉ 80 cm và có khớp nối L-T, và kết quả chỉ ra rằng hệ số thấm của các

tường bên đó là 6×10^{-6} cm/s. Hệ số thấm đối với vật liệu đắp nền cho tường bên được đề cập ở trên theo thứ tự từ 10^{-2} đến 10^{-3} cm/s.

2) Tính thấm của mỗi nối cọc ván thép có các đặc điểm sau:

Trong trường hợp kết cấu không có vật liệu đắp nền, độ thấm của mỗi nối cọc ván tương tự như độ thấm của các lỗ với diện tích mặt cắt giảm đột ngột và có thể được biểu thị trong biểu thức (29) với hằng số $n = 0,5$.

$$q = Kh^n \quad (29)$$

Trong đó:

q : tốc độ dòng chảy trên một đơn vị chiều dài khớp nối ($\text{cm}^3/\text{s}/\text{cm}$)

h : chênh lệch mực nước giữa mặt trước và mặt sau của cọc ván (cm)

K, n : hằng số

Trong trường hợp kết cấu có vật liệu đắp nền, các đặc tính của vật liệu đắp nền ảnh hưởng lớn đến lượng nước thấm qua các mối nối. Trong một phần của vật liệu lấp đất gần mỗi nối cọc ván, có những khu vực không thể áp dụng định luật Darcy. Đã có một nỗ lực để đánh giá độ thấm ở phần này như một mối nối hỗn hợp bao gồm một độ dày nhất định của đất, bao gồm vật liệu đắp nền và mối nối cọc ván. Ý tưởng này có hiệu quả để tiến hành phân tích dòng thấm. Shoji và cộng sự đề xuất một phương trình thực nghiệm dựa trên các thử nghiệm thấm toàn diện xem xét cả sự khác biệt về mức độ lực kéo trong các mối nối và điều kiện có hoặc không có cát lấp. Kết quả thử nghiệm chỉ ra rằng, đối với các kết cấu đắp nền có các mối nối bằng cát, hằng số n có thể gần đúng với 1,0 và giá trị K đại diện cho các kết quả thử nghiệm được rút ra.

Mức độ giảm thấm do kết quả của việc bịt kín các mối nối cọc ván chống nước thay đổi tùy thuộc vào các điều kiện như loại và việc sử dụng chất chống thấm nước, và cần được xác định dựa trên dữ liệu đáng tin cậy, chẳng hạn như kết quả của các thử nghiệm được tiến hành của các điều kiện xây dựng tại công trường.

Theo kết quả kiểm tra hiện trường, có trường hợp lượng nước thấm ra các mối nối có búi keo chống nước khoảng 20% đến 40% so với các mối nối không búi keo nước.

3) Độ thấm của đất nền

- Khả năng thấm của đất tự nhiên

Tính thấm của toàn bộ nền đất tự nhiên có thể được đánh giá bằng cách sử dụng các hệ số thấm của từng lớp đất cấu tạo nên nền đất tự nhiên. Để tính toán các hệ số thấm cho từng lớp đất, tham khảo **Phần II, Chương 3, 2.2.3 Độ dẫn thủy lực của đất** (OCDI 2020). Trong nền đất được hình thành bởi quá trình bồi lắng tự nhiên, hệ số thấm biến thiên theo hướng và trong nhiều trường hợp, theo phương ngang lớn hơn theo phương thẳng đứng. Trong trường hợp kết cấu được đặt trên nền đất tự nhiên, hệ số rỗng giảm do đất nền bị nén hoặc cố kết, dẫn đến giảm hệ số thấm.

Khi đánh giá hệ số thấm dựa trên thử nghiệm trong phòng thí nghiệm hoặc công thức của Hazen, điều quan trọng là phải nắm bắt chính xác điều kiện của các lớp đất dựa trên việc lấy mẫu cẩn thận.

- Khả năng thấm của nền đất được cải tạo

Trong trường hợp việc cải tạo đất được thực hiện như một phần của việc xây dựng kè tôn tạo, cần không chỉ đánh giá khả năng thấm của nền đất tự nhiên mà còn phải xem xét độ thấm sẽ thay đổi như thế nào khi cải tạo đất.

Trong đất giữa các cọc cát, trong đất bên dưới lớp cát thay thế, và ở những phần đất chưa được cải tạo bằng phương pháp trộn sâu, hệ số thấm giảm dần trong thời gian dài do cố kết. Ngoài ra, cọc cát có thể làm thay đổi hệ số thấm do xáo trộn đất sét xung quanh và do bản thân cọc bị tắc nghẽn.

Khi xác định hệ số thấm của phần cải tạo và phần không cải tạo của đất nền sau khi cải tạo đất, cần tiến hành kiểm tra cân bằng có xem xét đơn giản hóa thành phần của đất nền và kê trong phân tích dòng thấm, kết cấu kè, độ chính xác của hệ số thấm của công trình làm kín nước và các yếu tố khác. Cũng có thể kiểm tra các giá trị gần đúng thu được từ nghiên cứu về các công trình tương tự hiện có.

Trong trường hợp nền móng bằng đá, độ thấm phải được xác định trên cơ sở nghiên cứu sơ bộ kỹ lưỡng, vì nền đá có thể chứa các vết nứt, khe và/hoặc các đới đứt gãy làm ảnh hưởng đến độ thấm.

- b) Xác minh tính năng của các kè trọng lực

Các loại kết cấu của kè kiểu trọng lực bao gồm kiểu thùng chìm, kiểu khối chữ L, kiểu khối vây ô, kiểu bằng bê tông đúc sẵn như khối và kiểu bê tông đúc tại chỗ.

Có các quy định chung áp dụng cho tất cả các kè và các quy định cụ thể áp dụng cho từng loại kết cấu của kè. Để xác minh tính năng được tiến hành theo quy định trước đây, tham khảo Phần III, Chương 4, 14.6 Xác minh tính năng. Để tiến hành xác minh tính năng phù hợp với phần sau, tham khảo Phần III, Chương 5, 2.2 Tường bên kiểu trọng lực và Phần III, Chương 5, 2.11 Tường bên hấp thụ sóng mặt đứng (OCDI 2020).

- c) Xác minh tính năng của kè cọc ván

Kè cọc ván bao gồm cọc ván thép, cọc ván bê tông hoặc các cọc ván khác, và bao gồm kè cọc ván kiểu công xôn, kè cọc ván có neo và kè cọc ván kép. Rất khó để bắt đầu xây dựng kè cọc ván với công việc neo trước khi việc tôn tạo đã tiến triển đến một giai đoạn nhất định, và cần phải quản lý xây dựng kè bằng cách kiểm tra tiến độ tôn tạo và điều kiện ổn định đã được kiểm tra trước.

Có các quy định chung áp dụng cho tất cả các kè và các quy định cụ thể áp dụng cho từng loại kết cấu của kè. Để xác minh tính năng được tiến hành theo quy định trước đây, tham khảo Phần III, Chương 4, 14.6 Xác minh tính năng. Để xác minh tính năng được tiến hành phù hợp với phần sau, hãy tham khảo Phần III, Chương 5, 2.3 Tường bên cọc ván, Phần III, Chương 5, 2.4 Tường bên cọc ván công xôn, Phần III, Chương 5, 2.5 Tường bên cọc ván có các cọc neo nghiêng, Phần III, Chương 5, 2.6 Tường bên kiểu hở với tường cọc ván được neo bằng cọc nhồi phía trước và Phần III, Chương 5, 2.7 Tường bên cọc ván kép (OCDI 2020).

d) Xác minh tính năng của các vách ngăn kiểu vây ô

Loại kè này có cấu trúc vây ô bao gồm các cọc ván thép, bản thép hoặc các cấu kiện khác. Nó có độ kín nước cao, giống như kè cọc ván thép; do đó, nó là thích hợp để ngăn chặn sự rò rỉ của đất bãi chôn lấp.

Có các quy định chung áp dụng cho tất cả các kè và các quy định cụ thể áp dụng cho từng loại kết cấu của kè. Để xác minh tính năng được tiến hành theo quy định trước đây, tham khảo Phần III, Chương 4, 14.6 Xác minh tính năng (OCDI 2020). Để xác minh tính năng được tiến hành theo phần sau, tham khảo Phần III, Chương 5, 2.9 Tường bên vách ngăn di động có chôn trong đất và Phần III, Chương 5, 2.10 Tường bên vách ngăn di động kiểu đổ tại chỗ (OCDI 2020).

e) Xác minh tính năng của các công trình kè đá đổ

Loại kè này được xây dựng ở những nơi nước tương đối nông và có thân bằng đá đổ. Cần thực hiện các biện pháp chống rò rỉ đất bãi chôn lấp. Công tác che chắn phải được xây dựng ở mặt trước của kè để chống lại sóng. Trong trường hợp có sẵn đá với giá rẻ, kè mái nghiêng có thể được xây dựng ở khu vực có nước sâu đáng kể, với hy vọng hiệu quả của đá trong việc lọc sạch nước biển và làm cho cá sống được xung quanh đó.

Để xác minh tính năng của kè đá đổ, tham khảo Phần III, Chương 4, 14.6 Xác minh tính năng, Phần III, Chương 4, 3.3 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng mái nghiêng) và Phần III, Chương 2, 2.7 Đá và khối lớp phủ (OCDI 2020).

f) Xác minh tính năng của các kè được phủ bằng các khối tiêu sóng

Loại kè này được xây dựng ở những khu vực chịu tác động của sóng mạnh và được cấu tạo bởi thân kè của từng loại kết cấu có công trình tiêu tán sóng ở phía trước.

Để xác minh tính năng của các kè được phủ bởi các khối tiêu sóng, tham khảo Phần III, Chương 4, 14.6 Xác minh tính năng, Phần III, Chương 4, 3.4 Đê chắn sóng kiểu trọng lực (Đê chắn sóng được phủ các khối tiêu sóng) (OCDI 2020) và các mô tả về xác minh tính năng của các kè thuộc từng loại kết cấu.

g) Chi tiết kết cấu

Kè phải được thực hiện với công tác phòng chống xói tùy thuộc vào điều kiện sóng.

Kè phải được thực hiện với công việc ngăn ngừa rò rỉ thích hợp có xem xét đến các đặc tính của đất bãi chôn lấp, cấu trúc của kè, mực nước dự và các yếu tố khác.

Nếu có khả năng trầm tích có thể chảy hoặc rửa trôi khỏi mặt đất sau kè do tác động của sóng và những yếu tố khác, cần phải có các biện pháp đối phó thích hợp theo Phần II, Chương 2, 6.5 Áp lực sóng truyền qua đê và áp lực sóng trong các mối nối mà tác động sau kè (OCDI 2020) và các tài liệu tham khảo khác.

Kè phải được bố trí cầu thang và các công trình phụ trợ khác nếu cần.

Kè có thể được cung cấp lan can để giảm sóng tràn.

Nếu có khả năng sóng có thể tràn qua kè, cần phải xây dựng công trình sàn đỡ để bảo vệ khu vực phía sau kè. Chiều rộng của công trình sàn đỡ phải được xác định dựa trên tốc độ tràn của sóng, chiều cao sóng truyền lên, loại kết cấu của kè và các yếu tố khác. Ngoài ra, các rãnh thoát nước, lỗ thoát nước và các công trình thoát nước thích hợp khác sẽ được cung cấp để loại bỏ nước biển tràn ra ngoài kè do sóng tràn qua kè. Các khu vực mặt cắt ngang của các công trình thoát nước này phải được xác định một cách thích hợp dựa trên tỷ lệ sóng tràn, lượng mưa và các điều kiện khác.

Để biết các chi tiết về cấu trúc khác, tham khảo Phần III, Chương 4, Công trình bảo vệ cho bề cảng và Phần III, Chương 5, Công trình neo đậu (OCDI 2020).

6.18 Kè cộng sinh

Là kè góp phần duy trì môi trường tốt của cảng và bề cảng, kè cộng sinh được thiết kế để cho phép sinh vật phát triển ở các bãi bồi, bờ đá và các khu vực khác trong cảng và bề cảng tùy theo điều kiện môi trường mà kè phải chịu (Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Công trình cảng cộng sinh (OCDI 2020)). Các kè hiện có có thể được cải tạo thành kè cộng sinh bằng cách bổ sung thêm chức năng cho phép sinh vật phát triển.

Các yếu tố ảnh hưởng đến khả năng của kè cộng sinh trong việc thực hiện mục đích cho phép sinh vật phát triển (Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Công trình cảng cộng sinh (OCDI 2020)) sẽ được làm rõ thông qua nghiên cứu môi trường, mô hình số và các kỹ thuật khác. Trong quá trình xác minh tính năng của kè, phải xác minh rằng kết cấu, mặt cắt và các công trình phụ trợ của nó là phù hợp để kè thực hiện được mục đích của nó.

Yêu cầu về tính năng đối với kè cộng sinh là chúng phải có chức năng cho phép sinh vật phát triển. Các yếu tố (hành động chi phối) ảnh hưởng đến chức năng bao gồm có hoặc không có nền tảng để sinh vật phát triển, các lực bên ngoài như sóng và dòng chảy, và môi trường cần thiết để sinh vật phát triển. Các điều kiện của môi trường cần thiết cho sinh vật phát triển bao gồm độ sâu của nước và tầm nhìn dưới nước ảnh hưởng đến cường độ ánh sáng cần thiết cho quang hợp và nhiệt độ nước ảnh hưởng đến hoạt động của sinh vật. Cụ thể, đối với kè có mục đích tạo thành các thảm rong biển, thì cấu trúc và mặt cắt của kè cũng như nền và mái nghiêng của các công trình phụ trợ phải phù hợp để rong và cỏ biển bám vào kè. Cũng cần thiết rằng kè và các công trình phụ trợ của nó không cản ánh sáng mặt trời đến mức ảnh hưởng đến cường độ ánh sáng cần thiết cho rong và cỏ biển phát triển.

Việc xác minh tính năng của kè cộng sinh sẽ được tiến hành bằng cách xác nhận dựa trên kiến thức sẵn có, rằng môi trường của nơi mà các sinh vật sống cộng sinh mong muốn nằm trong phạm vi các điều kiện mà các sinh vật mong muốn có thể phát triển. Ví dụ, đối với các kè nhằm mục đích tạo thành các thảm rong biển, cường độ ánh sáng và nhiệt độ nước ảnh hưởng đến quá trình quang hợp và hô hấp của rong biển được coi là các điều kiện môi trường cần được xem xét trong quá trình xác minh tính năng. Do đó, trong quá trình xác minh tính năng của các kè đó, phải xác minh rằng các điều kiện môi trường này nằm trong phạm vi điều kiện cho phép hình thành các thảm rong biển mong muốn. Nếu có thể dự đoán những thay đổi của điều kiện môi trường sau khi xây dựng kè cộng sinh, những thay đổi về môi

trường trong tương lai và các khả năng khác trong tương lai, thì các kỹ thuật như mô hình số liên quan đến sự phát triển của sinh vật có thể được sử dụng để xác minh rằng các điều kiện môi trường nằm trong phạm vi các điều kiện mà các sinh vật có thể phát triển.

Để xác minh tính năng của kè cộng sinh, tham khảo Phần III, Chương 4, 4 Đề chấn sóng cộng sinh, Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Công trình cảng cộng sinh và Hướng dẫn phát triển và bảo trì các công trình cảng cộng sinh (OCDI 2020).

Các chức năng tiện ích có thể được thêm vào các chức năng cộng sinh để tạo ra một kè thân thiện với môi trường có tác dụng phối hợp của các chức năng đó.

6.19 Kè có chức năng tiện ích

Để xác minh tính năng của các kè định hướng tiện ích, tham khảo tài liệu tham khảo [29].

Các quy định về xác minh tính năng của các kè thuộc từng loại kết cấu có thể được áp dụng cho việc xác minh tính năng của các kè định hướng tiện ích.

Tốt nhất là kè được xây dựng trong khu vực cây xanh có đường bờ sông nên được thiết kế như một loại kè hướng đến tiện ích và có các chức năng bổ sung cho phép người sử dụng có thể nhìn ra biển, đến gần biển và làm quen với biển.

Các chức năng tiện ích, chẳng hạn như các phương tiện đánh cá, có thể được thêm vào kè để biến nó thành kè đa năng.

Kè định hướng tiện ích phải có mặt cắt được xác định có tính đến nguy cơ người sử dụng có thể rơi xuống biển và phải có hàng rào ngăn ngã và các công trình phụ trợ thích hợp khác nếu cần.

Trong trường hợp công trình có khu vực dành cho người đi lại bình thường và có khả năng bị sóng tràn khi sóng cao, cần phải cảnh báo cho mọi người về nguy cơ sóng tràn bằng cách thiết lập ký hiệu hoặc sử dụng các phương tiện thích hợp khác.

Lối đi và mái dốc của kè phải có chiều rộng, cao độ và các kích thước khác cho phép người cao tuổi và người khuyết tật, kể cả người ngồi trên xe lăn, di chuyển an toàn.

Các chức năng định hướng về tiện ích của kè có thể được tăng cường khi xem xét đến sự cư trú của các sinh vật (Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 3, 2 Công trình cảng cộng sinh (OCDI 2020)).

Phụ lục A

(Quy định)

Thiết kế lớp phủ

A.1 Yêu cầu chung

Lớp phủ là đặc điểm quan trọng nhất của bề mặt chống thấm đá do bị phá hoại hoặc hư hỏng có thể dẫn đến phá hoại các bộ phận khác (chẳng hạn như sụp đổ kết cấu đỉnh, làm xói mòn lớp dưới và vật liệu lõi).

Lớp phủ có ảnh hưởng quan trọng đến phản xạ sóng, sóng leo và sóng tràn, ảnh hưởng đến các chi tiết chân mái dốc, lớp dưới và chi tiết kết cấu đỉnh. Lớp phủ cũng thường là yếu tố chi phối việc lựa chọn công suất của cần trục để thi công.

Trong phần này mô tả các ứng dụng, hạn chế và phương pháp thiết kế có sẵn cho lớp phủ bằng đá và bê tông.

A.2 Lớp phủ đá

Việc sử dụng lớp phủ đá bị hạn chế bởi kích thước lớn nhất của đá có thể được sản xuất một cách kinh tế. Điều này thường được tìm thấy là trong khoảng 10 tấn đến 15 tấn nhưng trong nhiều thành tạo đá, kích thước giới hạn nhỏ hơn nhiều và có thể cần phải khai thác đá với số lượng rất lớn để tạo ra một tỷ lệ nhỏ các viên đá lớn nhất.

Kích thước của đá yêu cầu có thể được giảm xuống bằng cách sử dụng các mái dốc thoải hơn nhưng sau đó cần có thêm một lượng vật liệu cho lõi, lớp dưới và lớp phủ.

Đặt những tảng đá nhỏ xuống một độ dốc thoải có thể tốn kém. Một giải pháp thay thế có thể được xem xét là đặt một mặt dốc với độ dày vật liệu đủ trong lớp phủ để cho phép mái dốc được làm phẳng tự nhiên do tác động của sóng. Nếu điều này thành công, điều cốt yếu là tảng đá có thể chịu được chuyển động sau cùng mà không bị vỡ. Hiện tượng tròn do mài mòn cũng có thể xảy ra và điều này có thể làm giảm độ ổn định của lớp phủ.

A.3 Lớp phủ bê tông

A.3.1 Các loại đơn vị

Nhiều loại đơn vị lớp phủ bê tông khác nhau đã được phát triển nhưng ít loại được sử dụng phổ biến. Hình A.1 minh họa các đơn vị được sử dụng phổ biến nhất. Gần như tất cả đều được xây dựng bằng bê tông khối lớn và có thể được phân loại sơ bộ là được đặt ngẫu nhiên hoặc đặt theo khuôn mẫu thông thường.

a) Đơn vị đặt ngẫu nhiên. Phần lớn các đơn vị lớp phủ bê tông thuộc loại này, thường được đặt trong hai lớp nhưng đôi khi chỉ trong một lớp. Chúng bao gồm từ các đơn vị xấp xỉ hình khối lớn (ví dụ: khối lập phương, khối Antifer) thông qua các loại trung gian (ví dụ: Accropodes, Akmons) đến các dạng phức tạp hơn (ví dụ: Tetrapods, Stabits, Dolosse). Các loại khối lớn được thiết kế để hoạt động theo cách

tương tự như đá tự nhiên, trong khi các khối phức tạp hơn phụ thuộc vào độ ổn định thủy lực dựa trên mức độ liên kết giữa các khối.

Rất khó đạt được xếp đặt ngẫu nhiên thực sự và chắc chắn dẫn đến một số đơn vị không được liên kết với nhau tốt như những đơn vị khác. Mặc dù việc đặt theo một bố cục định trước thường được chỉ định cho các đơn vị lồng vào nhau, điều này cũng khó đạt được ngoại trừ trong điều kiện thuận lợi về tầm nhìn tốt dưới nước và biển lặng. Kết quả thường là một mẫu bán ngẫu nhiên.

Các đơn vị lớp phủ phức tạp hơn được thiết kế để đạt được độ ổn định cao hơn bằng cách đạt được mức độ liên kết cao và cũng để giảm lực sóng bằng cách tăng khoảng trống trong lớp phủ.

Bảng A1 đưa ra các giá trị điển hình của phần trăm khoảng trống cho một số đơn vị nhất định. Tỷ lệ khoảng trống lớn hơn mang lại sự tiêu tán năng lượng sóng lớn hơn và giảm trọng lượng của đơn vị cần cho độ ổn định thủy lực so với yêu cầu đối với các đơn vị khối lớn đơn giản hơn. Trọng lượng giảm yêu cầu tăng khả năng khóa liên kết để đạt được độ ổn định của khối lớp phủ.

Trọng lượng giảm cũng có thể dẫn đến rung chuyển các đơn vị dưới tác động của sóng, đặc biệt là những đơn vị phụ thuộc nhiều nhất vào khóa liên động, dẫn đến tải trọng và đập giữa các đơn vị liền kề. Nếu bị vỡ, khóa liên kết có thể bị phá hủy. Chuyển động của các đơn vị bị hỏng linh hoạt hơn có thể gây ra các va đập bổ sung và khả năng xảy ra phá hoại gia tăng.

b) Các đơn vị xếp theo mẫu thông thường. Ví dụ về loại này là Cob, Shed và Seabee. Sự ổn định của các đơn vị này phụ thuộc vào kiểu xếp, sự hỗ trợ của kết cấu chân mái dốc và kết cấu đỉnh và sự chuẩn bị của lớp lót. Các đơn vị được đặt trong một lớp duy nhất để tạo thành một kè liên tục.

Bảng A1 - Các giá trị khoảng trống điển hình cho lớp phủ

Đơn vị	Khoảng trống (%)
Đá mở (góc thô ngẫu nhiên, đặt thành hai lớp)	37
Tetrapods	50
Stabits	52
Dolosse	56
Rakuna-IV	56,5

Thông tin về việc sử dụng các đơn vị lớp phủ cụ thể nên được lấy từ các tài liệu được xuất bản bởi người khởi tạo hoặc người được cấp phép của đơn vị đó. Điều này cần được xem xét dựa trên kinh nghiệm đã được công bố về việc sử dụng chúng và hướng dẫn được đưa ra trong phần này.

Cốt thép hiếm khi được kết hợp trong các đơn vị lớp phủ, khi thiết kế không dựa trên các nguyên tắc kết cấu thông thường. Các ý kiến được chia sẻ về hiệu quả của việc gia cố trong các đơn vị lớp phủ vì nếu thép bị ăn mòn, ảnh hưởng xấu đến độ bền có thể lớn hơn bất kỳ lợi thế nào khi sử dụng nó. Gia cố sợi

đường như có một số lợi ích nhỏ trong việc giảm nứt, nhưng các báo cáo về tính năng cho đến nay vẫn chưa thật rõ ràng.

A.3.2 Ảnh hưởng của kích thước đến cường độ của các đơn vị

Việc thiết kế các đơn vị lớp phủ lớn nên tính đến thực tế là cường độ nội tại của các đơn vị giảm khi kích thước tăng lên. Các hư hỏng lớn đã xảy ra với các đơn vị có hình dạng phức tạp, và tất cả các khía cạnh của thiết kế, chế tạo và xếp đặt cần được xem xét rất cẩn thận trước khi tiến hành xây dựng.

Các đơn vị bê tông bê tông phải chịu các điều kiện tải trọng sau đây.

a) *Tải trọng công trình.* Những điều này xảy ra trong quá trình sản xuất, vận chuyển và xếp đặt. Các vết nứt do ứng suất phát sinh trong quá trình sản xuất (ví dụ như co ngót hoặc vết nứt do nhiệt trong các đơn vị lớn) hoặc các điều kiện khác có thể làm giảm đáng kể khả năng của đơn vị để chống lại tải trọng tác dụng sau đó.

b) *Tải trọng tĩnh.* Đó là do trọng lượng bản thân và lực liên kết, sự chống đỡ của các đơn vị bên trên và sự chèn ép của các đơn vị do sự lún của lõi và lớp dưới.

c) *Tải trọng thủy lực.* Những điều này là do sự phá sóng, leo lên và rút xuống và có thể được truyền bằng cách tiếp xúc với một đơn vị khác.

d) *Tải trọng động.* Đây là do sự rung chuyển và dịch chuyển của các đơn vị dẫn đến ảnh hưởng đến các đơn vị khác, và có lẽ là đáng kể nhất, mặc dù chúng không nhất thiết phải là tải trọng cao nhất đặt lên các đơn vị. Tải trọng lặp lại nhiều lần do rung động có thể bị vỡ do mỏi.

Cần có nhiều nghiên cứu cơ bản hơn để có thể định lượng tải trọng chính xác hơn. Hiện tại không có đủ thông tin để tính toán ứng suất trong các đơn vị lớp phủ bê tông một cách chắc chắn.

Các thử nghiệm mô hình thủy lực đã được thực hiện bằng cách sử dụng các đơn vị lớp phủ để đo các thông số khác nhau nhưng hiện tại đây không phải là một thử nghiệm thông thường trong phòng thí nghiệm.

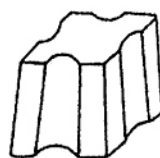
Các thử nghiệm tải động tỷ lệ thật có thể được thực hiện tại chỗ. Chúng có thể ở dạng thử nghiệm thả rơi. Trong đó: một đơn vị được thả từ các độ cao khác nhau với các biên độ cụ thể xuống bề mặt bê tông hoặc đá đổ. Kiểm tra tác động trên một đơn vị cố định cũng đã được sử dụng. Cho đến nay, tương đối ít ví dụ về loại thử nghiệm này. Kết quả từ các thử nghiệm này đã chỉ ra rằng độ bền uốn có thể giảm 60% sau 6 đến 10 lần va chạm.



(a) Seabee



(b) Akmon



(c) Antifer block



(d) Tetrapod



(e) Dolos



(f) Stabin



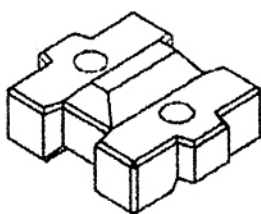
(g) Cob



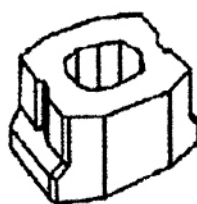
(h) Shed



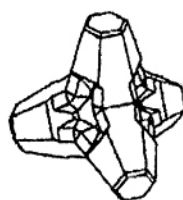
(i) Accropode



(k) Stoneblock



(l) Haro



(m) Rakma - IV

Hình A 1 - Ví dụ về các khối bê tông lớp phủ

Kích thước tối đa của các đơn vị lớp phủ bê tông có thể được giới hạn trong các giá trị cho trong Bảng A.2. Đã có các ví dụ thực tế về việc sử dụng thành công các đơn vị lớn hơn; nhưng trong tình trạng hiểu biết còn chưa đầy đủ, các giới hạn đưa ra trong đó: với mức độ thận trọng hợp lý.

Bảng A.2 - Kích thước tối đa được đề xuất của các đơn vị lớp phủ bê tông

Đơn vị lớp phủ	Trọng lượng lớn nhất (trong thực tế thường gọi theo tấn)
Dolos	15
Stabit	20
Tetrapod	30
Khối Antifer	60
Rakuna IV	80
Stoneblock	40

A.4 Công thức thiết kế

A.4.1 Giới thiệu

Mối quan hệ giữa chiều cao sóng và trọng lượng của đá lớp phủ trong đê chắn sóng đá đổ đã là chủ đề của một số lượng lớn các công thức thực nghiệm hoặc bán thực nghiệm được xây dựng trong nhiều năm.

Mười sáu công thức được xác định bởi PIANC (Hiệp hội Hàng hải Quốc tế Thường trực) vào năm 1976. Công thức được sử dụng phổ biến nhất là công thức Hudson, được thảo luận trong Điều A.4.2. Công thức này được phát triển cho lớp phủ đá nhưng cũng đã được áp dụng cho các đơn vị lớp phủ bê tông.

Theo kết quả của nghiên cứu ở Hà Lan về tính ổn định tĩnh và động của kè và đê chắn sóng đá đổ, Van der Meer đã đề xuất các công thức khác. Các công thức này được thảo luận trong Điều A.4.3 và có kể đến các hệ số không có trong công thức của Hudson.

Bất kỳ công thức nào cũng tồn tại sự không chắc chắn đáng kể đối với một trong số các tác động của tương tác thủy động lực – kết cấu trong một lớp phủ. Công thức Hudson hiện được sử dụng rộng rãi nhất và bên cạnh những hạn chế, nó có ưu điểm là tương đối đơn giản và kinh nghiệm trong sử dụng đã được tích lũy lớn nhất.

A.4.2 Công thức Hudson cho lớp phủ đá

Công thức Hudson được phát triển cho lớp phủ đá bằng thử nghiệm mô hình thủy lực mở rộng sử dụng sóng đều. Công thức Hudson là:

$$W = \frac{W_r H_D^3}{K_D X^3 \cot \alpha} \quad (A.1)$$

Trong đó:

W là trọng lượng trong không khí của một đơn vị lớp phủ riêng lẻ trong lớp phủ chính, tính bằng Niuton;

W_r là đơn vị trọng lượng (bề mặt bão hòa khô) của đơn vị lớp phủ tính bằng N/m^3 ;

H_D là chiều cao sóng thiết kế tại vị trí công trình, tính bằng mét (xem bên dưới để biết giá trị khuyến nghị);

W_w là đơn vị trọng lượng của nước tính bằng Niuton trên mét khối (nước ngọt = $9.810 N/m^3$; nước biển = $10.050 N/m^3$ giá trị điển hình);

X là mật độ khối lượng tương đối của đơn vị lớp phủ, so với nước tại công trình, tức là $(W_r/W_w) - 1$;

α là góc mái dốc;

K_D là hệ số ổn định không thứ nguyên.

Phương trình này được suy ra về độ ổn định của lớp phủ hướng biển trong điều kiện khi kết cấu đỉnh của công trình đủ cao để ngăn chặn sóng tràn lớn. Công thức không được sử dụng cho đề chắn sóng kết cấu có đỉnh thấp.

Chiều cao sóng thiết kế H_D dựa trên thử nghiệm mô hình sử dụng sóng đều. Không có phương pháp đơn giản nào để so sánh kết quả của các xét nghiệm trong phòng thí nghiệm được thực hiện bằng sóng đều và ngẫu nhiên. Các nghiên cứu trong phòng thí nghiệm đã chỉ ra rằng chiều cao sóng đều tương đương có thể nằm trong khoảng giữa chiều cao sóng có nghĩa H_s của một chuỗi sóng ngẫu nhiên và các giá trị cao hơn như $H_{1/10}$, giá trị trung bình của một phần mười chiều cao sóng cao nhất.

Đối với các điều kiện sóng không vỡ, $H/10$ tại vị trí của công trình nên được sử dụng trong biểu thức (A.1). Đối với các điều kiện mà sóng $H/10$ sẽ vỡ trước khi tiến đến đề chắn sóng, chiều cao sóng được sử dụng để thiết kế sơ bộ phải là H_b (chiều cao sóng vỡ) hoặc H_s , tùy theo giá trị nào có ảnh hưởng nghiêm trọng hơn.

Để biết hướng dẫn về phân bố độ cao của sóng và điều kiện sóng vỡ, tham khảo Điều 5.4 của TCVN 11820: 2.

Không kiến nghị lớp phủ đá có độ dốc lớn hơn 1:1,5 và công thức này không đáng tin cậy vì đã tiếp cận góc nghỉ tự nhiên. Ngoài ra, công thức này không được áp dụng chung cho các mái dốc phẳng (xem Bảng A3). Công thức của Hedar đã được phát triển để tránh hạn chế này và có thể hỗ trợ trong những trường hợp như vậy. Công thức này, giống như công thức Hudson, chỉ được phát triển cho các chuỗi sóng đều.

Giá trị của K_D để sử dụng trong công thức Hudson cho thiết kế sơ bộ của lớp phủ đá được đưa ra trong Bảng A.3. Hệ số ổn định K_D thay đổi theo sóng vỡ, trong đầu kết cấu và trong một số trường hợp theo độ dốc của lớp phủ và chiều dày của lớp phủ.

Các giá trị của K_D được trích dẫn chưa kể đến sự khác biệt trong các yếu tố sau, mà chúng có một số ảnh hưởng đến sự ổn định:

- a) chu kỳ và phổ của sóng;
- b) hình dạng của đá lớp phủ;
- c) cách xếp đặt lớp phủ;
- d) mức độ liên kết của lớp phủ;
- e) góc tới của sóng tấn công;
- f) kích thước và độ rỗng của vật liệu lót;
- g) khoảng cách dưới mực nước tĩnh mà lớp phủ kéo dài xuống trên mặt mái dốc;
- h) chiều cao lồi so với mực nước tĩnh.

Thường sóng leo chạy lên đến đỉnh của mái dốc lớp phủ, ảnh hưởng của kết cấu đỉnh và độ cao của nó trên mực nước tĩnh so với chiều cao sóng cũng không được tính đến.

Các giá trị K_D trong Bảng A.3 đã được lựa chọn, không nên sử dụng khi chưa xem xét kỹ tất cả các yếu tố liên quan. Chúng, đặc biệt là các giá trị được sử dụng cho sóng vỡ, đã được sửa đổi theo thời gian theo kinh nghiệm.

Các giá trị K_D được chỉ ra tương ứng với mức hư hỏng lên đến 5%. Phần trăm thiệt hại dựa trên số lượng đá bị dịch chuyển khỏi khu vực có khả năng di chuyển của lớp phủ đối với một chiều cao sóng cụ thể, thường là giữa đường trung tâm kết cấu đỉnh và cao trình đáy hoặc một chiều cao sóng thiết kế dưới mực nước tĩnh. Trong nhiều trường hợp, mức độ thiệt hại này có thể là không thể chấp nhận được, trong trường hợp đó, một thiết kế vững chắc hơn cần được xem xét.

Cần xem xét khả năng chỉ đạt được sự xếp đặt lớp phủ đá không chặt chẽ. Điều này có thể dẫn đến độ ổn định ban đầu thấp hơn và lún của lớp phủ trong cơn bão đầu tiên sau khi xây dựng.

A.4.3 Các công thức khác cho lớp phủ bằng đá

Một chương trình nghiên cứu về độ ổn định của kè và đê chắn sóng đá đổ đã được thực hiện tại Phòng thí nghiệm thủy lực Delft và đã đề xuất một số công thức mới theo báo cáo của Van der Meer. Khi tiến hành nghiên cứu, các hằng số được hiển thị trong các biểu thức (A.3) và (A.4) đã được sửa đổi theo kết quả nghiên cứu được thực hiện cho đến năm 1988. Các thử nghiệm mô hình sử dụng các sóng không đều, và dựa trên các phương pháp và dữ liệu mà Thompson và Shuttler đưa ra. Chúng được mô tả là công thức thiết kế thực tế cho lớp phủ đá, mặc dù hiện nay kinh nghiệm sử dụng còn hạn chế. Điều quan trọng là phải chú ý rằng đây là những công thức thực nghiệm và không được sử dụng cho các điều kiện nằm ngoài giới hạn thực nghiệm.

Bảng A3 - Các giá trị K_D được đề xuất cho lớp phủ đá sử dụng công thức Hudson

Hình dạng khối	n^c	Vị trí	Thân công trình		Đầu công trình		
			K_D^d Đối với sóng vỡ	K_D^d Đối với sóng không vỡ	K_D Đối với sóng vỡ	K_D Đối với sóng không vỡ	Cot α
Tròn trơn	2	Ngẫu nhiên	1.2*	2.4	1.1*	1.9	1.5 đến 3.0
Tròn trơn	>3	Ngẫu nhiên	1.6*	3.2*	1.4*	2.3*	_e
Góc thô	2	Ngẫu nhiên	2.0	4.0	1.9*	3.2	1.5
					1.6*	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
Góc thô	>3	Ngẫu nhiên	2.2*	4.5	2.1*	4.2*	_e
^a Các giá trị K_D được hiển thị bằng dấu hoa thị được hỗ trợ bởi kết quả thử nghiệm và chỉ được cung cấp cho mục đích thiết kế sơ bộ. ^b Ứng dụng: 0% đến 5% thiệt hại và sóng tràn nhẹ. ^c n là số lớp. ^d Áp dụng cho độ dốc từ 1 : 1,5 đến 1 : 5. ^e Cho đến khi có thêm thông tin về sự thay đổi của giá trị K_D theo độ dốc, việc sử dụng K_D nên được giới hạn trong phạm vi độ dốc từ 1 : 1,5 đến 1 : 3.							

Các công thức này tính đến các biến sau đây không có trong công thức của Hudson:

- a) chu kỳ sóng;
- b) tham số tương tự (surf) sóng dâng;
- c) điều kiện sóng vỡ;
- d) thời lượng của cơn bão;
- e) tính thấm của lõi. Các công thức như sau.

Đối với sóng nhào (plunging) (vỡ), áp dụng cho các giá trị nhỏ hơn 2,5 đến 3,5

$$(H_s/XD_{n50}) \sqrt{\xi_m} = 6.2P^{0.18}(S/\sqrt{N})^{0.2} \tag{A.2}$$

và đối với sóng dâng (không vỡ), áp dụng cho các giá trị lớn hơn 2,5 đến 3,5

$$(H_s/XD_{n50}) = 1.0P^{-0.13}(S/\sqrt{N})^{0.2} \sqrt{(\cot \alpha) \xi_m^P} \tag{A.3}$$

Trong đó:

H_s là chiều cao sóng có nghĩa tại vị trí công trình, tính bằng mét;

D_{n50} là kích thước danh nghĩa trung bình (hình khối tương đương) tính bằng mét;

X là khối lượng riêng tương đối, so với nước tại công trình;

μ là góc mái dốc;

S là mức thiệt hại;

N là số sóng;

ξ_m là các tham số tương tự sóng dâng, bằng

$$\frac{\tan \alpha}{\sqrt{(2\pi H_s/gT_z^2)}} \quad (A.4)$$

T_z là chu kỳ sóng đi qua điểm 0 trung bình, tính bằng giây;

P là hệ số thấm lỗi;

g là gia tốc trọng trường (9,81 m/s²),

Cần lưu ý rằng chiều cao sóng thiết kế trong các biểu thức (A.2) và (A.3) là H_s trong khi đó hiện nay được khuyến nghị cho biểu thức (A.1) là $H_{1/10}$.

Độ ổn định nhỏ nhất khi chuyển tiếp giữa các điều kiện sóng nhào và sóng dâng.

Mức độ hư hỏng S được định nghĩa là $S = A/D_{n50}^2$ Trong đó: A là diện tích mặt cắt ngang đã bị xói mòn của mặt cắt.

Ngoài ra, nó có thể được coi là số lượng đá có kích thước D_{n50} bị dịch chuyển trên một dải rộng D_{n50} .

Thiệt hại "ban đầu", được định nghĩa là một đến ba viên đá bị tách ra từ dải rộng D_{n50} được cho là tương ứng với mức thiệt hại 5% được đề cập trong Điều A.4.2. Tuy nhiên, điều này phụ thuộc vào kích thước của đá liên quan đến chiều dài của dải.

Vấn đề chính khi sử dụng các biểu thức (A.2) và (A.3) là đánh giá hệ số thấm của lỗi P . Các giá trị của P được đề xuất nằm trong khoảng 0,1 đối với lỗi tương đối không thấm đến 0,6 đối với kết cấu đá gần như đồng nhất. Việc lựa chọn P được sử dụng trong thiết kế phụ thuộc vào sự đánh giá và khuyến nghị rằng độ thấm nên được đánh giá thấp hơn, tốt hơn là đánh giá cao hơn.

Tương tự, luôn phải kiểm tra độ nhạy của khối lượng đá tính toán cuối cùng với các giá trị giả định của P .

Khi sử dụng các công thức, trừ khi dữ liệu có sẵn cho phép thực hiện một đánh giá chi tiết hơn, người ta đã đề xuất rằng nên sử dụng các giá trị sau.

$N = 3.000$ đến 5.000 (nghiên cứu cho rằng thời gian bão này là đủ cho các mục đích thiết kế sơ bộ)

$S = 1$ đến 3 (gần tương đương với 5% hư hỏng)

$P = 0,3$ (trừ khi cung cấp lỗi hờ).

A.4.4 Sử dụng công thức Hudson cho các đơn vị lớp phủ bê tông

Công thức Hudson đã được sử dụng cho các đơn vị lớp phủ bê tông được đặt ngẫu nhiên bằng cách lựa chọn các giá trị thích hợp của K_D thu được từ các thử nghiệm mô hình thủy lực.

Cách tiếp cận này có thể nguy hiểm vì nhiều đơn vị bê tông mà độ ổn định của chúng dựa trên các yếu tố không có trong công thức Hudson. Đặc biệt, không thể tính đến phần đóng vai trò trong liên kết với nhau giữa các đơn vị trong sự ổn định của một lớp phủ. Tác dụng của việc liên kết với nhau như vậy là làm tăng ổn định rõ ràng của một đơn vị, cho phép sử dụng các trọng lượng nhẹ hơn so với trường hợp khác đối với chiều cao sóng nhất định.

Tuy nhiên, sự gia tăng chiều cao sóng có thể ảnh hưởng lớn hơn đến việc giảm ổn định của các đơn vị nhẹ hơn, được liên kết với nhau này so với các đơn vị lớn hơn.

Do đó, cần đặc biệt chú ý đến ảnh hưởng của các sóng lớn hơn sóng thiết kế đối với các đơn vị liên kết với nhau để đảm bảo dự trữ ổn định đầy đủ. Các thử nghiệm mô hình cũng bỏ qua ảnh hưởng của hư hỏng kết cấu đối với một đơn vị.

Khuyến nghị rằng trong thiết kế lớp phủ bê tông, công thức Hudson không nên được coi là một công cụ để so sánh độ ổn định của các loại đơn vị khác nhau và các giá trị K_D được công bố từ thử nghiệm mô hình thủy lực trước đó chỉ nên được sử dụng như hướng dẫn để lựa chọn sơ bộ kích thước lớp phủ để thử nghiệm toàn bộ các mô hình thủy lực. Cần lưu ý rằng công thức Hudson không áp dụng cho các đơn vị lớp phủ được sắp đặt theo mẫu thông thường.

Các giá trị của K_D được đề xuất cho thiết kế sơ bộ của thân đế chắn sóng được đưa ra trong Bảng A.4. Tuy nhiên, các kích thước tối đa được đề xuất trong Bảng A.2 cũng cần được xét đến.

Các giá trị K_D được đề xuất trong Bảng A.4 được lấy từ kinh nghiệm thử nghiệm và nhằm tương ứng với các giới hạn chuyển động có thể chấp nhận được dưới tác dụng của lực thủy lực để thiết kế cuối cùng sẽ có dự trữ an toàn chống vỡ các đơn vị. Tuy nhiên, cần nhấn mạnh rằng, do khó mô hình hóa cường độ của các khối bê tông, chuyển động của các khối (ví dụ: rung chuyển) trong quá trình thử nghiệm mô hình cần được theo dõi để tạo cơ sở cho việc đánh giá hư hỏng của nguyên mẫu.

Kết quả của các thử nghiệm mô hình đã cho thấy một số đơn vị, ví dụ: Tetrapod và Dolosse kém ổn định hơn khi bị sóng xiên tấn công so với sóng tấn công vuông góc. Do đó, các giá trị đề xuất của K_D cho các đơn vị lớp phủ bê tông sẽ cần được giảm thêm.

Các giá trị K_D thấp hơn đề xuất cũng nên được sử dụng nếu không thể đảm bảo khả năng liên kết khóa tốt giữa các đơn vị, chẳng hạn như nơi có độ dốc gần như phẳng hoặc nơi kiểm soát công tác sắp đặt kém.

Không có hướng dẫn cụ thể nào về điểm này và khuyến cáo rằng nếu xem xét các mái dốc phẳng hơn 1/3 thì cần hết sức lưu ý và kiểm tra các ứng xử bằng thử nghiệm thủy lực.

Bảng A.4 - Các giá trị K_D sơ bộ được đề xuất cho các đơn vị lớp phủ bê tông thân đê chắn sóng.

Đơn vị lớp phủ	K_D
Dolos	10 đến 12
Stabit	10 đến 12
Tetrapod	6 đến 8
Khối Antifer	6 đến 8
Accropode	10 đến 12
Rakuna IV	6 đến 12
Stoneblock	10 đến 15

A4.5 Chiều dày và chiều rộng của lớp phủ

Chiều dày của lớp phủ đá được đặt ngẫu nhiên thường phải được thiết kế để gồm một lớp đá kếp và có thể được lấy là $2D$, Trong đó: D là kích thước danh nghĩa (hình khối tương đương). Đối với lớp phủ đá một lớp, chiều dày lớp tương ứng là khoảng $1,15D$.

Chiều dày của các đơn vị bê tông đặt ngẫu nhiên phụ thuộc vào phương pháp đặt. Thông thường, hai lớp đơn vị được cung cấp nhưng với một số đơn vị (ví dụ: Accropodes, Stabits) thì sử dụng một lớp. Trong mọi trường hợp, phương pháp sắp đặt phải dựa trên thử nghiệm cẩn thận hoặc khi đã tiến hành thử nghiệm đầy đủ, theo khuyến nghị của người sáng tạo hoặc người được cấp phép.

Đối với nhiều đơn vị, các tài liệu kỹ thuật đã công bố đưa ra hướng dẫn về tổng số yêu cầu trên một đơn vị diện tích của mái dốc. Đây là một phương pháp tốt hơn để xác định lớp phủ cần thiết hơn là xác định chiều dày. Thông thường sẽ cần phải lên kế hoạch trước cho việc đặt các đơn vị như vậy và kiểm soát hoạt động rất cẩn thận để có được một lớp phủ đạt yêu cầu.

Đối với các đơn vị được đặt theo mẫu thông thường, thường chỉ cần một lớp.

Lớp phủ nên mở rộng dưới mực nước biển tối thiểu đến chiều sâu từ 1,5 đến 2,0 lần H_s . Trong các công trình nước sâu, mái dốc dưới mực mà lớp phủ chính kết thúc phải được bảo vệ bằng đá có kích thước không nhỏ hơn yêu cầu đối với lớp dưới.

Bảo vệ chân mái dốc phải được cung cấp như mô tả trong 4.6.

A4.6 Nắp và lớp phủ mặt sau

Không có phương pháp giải tích nào để xác định kích thước của lớp phủ mặt sau, cũng như của lớp phủ đỉnh trong đê chắn sóng được thiết kế để chống tràn và không có kết cấu đỉnh. Kích thước yêu cầu chủ yếu phụ thuộc vào lượng sóng tràn do sóng leo. Điều này lại bị ảnh hưởng bởi độ vượt cao và chiều

rộng đỉnh. Để thiết kế sơ bộ, kích thước của lớp phủ đỉnh nên được giả định là không nhỏ hơn kích thước lớp phủ chính. Các thử nghiệm mô hình thủy lực là cần thiết đối với đề chắn sóng ngập hoặc ngập nước sâu và kết quả của những thử nghiệm này có thể cho thấy cần có lớp phủ lớn hơn ở đỉnh.

Đỉnh phải có chiều rộng đủ để chứa ít nhất ba đơn vị lớp phủ đỉnh mà lớp phủ được tiếp tục trên đỉnh.

Ổn định của đỉnh, đặc biệt đối với một số đơn vị bê tông, có thể kém hơn độ ổn định của lớp phủ mặt chính do tác dụng của lực hấp dẫn nhỏ hơn và ít liên kết hơn. Ở mặt sau, các lực đổ xuống liên tục cũng có thể gây ra sự mất ổn định lớn hơn. Kích thước lớp phủ sau có thể lớn bằng hoặc lớn hơn lớp phủ chính. Lớp phủ nhỏ hơn có thể được sử dụng ở mặt sau nếu sóng tràn không lớn hoặc kết cấu đỉnh bằng bê tông được thiết kế để cho sóng tràn đi qua hoàn toàn khỏi phía trên của mặt sau để lực của nó được nước chống đỡ.

A.5 Thiết kế lõi và lớp dưới

A.5.1 Các lưu ý chung

Chức năng chính của đề chắn sóng, ngăn chặn sóng đi qua, thường được thực hiện chủ yếu bởi lõi. Nói chung, cần cung cấp một hoặc nhiều lớp dưới làm bộ lọc để ngăn vật liệu lõi bị thoát ra ngoài qua lớp phủ. Do đó, kích thước của vật liệu trong lõi, lớp dưới và lớp phủ phải có mối liên hệ chính xác với nhau.

Ngoài ra, nói chung cần thiết kế lớp dưới và lõi để chống lại một số mức độ tác động của sóng trong quá trình xây dựng (rất ít khi có thể để chúng phơi nhiễm ngay cả trong khoảng thời gian thực tế tối thiểu mà không có nguy cơ bị sóng tấn công).

A.5.2 Phân loại vật liệu lõi

Lõi lý tưởng của một đề đá đổ có cấp phối đồng nhất trên nhiều kích cỡ khác nhau, do đó, ngoại trừ vùng lân cận của các mặt tiếp xúc, vật liệu mịn không thể bị thoát ra bởi tác động của sóng. Điều này sẽ đảm bảo độ thấm thấp đối với sóng truyền.

Trong thực tế, các quy trình xếp đặt và tác động của sóng trong quá trình xây dựng có thể thay đổi sự sắp xếp của các phần tử của vật liệu lõi, do đó không có khả năng tạo ra lõi có cấp phối đồng nhất, ngay cả khi vật liệu có cấp phối đồng nhất được cung cấp.

Phân tầng trong xe vận chuyển và bằng cách lật nghiêng có thể dẫn đến những tầng đá lớn hơn lẫn xuống bề mặt và những viên đá nhỏ hơn ở trên cùng. Điều này dễ kiểm soát hơn trên mặt nước, khi lõi có chiều rộng tối thiểu và tầm quan trọng của việc cấp phối tốt lớn hơn. Tuy nhiên, cần cẩn thận để tránh hạt mịn quá mức trong đó, vì chúng có thể bị mất dần, dẫn đến lún đề đá đổ.

Vật liệu lớn hơn ở mặt ngoài của đề lõi bên dưới nước có lợi cho sự ổn định tạm thời và làm nền cho lớp dưới, và có thể gây ra bởi sự phân tầng của vật liệu mịn hơn do tác động của sóng. Ngay cả khi việc phân tầng được giảm bớt bằng cách đặt lõi từ các khay đá, việc tự phân tầng này có thể sẽ xảy ra, nhưng không có các phép đo đáng tin cậy về mức độ ảnh hưởng của phân tầng vật liệu lõi bởi các phương pháp xếp đặt và môi trường xây dựng. Điều quan trọng là cần có sự kiểm soát chất lượng của vật liệu lõi trong quy trình xây dựng ..

Các thông số kỹ thuật cần được chuẩn bị liên quan đến mỏ đá cụ thể, mặt cắt của đê chắn sóng và quy trình xây dựng. Kích thước tối đa của vật liệu lõi sẽ phụ thuộc vào mỏ đá và thiết kế của lớp dưới và lớp phủ. Kích thước tối đa là 1 tấn thường sẽ thích hợp nhưng kích thước lớn hơn lên đến 3 tấn đã được áp dụng cho các công trình lớn có thể bị phơi nhiễm sóng lừng trong quá trình xây dựng.

Các ý kiến khác nhau về các hạn chế đối với vật liệu lõi. Cần loại trừ khai thác quá mức và rác của mỏ đá, nhưng bụi đá luôn có trên nền mỏ và cần chú ý để giảm thiểu bụi trong quá trình bốc, xếp và vận chuyển vật liệu lõi. Bụi thông thường sẽ được rửa sạch khỏi lõi dưới nước và không có khả năng ảnh hưởng đến sự ổn định và chức năng của đê chắn sóng, mặc dù nó có thể gây ô nhiễm môi trường.

Vật liệu lõi thường được lấy bằng máy xúc từ tầng khai thác đá sau khi đá lớp phủ và đá lớp dưới được chọn từ trên bề mặt sau khi nổ. Đôi khi có thể đạt được cấp phối theo yêu cầu bằng cách lựa chọn trong quá trình bốc xếp và loại bỏ các loại cỡ nhỏ không mong muốn.

Cũng có thể đổ vật liệu lõi qua các sàng để loại bỏ vật liệu mịn (ví dụ từ các cỡ cốt liệu bê tông lên đến 1 kg). Điều này gây tổn kém và trong mọi trường hợp không kiểm soát được sự đồng đều của việc cấp phối. Cấp phối có thể được kiểm tra từ các lô mẫu, nhưng việc kiểm tra chất lượng thường chỉ được thực hiện bằng mắt.

Do đó, trong thực tế, việc xác định các giới hạn đối với vật liệu tốt trong lõi là một vấn đề cần xem xét, cả về những gì được yêu cầu và các phương pháp để đạt được điều đó. Có thể nên quy định tỷ lệ vật liệu mịn dưới đây, ví dụ, 1 kg không quá 1% tổng khối lượng. Vật liệu từ 1 kg đến 10 kg cũng nên được hạn chế, khoảng từ 5% đến 10% tổng khối lượng có thể là thích hợp.

A.5.3 Định cỡ vật liệu lớp dưới

Chức năng của (các) lớp dưới như sau:

- a) hoạt động như một bộ lọc giữa lõi và lớp phủ;
- b) tạo nền ổn định cho lớp phủ;
- c) tiêu tán năng lượng sóng truyền qua lớp phủ;
- d) để bảo vệ vật liệu lõi khỏi những cơn bão vừa phải trong quá trình xây dựng.

Việc thiết kế các lớp dưới phải tính đến cấp phối của cả lớp phủ và lõi, và có thể cần nhiều hơn một lớp dưới để đáp ứng các tiêu chí lọc được đề xuất trong điều khoản phụ này.

Lớp phủ thường bao gồm một loại vật liệu có kích thước duy nhất có khối lượng đơn vị danh nghĩa, nhưng vật liệu đã phân cấp có thể được sử dụng, và những điều sau đây cần được giải thích một cách gần đúng trong từng trường hợp.

Trọng lượng danh nghĩa của đá lớp dưới thường được lấy không nhỏ hơn một phần mười trọng lượng danh nghĩa của lớp phủ, nếu đây là đá tự nhiên. Kích thước của từng viên đá lớp dưới phải nằm trong khoảng $\pm 30\%$ trọng lượng danh nghĩa đã chọn, tức là phạm vi trọng lượng khoảng 2: 1, Trong đó: ít nhất 50% phải lớn hơn trọng lượng danh nghĩa.

Đối với các đơn vị lớp phủ bê tông, các ví dụ được thể hiện trong Hình A.1, trọng lượng của đá trong lớp dưới thứ nhất phải được tính từ các kết quả đã công bố dựa trên kinh nghiệm và các thử nghiệm mô hình. Số liệu cho một số đơn vị được cho trong Bảng A.5.

Bảng A.5 - Trọng lượng của đá trong lớp dưới đối với một số đơn vị lớp phủ bê tông

Đơn vị lớp phủ (có trọng lượng W)	Trọng lượng của đá trong lớp dưới
Dolos	W/5 đến W/10
Stabit	W/5 đến W/10
Tetrapod	W/10 đến W/20
Accropode	W/7,5 đến W/15

Khi thông tin như vậy không có sẵn, người ta đề xuất rằng lớp dưới được chọn để thỏa mãn mối quan hệ sau:

$$\frac{D_{85(\text{underlayer})}}{D_{\text{voids}(\text{armour})}} \geq 2$$

Trong đó:

D là kích thước danh nghĩa (hình lập phương tương đương);

hậu tố "85" đề cập đến phần trăm đá vượt qua kích thước đó;

hậu tố "khoảng trống" đề cập đến kích thước tối đa của khoảng trống.

Các đơn vị được xếp đặt đều nhau thường có thể yêu cầu một bề mặt tương đối nhẵn để đặt và các viên đá lớp dưới có kích thước nhỏ hơn đôi khi cần thiết để định hình. Trong thực tế thường sử dụng một viên đá có kích thước tối đa bằng khoảng hai phần ba đường kính của khoảng hở trong đơn vị. Nên tham khảo các thử nghiệm và kinh nghiệm với đơn vị cụ thể.

Đối với tác động lọc giữa các lớp dưới kế tiếp và giữa lớp dưới và lõi, một số mối quan hệ đã được đề xuất. Những điều này dựa trên kinh nghiệm về dòng chảy một chiều và không nhất thiết phải tính đến đầy đủ các chuyển động khác nhau của nước do sóng gây ra, về việc tồn tại sự không chắc chắn.

Một phiên bản sửa đổi của tiêu chí bộ lọc Terzaghi có thể được sử dụng để hỗ trợ định cỡ lớp nền liên quan đến lõi, như sau:

$$\frac{D_{15u}}{D_{85c}} \leq 4 \text{ to } 5$$

$$4 \leq \frac{D_{15u}}{D_{15c}} \leq 20 \text{ to } 25$$

Trong đó:

TCVN 11820-6:2023

D là kích thước danh nghĩa (hình lập phương tương đương); hậu tố "c" dùng để chỉ lõi;

hậu tố "u" dùng để chỉ lớp dưới;

các hậu tố "15" và "85" chỉ tỷ lệ đá vượt qua kích thước đó.

Các giới hạn thực tế về sản lượng khai thác, số lớp và hoạt động xây dựng cũng cần được tính đến.

Các tiêu chí về bảo vệ kè ven bờ cũng có thể được hỗ trợ. Chúng có thể được áp dụng cho việc ngăn chặn lõi bằng cách sử dụng đá xô bờ cấp phối rộng nhưng không áp dụng cho lớp phủ và lớp dưới một kích cỡ. Các tiêu chí được thể hiện dưới dạng:

$$\frac{D_{15r}}{D_{85c}} \leq 4$$

$$\frac{D_{50r}}{D_{50c}} \leq 7$$

$$\frac{D_{15r}}{D_{15c}} \leq 7$$

Trong đó:

hậu tố "r" dùng để chỉ đá xô bờ; hậu tố "c" dùng để chỉ lõi.

Dưới tải trọng theo chu kỳ do tác động của sóng, có thể xảy ra sự đảo ngược dòng chảy trong lớp lọc sẽ gây ra một số xáo trộn của vật liệu mịn hơn và có thể di chuyển qua vật liệu bên trên.

Điều này cuối cùng có thể đạt được sự ổn định sau khi lớp lún nhưng tốt hơn là áp dụng một cách tiếp cận thận trọng sẽ đáp ứng cả các yêu cầu về ổn định thủy lực và địa kỹ thuật.

A.5.4 Chiều dày của lớp dưới

Mỗi lớp dưới phải dày ít nhất hai viên đá.

Chiều dày của lớp dưới có thể được xác định theo biểu thức sau:

$$r = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3} \quad (\text{A.4})$$

Trong đó:

r là chiều dày trung bình của lớp tính bằng m;

n là số lớp đá;

W là khối lượng danh nghĩa của đá tính bằng N;

W_r là đơn vị khối lượng của đá tính bằng N/m^3 ;

k_A là hệ số lớp.

Các giá trị điển hình của k_A được cho trong Bảng A.6 cũng chỉ ra các độ rỗng điển hình.

Bảng A.6 - Hệ số lớp

Đơn vị lớp phủ	n	Cách xếp đặt	Hệ số lớp k_A	Độ xốp P %
Đá mở (trơn)	2	Ngẫu nhiên	1,02	38
Đá mở (thô)	2	Ngẫu nhiên	1,15	37
Đá mở (thô)	<3	Ngẫu nhiên	1,10	40
Khối lập phương (sửa đổi)	2	Ngẫu nhiên	1,10	47

Với các lớp đá nhỏ được đặt từ khay, chiều dày nên được tăng lên để đảm bảo rằng một lớp đầy đủ được hình thành dưới nước.

Điều quan trọng là chiều dày của các lớp dưới phải được duy trì trên đỉnh của lõi, cho dù lớp dưới kết thúc ở phía trước của tường đỉnh bê tông hay tiếp tục trên đỉnh của lõi đến mặt phía sau.

A.5.5 Bộ lọc để tôn tạo

Khi đề chấn sóng bảo vệ vùng đất tôn tạo, cần cung cấp các bộ lọc đầy đủ để tránh thất thoát vật liệu mịn qua lõi. Có thể cần một số lớp vật liệu lọc giữa lõi và lớp dưới được giữ lại. Vật liệu trong mỗi lớp có thể có kích thước phù hợp với các tiêu chí sau:

a)

$$\frac{D_{15(larger)}}{D_{85(smaller)}} \leq 4 \text{ to } 5$$
$$4 \leq \frac{D_{15(larger)}}{D_{15(smaller)}} \leq 20 \text{ to } 25$$
$$\frac{D_{50(larger)}}{D_{50(smaller)}} \leq 25$$

Trong đó:

D là kích thước danh nghĩa (hình lập phương tương đương); các hậu tố "15", "50" và "85" chỉ phần trăm vật liệu vượt qua kích thước đó.

b) Không có lớp lọc nào chứa nhiều hơn 5% (m/m) vật liệu lọt qua rây 63 μm phù hợp với ISO 3310-1:2016.

c) Vật liệu lọc phải được phân loại tốt trong các giới hạn quy định và đường cong phân loại của nó phải có hình dạng gần giống với đường cong phân loại của vật liệu được bảo vệ.

d) Trong trường hợp vật liệu đắp được giữ lại chứa một tỷ lệ lớn sỏi hoặc vật liệu thô hơn, bộ lọc phải được thiết kế trên cơ sở phân loại tỷ lệ vật liệu được bảo vệ đó mịn hơn sàng 20 mm phù hợp với ISO 3310-1:2016.

e) Trường hợp đất đắp được giữ lại được phân loại khoảng trống (ví dụ cát mịn dạng bùn với một số sỏi) thì các hạt thô nên được bỏ qua và các giới hạn phân cấp cho bộ lọc phải được chọn trên đường cong phân cấp của đất mịn hơn.

f) Trường hợp bộ lọc bảo vệ đất thay đổi, bộ lọc phải được thiết kế để bảo vệ đất tốt nhất.

Chiều dày của các lớp lọc phải đủ để đảm bảo tính toàn vẹn của bộ lọc khi đặt dưới nước. Trong thực tế, chiều dày nhỏ hơn 1 m và trên mực nước 0,5 m phải là chiều dày tối thiểu được sử dụng, tối thiểu là 4 D₈₅ (lớp lọc).

A..6 Thiết kế kết cấu đỉnh

A..6.1 Những cân nhắc chung

Kết cấu đỉnh có thể là những công trình đơn giản, có chức năng duy nhất là cung cấp đường vào để kiểm tra và bảo trì, hoặc những công trình đồ sộ có tường chắn sóng để ngăn hoặc giảm sóng tràn và kết hợp các đặc điểm bên đất liền cần thiết cho dịch vụ hoặc các hoạt động thương mại khác. Kết cấu đỉnh điển hình được thể hiện trong Hình A.2.

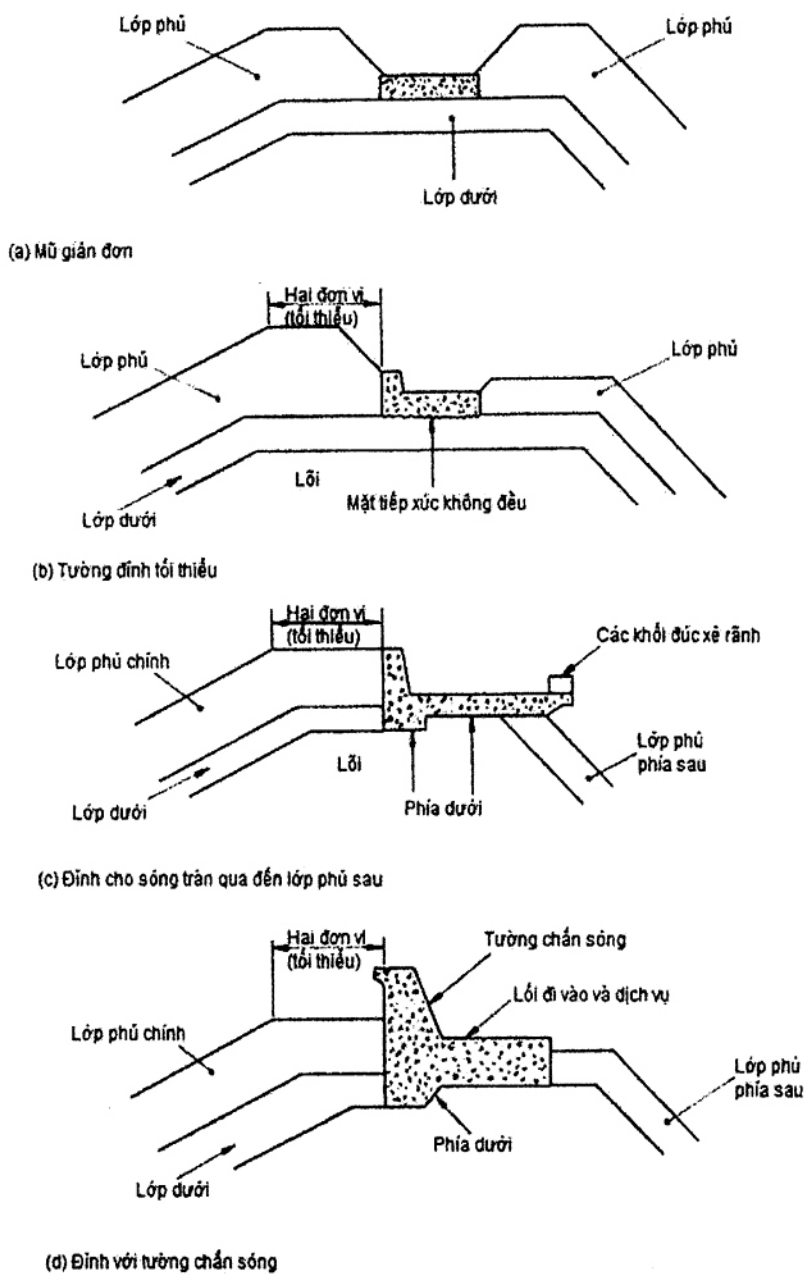
Hình A.2 (a) và Hình A.2 (b) cho thấy một đỉnh trơn cung cấp một số hỗ trợ bên cho lớp phủ trên cả hai mặt, nhưng cho phép xảy ra hiện tượng sóng tràn lớn. Lớp bên dưới đỉnh cũng có thể cho phép sóng cao hơn xâm nhập đáng kể.

Ví dụ trong Hình A.2 (c) hỗ trợ toàn bộ mặt bên cho lớp phủ hướng ra biển và giảm tải trọng sóng trên tường chắn sóng. Hiện tượng sóng tràn có thể xảy ra, nhưng có thể tránh được thiệt hại cho lớp phủ phía sau bằng cách mở rộng kết cấu trên đỉnh ở phần mép nhô ra phía sau.

Tường chắn sóng cao thể hiện trong Hình A.2 (d) thông thường sẽ chỉ được yêu cầu ở những nơi hầu như cần thiết để loại bỏ sóng tràn, để bảo vệ các công trình quan trọng khỏi bị hư hại. Có thể cung cấp lan can có hình dạng để đảo ngược dòng chảy do dòng chảy ngược lên nhưng không nhất thiết phải hiệu quả đối với các sóng lớn chu kỳ dài gây ra dòng chảy ngược lớn. Tường chắn sóng cao sẽ chịu lực sóng lớn hơn các kết cấu đỉnh khác.

Trong mọi trường hợp, phải có một lớp dưới theo chiều ngang đủ cho ít nhất hai đơn vị lớp phủ ở phía trước kết cấu đỉnh.

Để có khả năng chống trượt tối đa, mặt dưới của kết cấu đỉnh phải được gắn vào vật liệu bên dưới: xem Hình A.2 để biết các phương pháp điển hình.



Hình A.2 - Các kết cấu đỉnh điển hình của đê chắn sóng đá đổ

Trong các kết cấu đỉnh được thiết kế để giảm thiểu sóng tràn bằng cách phản xạ sóng ra biển, sự phản xạ tăng lên có thể gây ra các vấn đề về ổn định ở phần trên của lớp phủ chính. Điều này cần được nghiên cứu trên một mô hình thủy lực. Trong trường hợp kết cấu đỉnh được thiết kế để hướng nước tràn ra khỏi mép của đê chắn sóng, điều này cũng có thể yêu cầu thử nghiệm mô hình.

Ở gần bức tường sóng, phần lớn nước tràn xuống dưới dạng một khối liên tục và sức văng xa của nó tương đối độc lập với tốc độ gió, trong khi ở xa hơn, nó rơi xuống dưới dạng nước phun do gió thổi. So sánh tỷ lệ tràn được đo trong một số nghiên cứu mô hình và tỷ lệ thật đã được công bố bởi Jensen, Jensen và Sorensen.

A.6.2 Thiết kế kết cấu

Thiết kế kết cấu đỉnh cần tính đến các khuyến nghị liên quan trong TCVN 11820-1 và TCVN 11820-2.

Kết cấu đỉnh thường được thiết kế để ổn định như kết cấu trọng lực và do đó sẽ thích hợp với tiết diện dày. Kết cấu bê tông khối lớn thường được sử dụng nhưng cốt thép có thể được cung cấp vì bất kỳ lý do nào sau đây:

- a) để kiểm soát nứt bề mặt do ứng suất nhiệt;
- b) để chống lại ứng suất uốn do sự lún không đều của đế đá đỡ hoặc do tải trọng sóng trên tường chịu lực;
- c) để chống lại các ứng suất cục bộ truyền qua các đầu nối chịu cắt.

Nói chung việc sử dụng cốt thép nên được giữ ở mức tối thiểu bằng cách cung cấp bê tông khối lớn có chiều dày, cường độ và độ bền thích hợp.

Các khớp nối chịu lún phải được bố trí trên toàn bộ mặt cắt ngang của kết cấu đỉnh trong các khoảng từ 5 m đến 10 m. Các mối nối phải có khả năng truyền lực cắt ngang. Dự trữ lún cũng cần có trong thiết kế của bất kỳ dịch vụ nào được hỗ trợ trên đỉnh.

A.6.3 Phân tích

A.6.3.1 Giới thiệu

Tải trọng sóng phụ thuộc vào dạng hình học của kết cấu, cao độ của lớp phủ phía trước nó và tính thấm của đá đỡ bên dưới kết cấu.

A.6.3.2 Áp lực nước

Trong trường hợp không có thử nghiệm mô hình thủy lực cụ thể và khi sóng không vỡ trên kết cấu đỉnh, áp suất sóng có thể được giả định là tỷ lệ với sự chênh lệch giữa chiều cao sóng có nghĩa và chiều cao đỉnh trên mặt nước tĩnh. Áp suất P_w (tính bằng kN/m²) phải được giả định là đồng nhất trên toàn bộ chiều cao của mặt thẳng đứng và giá trị gần đúng có thể được tính theo công thức thực nghiệm sau:

$$P_w = KW_w L \left(\frac{H_s}{H_c} - 0.5 \right) \quad (A.6)$$

Trong đó:

H_s là chiều cao sóng có nghĩa tại vị trí công trình tính bằng mét;

H_c là chiều cao kết cấu đỉnh của đế đá đỡ, tính bằng mét;

L là chiều dài sóng tương ứng với chu kỳ có nghĩa ở độ sâu nước bằng với tại vị trí công trình, tính bằng m;

Ww là đơn vị trọng lượng của nước (giá trị điển hình, nước ngọt = 9.810 N/m^3 , nước biển = 10.050 N/m^3);

K là một hệ số không thứ nguyên, trong thử nghiệm mô hình hạn chế đã thay đổi từ 0,025 đến 0,19 đối với lớp phủ thay đổi từ đá tròn trơn đến Tetrapod. Nên sử dụng giá trị 0,25 để tính toán sơ bộ.

Một cách tiếp cận thay thế là ước tính độ cao sóng leo của loại lớp phủ được sử dụng, đối với sóng thiết kế tồi tệ nhất, dựa trên kết quả thử nghiệm được công bố cho các độ dốc đồng đều. Kết quả là tải trọng hình thang lên mặt đứng của kết cấu đỉnh sẽ được tính toán, khi nước dâng lên cùng mức tại công trình.

Áp lực nâng lên được tạo ra dưới kết cấu đỉnh sẽ phụ thuộc vào cao độ nền của nó so với độ cao của sóng leo. Sự giảm áp lực nâng lên từ phía biển vào phía đất sẽ phụ thuộc vào mức độ dâng của sóng, chu kỳ sóng và tính thấm của lớp nền móng.

Trong trường hợp không có mặt dưới nào được cung cấp giữa kết cấu đỉnh và lõi không thấm nước, một áp suất đồng nhất bằng áp lực ngang trên mặt thẳng đứng phải được giả định tác động bên dưới mặt đế của kết cấu. Trong thực tế, áp suất nâng lên giảm dần khá đồng đều về phía biên của kết cấu nhưng giá trị của áp suất tối thiểu sẽ phụ thuộc vào tính thấm của các lớp ngay bên dưới kết cấu.

A.6.3.3 Tính ổn định

Các hệ số an toàn được đề cập trong phần này phải được tính bằng tổng tác dụng của các lực phục hồi chia cho tổng tác dụng của các lực gây nhiễu.

Kết cấu đỉnh phải có hệ số an toàn chống trượt ít nhất là 1,5 so với các lực sóng được tính toán từ các áp lực nêu trong Điều A.6.3.2. Cũng có thể nên xem xét các lực tăng lên do mất lớp phủ và kiểm tra xem hệ số an toàn trong điều kiện này có vượt quá một hay không.

Các kết cấu đỉnh phía trên lớp phủ [như trong Hình A.2 (d)] phải có hệ số an toàn ít nhất là 2,0 để chống trượt và lật. Trong đó: các công trình quan trọng phải được bảo vệ khỏi bị hư hại do sóng tràn qua. Trong những trường hợp như vậy, có thể xem xét việc thiết kế phần trên của tường chắn sóng bị hỏng trước khi kết cấu chính di chuyển, nếu do đó thiệt hại sẽ được hạn chế. Khi tính toán ổn định của kết cấu đỉnh chống lật, nên giả định lực nâng lên đầy đủ dưới toàn bộ chiều rộng của đế.

Do sự không chắc chắn của lực sóng trên các kết cấu đỉnh, nên thực hiện các thử nghiệm mô hình thủy lực cụ thể trong trường hợp các kết cấu chính. Các thử nghiệm có thể được thực hiện như sau:

- đặt kết cấu mô hình vào các điều kiện sóng vượt quá những điều kiện được sử dụng trong thiết kế để chứng tỏ rằng có dự trữ ổn định;
- xây dựng kết cấu đỉnh của mô hình ở một mật độ tương đối tương đương nhỏ hơn mật độ của nguyên mẫu để chứng tỏ rằng có dự trữ ổn định;
- đo các lực tác động lên kết cấu mô hình do các điều kiện thiết kế để cho phép ước tính hệ số an toàn.

Đôi khi cũng cần phải kiểm tra xem có đủ yếu tố an toàn để chống phá hoại trượt ở phần trên cùng của đê đá đổ hay không.

Khi một tầng dưới được cung cấp vào trong đê đá đổ, nó sẽ có chức năng kép là trì hoãn sự chia cắt của kết cấu đỉnh nếu xảy ra hư hỏng đối với lớp phủ hoặc lớp dưới ở phía biển và truyền lực ngang vào trong đê đá đổ. Cần có một kết nối chống cắt phù hợp giữa kết cấu đỉnh và kết cấu dưới và để đảm bảo rằng tất cả các lực ngang có thể được truyền theo cách này.

A.7 Thiết kế chân mái dốc và thêm

Trong điều kiện nước nông, phần chân của đê chắn sóng đá đổ có thể tiếp xúc với tác động của sóng vỡ. Vận tốc nước cao và sự đảo ngược trong gradient thủy lực có thể gây ra xói mòn vật liệu đáy biển (trừ khi là đá) và lún chân mái dốc. Độ lún như vậy có thể được kiểm soát bằng cách cung cấp một thêm lọc dưới chân mái dốc.

Ở phía bề cảng được bảo vệ của đê chắn sóng, đặc biệt là ngay bên trong đầu đê tròn, sự cần thiết phải có bộ lọc cũng nên được xem xét để bảo vệ chống lại hiện tượng xói mòn.

Khi độ sâu của nước ở chân mái dốc nhỏ hơn khoảng hai lần H_s và độ dốc của mặt lớp phủ dốc hơn khoảng 1: 3, thông thường sẽ cần phải để giữ chân. Hình A.3 cho thấy các dạng cấu tạo đê giữ chân điển hình.

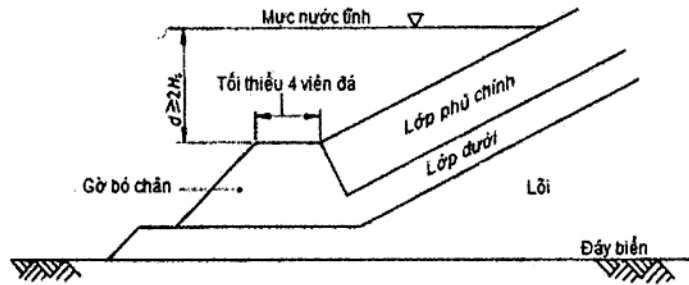
Trong Hình A.3 (a) lớp dưới được mở rộng để tạo thành chân và kích thước này của đá có thể được giả định cho thiết kế sơ bộ khi độ sâu của nước vượt quá khoảng hai lần H_s . Ở vùng nước nông hơn, cần có đá lớn hơn ở chân mái dốc; Hướng dẫn về kích thước được đưa ra dựa trên thử nghiệm mô hình của đê chắn sóng có mặt thẳng đứng và có khả năng cho kết quả bảo thủ. Phần lõi không được để lộ ra ngoài mà được bảo vệ bởi lớp phủ chính và phụ.

Cần xem xét ảnh hưởng của dòng chảy dẫn đến xói mòn đáy biển. Đây có thể là do tác động của thủy triều hoặc có thể do phản xạ của sóng xiên ra khỏi mặt của đê chắn sóng. Sự tập trung của các dòng chảy có thể xảy ra khi thay đổi hướng tuyến và ở cuối đê chắn sóng. Kích thước đá để bảo vệ chống lại xói mòn do dòng chảy gây ra có thể dựa trên các công thức được sử dụng để thiết kế kè kênh (xem thêm Điều 5.11.3.8).

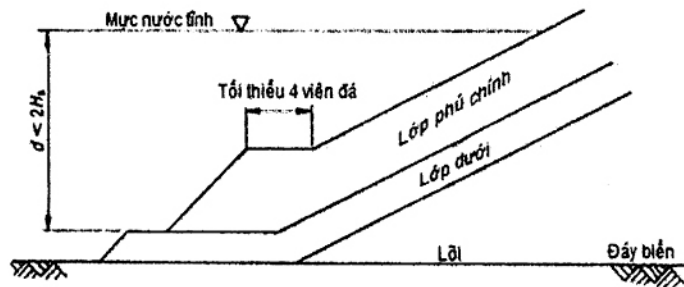
Chức năng quan trọng của đê giữ chân mái dốc là hỗ trợ cho lớp phủ. Chiều rộng của đê giữ chân phải chứa được ít nhất bốn viên đá.

Tuy nhiên, bởi vì sự hình thành của thêm không liên tục ở mặt hướng ra biển có thể ảnh hưởng đến sóng rút các kích thước cuối cùng và kích cỡ đá tốt hơn là được xác nhận bằng các thử nghiệm mô hình thủy lực.

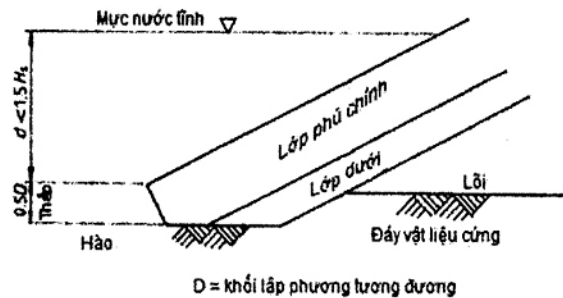
Có thể cung cấp thêm bảo vệ phía trước chân mái dốc như trong Hình A.3 (c).



(a) Trường hợp nước sâu



(b) Trường hợp nước nông



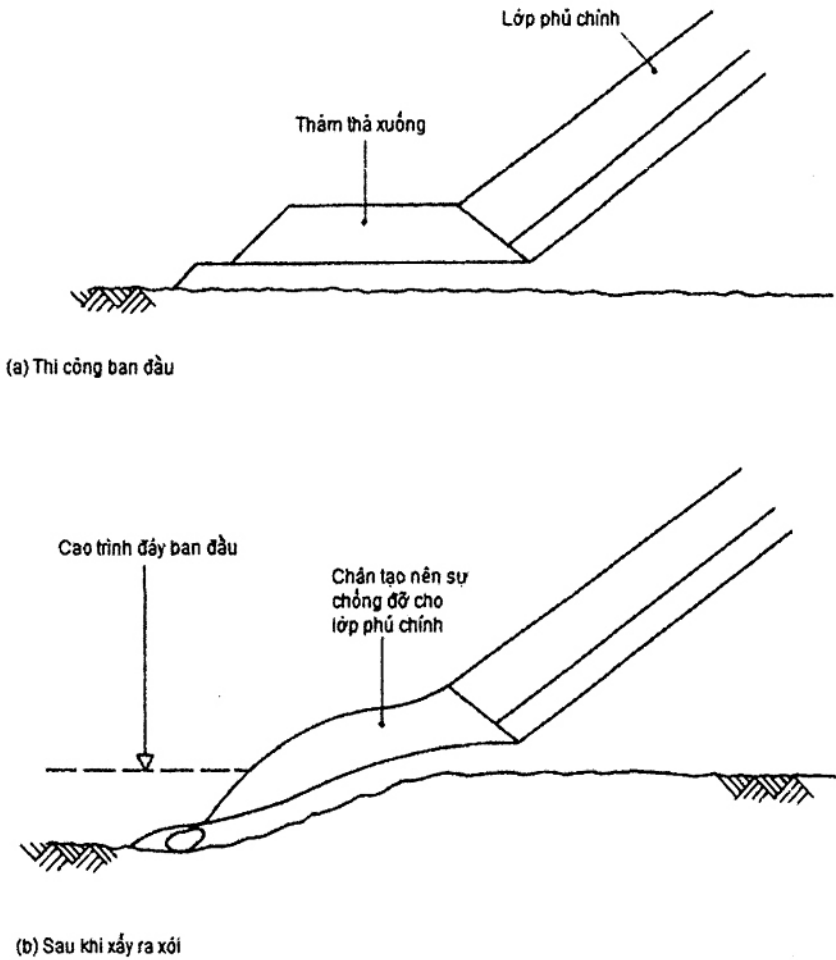
(c) Đá tại cao trình đáy.

Ghi chú

 d = Độ sâu mực nước tĩnh**Hình A.3 - Chi tiết chân mái dốc đê chắn sóng đá đổ**

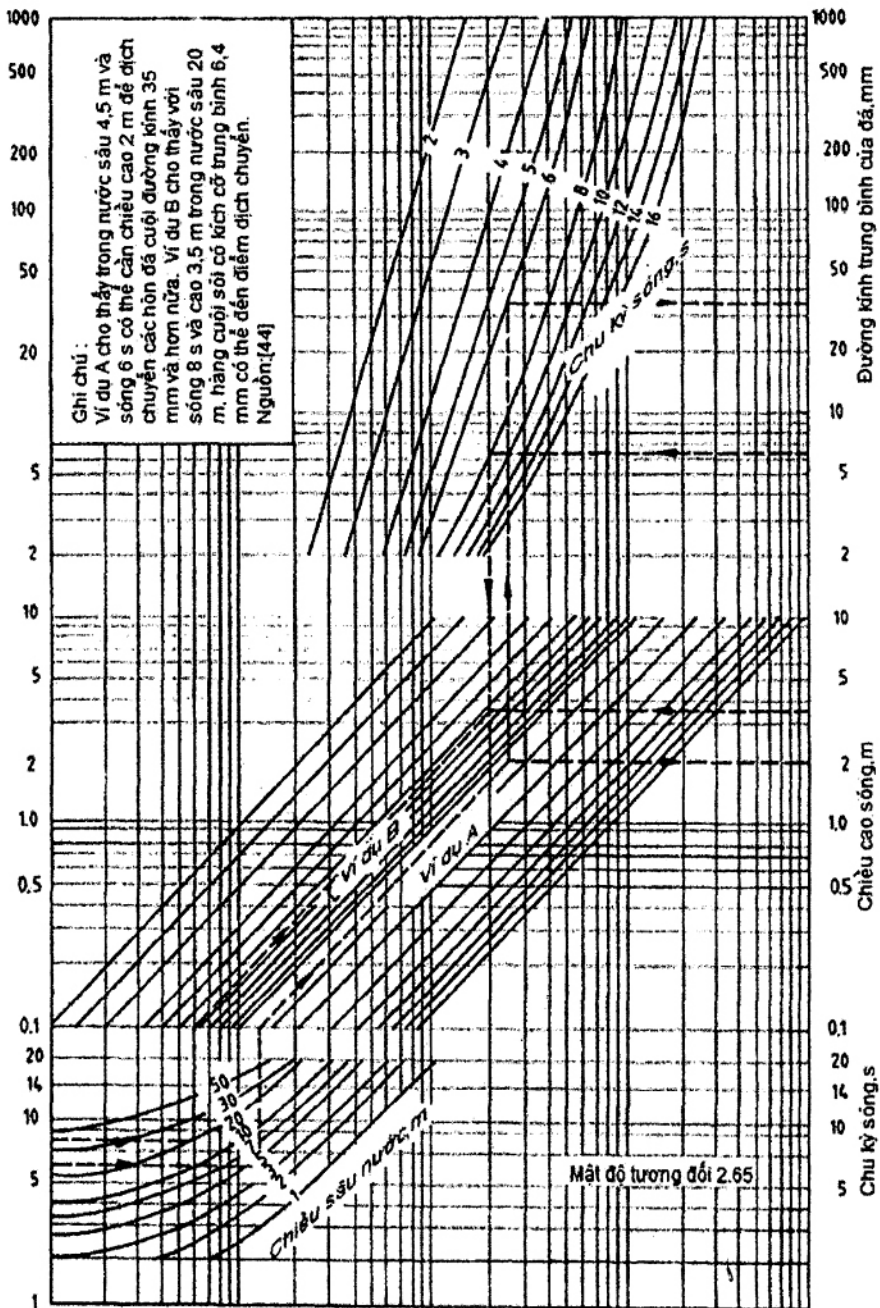
Cần có một chân mái dốc rộng hơn khi đáy bằng vật liệu mịn có thể bị xói và thiết kế phải cung cấp đủ khối lượng đá đổ để đóng vai trò như một chiếc nêm được đổ xuống, như thể hiện trong Hình A.4, nếu xói mòn làm hỏng lớp bảo vệ chân mái dốc.

Chưa có tiêu chí nào được thiết lập để xác định chiều rộng yêu cầu của lớp bảo vệ chống xói mòn. Nói chung, có thể giả định xói lớn nhất trong phạm vi một phần tư bước sóng của chân dốc lớp phủ. Chiều rộng của chân mái dốc hoặc phạm vi cần thiết của nêm bảo vệ phụ thuộc vào độ sâu của vật liệu lớp bị xói mòn cũng như các đặc tính của sóng vỡ và cường độ của dòng chảy.



Hình A.4 - Thềm đá chắn sóng đá đổ bị phá hoại

Kích thước của đá yêu cầu trong một thềm có thể được xác định bằng cách đánh giá kích thước cần thiết trên đáy biển để ổn định ngưỡng dưới tác động của sóng thiết kế ở biển hở, nhưng cho phép tăng kích thước để cho phép các tác động của sóng vỡ và sóng rút. Hình A.5 cung cấp một biểu đồ cho chuyển động ngưỡng dưới tác động của sóng. Chiều cao sóng được sử dụng phải là $H_{1/10}$. Người ta cho rằng trọng lượng đá có nguồn gốc từ Hình A.5 được tăng gấp đôi, với mức tăng hơn nữa nếu dự kiến có dòng chảy mạnh.



Hình A.5 - Ngưỡng chuyển động của đá trên đáy biển dưới tác động của sóng

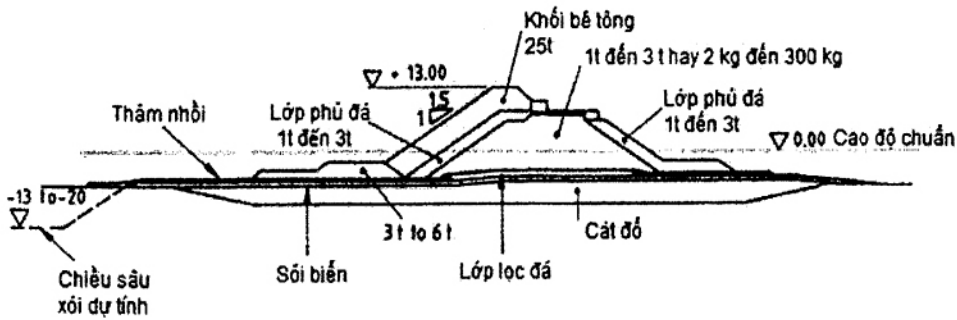
Khi vật liệu nền bao gồm cát tơi và vật liệu mịn hơn, có thể cần phải có đệm để ngăn cát di chuyển qua mọi lớp đá nào được sử dụng để bảo vệ chống xói mòn, do sự dao động của áp suất lỗ rỗng do tác động của sóng.

Thảm rọ đá là hình thức xây dựng phổ biến và gần đây vật liệu sợi tổng hợp được nhồi đá vụn hoặc bê tông cũng đang được sử dụng.

Một số loại vải địa kỹ thuật có thể được sử dụng và có sẵn thông tin về tính năng của các loại vải đó trong xây dựng kè. Nhưng chưa có bất kỳ hướng dẫn nào về việc sử dụng chúng trên các đê chắn sóng chịu tác động nghiêm trọng của sóng.

Nếu không có sẵn các viên đá có kích thước yêu cầu, thì nên xem xét các hình thức bảo vệ chống xói mòn thay thế. Chúng có thể bao gồm nệm sợi tổng hợp nhồi vữa và đá nhỏ kết dính với nhau bằng nhựa đường mastic. Các hình thức xây dựng thay thế này nói chung cũng sẽ ngăn cản sự di chuyển của các vật liệu đáy biển rất tốt.

Ví dụ về đê chắn sóng lớn trên đáy biển xói mòn được thể hiện trong Hình A.6.



Hình A.6 - Đê chắn sóng Zeebrugge, Bỉ.

Vì chân mái dốc rất quan trọng như một giá đỡ cho lớp phủ và chi phí của chân mái dốc nhỏ so với chi phí của lớp phủ nên nó cần được thiết kế trên cơ sở thận trọng. Kích thước đá và mặt cắt chân mái dốc nên được kiểm tra bằng cách thử nghiệm mô hình.

A.8 Thiết kế nền móng

Tính ổn định tổng thể của đê chắn sóng đá đổ liên quan đến cả kết cấu và nền móng của nó, cũng như các tác động của tải trọng tĩnh và động.

Độ ổn định của nền chống lại phá hoại phải được tính toán dựa trên thiết kế cấu trúc được đề xuất và hiểu biết đầy đủ về đất nền.

Hướng dẫn về các yếu tố an toàn phù hợp được nêu trong TCVN 11820 : 4.1.

Cần phải xem xét khả năng phá hoại đồng thời của đê và móng và phải tính đến ảnh hưởng của việc rút xuống đột ngột trong bụng sóng. Nếu dự kiến có hoạt động địa chấn thì cả đê và nền móng phải được kiểm tra bằng cách sử dụng các tiêu chuẩn thích hợp (xem Điều 7 của TCVN 11820-2). Các đê đá đổ

thường được hình thành ở các sườn dốc và có thể bị ảnh hưởng bởi các trận động đất. Nền có thể bị ảnh hưởng khi đất có thể bị hóa lỏng.

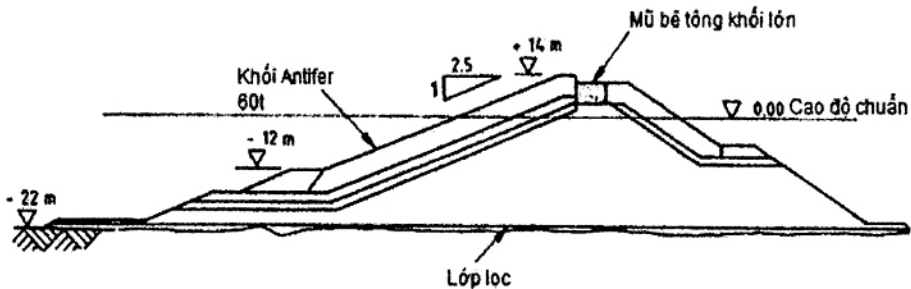
Nếu cần thiết, các hệ số an toàn có thể được tăng lên bằng cách mở rộng kết cấu, bằng cách giảm bớt độ dốc bên cạnh, và/hoặc bằng cách thêm một thêm tại chân mái dốc.

Cần đánh giá độ lún của nền đê chắn sóng. Điều này có thể được gây ra bởi những điều sau:

- a) nén chặt hoặc phá hoại vật liệu nền;
- b) hóa lỏng cát rời và/hoặc cát mịn ở tầng móng do tác động địa chấn;
- c) hóa lỏng của các vật liệu giống nhau do gradient thủy lực ngược gây ra bởi tác động của sóng;
- d) sự di chuyển của vật liệu nền hạt mịn vào thân đê chắn sóng.

Độ lún do nén hoặc hóa lỏng có thể được ước tính bằng cách sử dụng lý thuyết cơ học đất tiêu chuẩn. Rất khó đánh giá ảnh hưởng của độ dốc thủy lực ngược lên vật liệu nền. Chân mái dốc và thêm chống xói mòn giúp bảo vệ chống lại tác động này.

Sự di chuyển của vật liệu hạt mịn ở tầng móng vào thân đê chắn sóng có thể được hạn chế bằng cách cung cấp một lớp lọc như trong Hình A.7. Hướng dẫn thiết kế bộ lọc được nêu trong Điều A.5.



Hình A.7 - Đê chắn sóng phía Đông

Việc thay thế vật liệu nền yếu bằng đá dăm, sỏi hoặc cát lấp mang lại giải pháp cho cả vấn đề ổn định và lún nền.

Nếu có lớp cát ở độ sâu có khả năng hóa lỏng thì có thể xem xét việc lu lên bằng các kỹ thuật cải tạo đất.

Đôi khi có thể hạn chế ảnh hưởng của độ lún bằng cách lập trình tự xây dựng cẩn thận, sao cho tốc độ lún được kiểm soát và tận dụng những cải tạo chất lượng nền có thể có trước khi công trình chịu toàn bộ tải trọng.

A.9 Thiết kế đầu đê chắn sóng

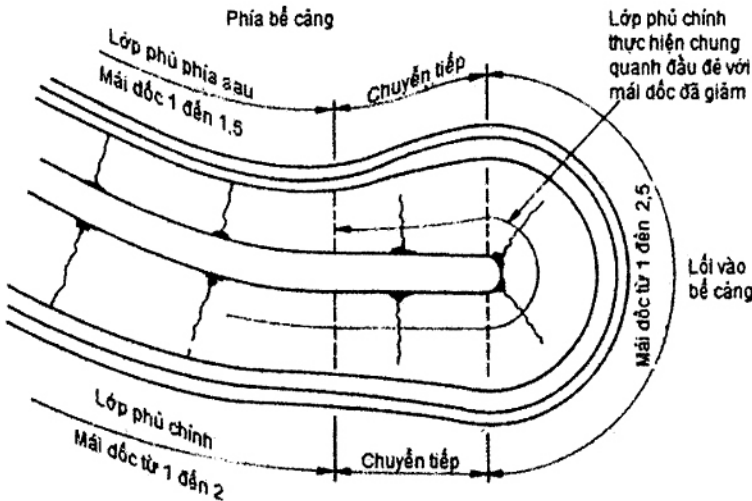
Phần đầu đê chắn sóng cần được xem xét đặc biệt để đạt được độ ổn định cần thiết tại phần dễ bị tổn thương của công trình.

Các điều kiện ở phần đầu đề có thể tiếp xúc nhiều hơn so với các phần khác của công trình theo các khía cạnh sau:

- a) đầu đề thường nằm ở vùng nước sâu nhất;
- b) đầu đề thường xuyên bị tấn công bởi sóng tới từ nhiều hướng hơn;
- c) sóng tới có thể bị phản xạ, khúc xạ hoặc nhiễu xạ bởi công trình hoặc bởi đề chắn sóng khác ở lối vào bến cảng;
- d) nhiễu loạn sóng gia tăng có thể phát sinh do phản xạ hoặc khúc xạ từ luồng đã nạo vét hoặc do sự thay đổi của cao độ đáy do dòng bùn cát ven bờ hoặc sự hình thành bãi cạn;
- e) các dòng chảy có thể rõ rệt hơn những nơi khác dọc theo thân đề chắn sóng.

Thông thường thiết kế phần đầu của đề chắn sóng đá đổ như một đầu tròn, ví dụ như thể hiện trong Hình A.8, nó cũng có thể được tăng cường độ ổn định cần thiết bằng một điểm mạnh bao gồm một hoặc nhiều thùng chìm.

Nếu một thùng chìm có mặt đứng được sử dụng thay vì đầu tròn, thì phần tiếp giáp với thân đề đá đổ cần được xem xét đặc biệt vì tác động của sóng có thể tập trung Trong đó: Điểm tăng cường nên được thiết kế theo tham chiếu đến các Điều 5.11 và 5.12.



Hình A.8 - Cấu tạo đầu đề chắn sóng điển hình

Với một đầu tròn thông thường, hình dạng tạo ra các vấn đề bổ sung cho sự ổn định của lớp phủ như sau:

- a) tác động của sóng sẽ dẫn đến vận tốc nước qua các phần của mái dốc phía sau cao hơn so với những nơi khác và người ta thường thấy rằng đây là vùng có độ ổn định lớp phủ kém nhất;

b) độ cong của đầu tròn có thể làm giảm sự liên kết giữa các đơn vị lớp phủ.

Các yếu tố bất lợi được tóm tắt ở trên đòi hỏi phần đầu tròn phải được thiết kế với độ bền cao hơn phần thân để chắn sóng để đạt được độ ổn định tương đương trong cùng điều kiện bão. Điều này có thể được thực hiện bằng cách sử dụng các đơn vị lớp phủ lớn hơn hoặc góc mái dốc thoải hơn, hoặc bằng cách kết hợp cả hai. Các phương pháp khả thi khác là tăng độ dày, do đó tính thấm của lớp phủ, hoặc sử dụng cốt liệu nặng trong các đơn vị lớp phủ bê tông, để tránh phải sản xuất thêm khuôn cho các đơn vị lớn hơn cho đầu tròn. Chiều rộng đỉnh cũng có thể được tăng lên.

Các biện pháp như vậy nên được áp dụng xung quanh đầu đe và trong một khoảng cách, dọc theo cả hai mặt của thân đe, (thường) từ 1 đến 2 lần chiều cao tổng thể của đỉnh đe chắn sóng. Cần có sự chuyển tiếp suôn sẻ giữa phần đầu tròn và phần thân ở phía hướng ra biển.

Một số loại đơn vị lớp phủ, ví dụ như Tetrapod và Dolos, kém ổn định dưới sự tấn công của sóng xiên hơn là khi bị tấn công bởi sóng vuông góc với công trình. Do đó, các biện pháp được mô tả ở trên có thể cần được tăng lên khi sử dụng các đơn vị thể hiện đặc tính này.

Các giá trị K_D đề xuất cho lớp phủ đá có đầu tròn được cho trong Bảng A.3. Các giá trị này thấp hơn giá trị áp dụng cho thân kết cấu và được giới hạn trong phạm vi độ dốc được chỉ ra. Độ dốc thoải hơn những độ dốc này có thể làm giảm đáng kể độ ổn định của lớp phủ, khiến các giá trị K_D được đề xuất không phù hợp.

Nên tham khảo Điều A.7 về thiết kế chân mái dốc và lớp bảo vệ chống xói mòn ở đầu tròn.

Đầu tròn cho các cấu trúc chính nên được thử nghiệm trong bể sóng ba chiều bằng cách sử dụng các sóng từ nhiều hướng khác nhau.

A.10 Đê chắn sóng có đỉnh thấp

A.10.1 Các lưu ý chung

Đê chắn sóng có đỉnh thấp có thể được cung cấp khi có thể chấp nhận được sự truyền sóng đáng kể do sóng tràn. Đỉnh có thể bị ngập ở một số hoặc tất cả các trạng thái của thủy triều và trong phạm vi thủy triều lớn, có thể có sự thay đổi đáng kể về tính năng theo mực nước thủy triều.

Sau đó, cấu trúc có thể hoạt động như một đê đá đổ thông thường ở mức nước thấp, với mức sóng tràn vào hạn chế hoặc không.

Trong đê chắn sóng có đỉnh thấp, lõi sẽ không mở rộng đến mực nước cao, cấu trúc đỉnh thường không được cung cấp và do đó cũng có thể truyền sóng đáng kể qua công trình. Khi tính đến khả năng truyền sóng cao và điều kiện thi công cho phép, đôi khi có thể sử dụng lõi thấm bằng đá lớn.

Sự truyền sóng bị ảnh hưởng bởi các điều kiện sóng tới và bởi chiều cao đỉnh vượt trên mực nước hoặc ngập nước, chiều rộng đỉnh và vật liệu lõi được sử dụng.

Các đê chắn sóng thấp thường cần được xây dựng bằng cách sử dụng thiết bị thi công nổi mặc dù với biên độ triều cao, chúng có thể được xây dựng từ bờ khi nước thấp. Những bất lợi về chi phí có thể xảy

ra do sự gián đoạn của thủy triều, thời tiết bất lợi hoặc việc xử lý hai lần vật liệu có thể triệt tiêu bất kỳ khoản tiết kiệm nào do số lượng vật liệu ít hơn so với yêu cầu đối với công trình có đỉnh cao hơn.

Công trình ngập nước hoặc đỉnh thấp là mối nguy hiểm lớn hơn đối với hàng hải so với đe chắn sóng thông thường. Cần cung cấp đầy đủ phao cảnh báo hàng hải và đèn chiếu sáng.

Việc kiểm tra và bảo dưỡng đe chắn sóng đỉnh thấp rất khó khăn vì chỉ có thể tiếp cận bằng phương tiện nổi hoặc khi thủy triều xuống.

A.10.2 Thiết kế lớp phủ

Trên mặt hướng ra biển của đe chắn sóng có đỉnh thấp, lực tác động hướng xuống nhỏ hơn so với công trình có đỉnh cao hơn, trong khi ở mặt nghiêng, lực hướng xuống lớn hơn. Lớp phủ trên đỉnh chịu tác dụng của lực nghiêm trọng nhưng không có các đặc điểm liên kết với nhau như lớp phủ trên mái dốc do sự khác biệt về trọng lực.

Do đó, một công trình đỉnh thấp sẽ yêu cầu lớp phủ trên đỉnh và mái dốc nặng hơn so với một đe đá đổ có chiều cao đỉnh thông thường.

Nếu một lõi thấm được sử dụng thì độ ổn định của lớp phủ bên có thể sẽ kém hơn một chút.

Đối với mục đích thiết kế sơ bộ, kích thước lớp phủ thống nhất tương đương với cỡ lớp phủ cần thiết cho lớp phủ hướng biển của một đe đá đổ thông thường có thể được chấp nhận. Lớp phủ phải kéo dài qua đỉnh và mặt sau hướng xuống khoảng một độ cao sóng dưới mực nước tĩnh. Mực nước này cần được xem xét cẩn thận đối với biên độ thủy triều và công trình.

Các thử nghiệm mô hình thủy lực nên được thực hiện để xác minh kích thước lớp phủ được sử dụng trong thiết kế cuối cùng.

Phụ lục B

(Tham khảo)

Các bộ phận kết cấu (OCDI 2020)

B.1 Yêu cầu chung

B.1.1 Xác minh các bộ phận kết cấu :

B.1.1.1 Xác minh các bộ phận kết cấu mô tả việc làm rõ các hạng mục khác liên quan đến tính năng kết cấu của các bộ phận bê tông, các bộ phận thép, các bộ phận kết cấu hỗn hợp và các bộ phận khác bao gồm các công trình cảng.

B.1.1.2 Xác minh các bộ phận kết cấu nhằm mục tiêu các bộ phận kết cấu được xây dựng theo phương pháp và độ chính xác quy định bằng cách sử dụng vật liệu được lựa chọn theo Phần II, Chương 11, OCDI 2020.

B.1.1.3 Việc xác minh các bộ phận kết cấu về cơ bản đưa ra các chỉ số xác minh phù hợp với tính năng của các bộ phận kết cấu dựa trên các tiêu chí tính năng được quy định bởi tính năng cần thiết cho các công trình.

B.1.1.4 Các tác động đối với các bộ phận kết cấu có thể tham khảo các mô tả cho từng công trình theo Phần III, Chương 4 Công trình bảo vệ cho Bể cảng, OCDI 2020 .

B.1.1.5 Các tác động môi trường tác động lên các bộ phận kết cấu được thiết lập một cách thích hợp khi xem xét các môi trường xung quanh của các bộ phận cấu trúc.

B.1.1.6 Tính năng về cơ bản được xác minh bằng cách sử dụng mô hình toán học dựa trên cơ chế động lực học của vật liệu hoặc kết cấu hoặc được chứng minh bằng các thí nghiệm và các phương tiện khác. Những thành tựu và kinh nghiệm sâu rộng trong quá khứ có thể cho phép sử dụng các phương trình khả năng chịu tải đã được xác minh định lượng hoặc các quy tắc thực nghiệm. Một phương pháp dựa trên các thông số kỹ thuật đã được xác nhận là đáp ứng các yêu cầu tính năng khi cần thiết có thể được coi là xác minh tính năng.

B.1.1.7 Khi xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu, các phương pháp được mô tả trong Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông [33], Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu thép và kết hợp [34] hoặc Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu hỗn hợp [35] có thể được tham khảo tùy theo loại cấu kiện hoặc tính chất vật liệu.

B.1.1.8 Khi kiểm tra tính năng của các bộ phận kết cấu bằng phương pháp thiết kế trạng thái giới hạn, các giá trị thích hợp cần được đặt cho năm hệ số thành phần (hệ số vật liệu, hệ số tác động [hệ số tải trọng], hệ số phân tích kết cấu, hệ số bộ phận kết cấu và hệ số công trình) khi xem xét các đặc tính của công trình, vật liệu và tải trọng.

B.1.1.9 Các thử nghiệm tải trọng hoặc phân tích độ chính xác cao nên được thực hiện trên các mối nối, góc, sự thay đổi đột ngột về mặt cắt ngang, khe hở, vùng neo vật liệu thép và các vị trí khác mà việc mô hình hóa các cơ chế chịu tải khó khăn.

B.1.1.10 Khi xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu, cần đảm bảo rằng tính năng của các bộ phận kết cấu không bị ảnh hưởng bởi sự xuống cấp của vật liệu trong thời gian làm việc thiết kế của chúng, v.v ... Khái niệm về mức độ bảo dưỡng nêu trong Phần I, Chương 2 Xây dựng, Cải tạo hoặc Bảo trì Công trình theo Tiêu chuẩn Kỹ thuật, OCDI 2020 cần phải được tuân thủ.

B.1.2 Phương pháp xác minh của các bộ phận kết cấu

B.1.2.1 Xác minh sự an toàn của các bộ phận kết cấu

Việc xác minh độ an toàn của các bộ phận kết cấu phải xác định các chỉ số xác minh khi xét đến loại bộ phận kết cấu, đặc tính vật liệu và các yếu tố khác, và phải so sánh các phản ứng của chúng với các giá trị giới hạn của chúng.

a) Xác minh phá hoại mặt cắt ngang

Xác minh phá hoại mặt cắt ngang bằng cách xác nhận rằng giá trị thu được bằng cách nhân tỷ số của tổng lực thiết kế S_d với lực mặt cắt ngang thiết kế R_d với hệ số công trình γ_i là 1,0 hoặc nhỏ hơn.

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad (\text{B.1})$$

Tổng lực thiết kế S_d có thể nhận được bằng cách tính tổng lực S (S là một hàm của F_d) sử dụng tải trọng thiết kế F_d , sau đó tính tổng các giá trị nhân S với hệ số phân tích công trình γ_a .

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \quad (\text{B.2})$$

Lực mặt cắt ngang thiết kế R_d có thể nhận được bằng cách tính sức kháng R (R là một hàm của f_d) của mặt cắt ngang bộ phận khi sử dụng cường độ thiết kế f_d , và chia cho hệ số công trình γ_b .

$$R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad (\text{B.3})$$

b) Xác minh phá hoại do mỏi

Xác minh phá hoại do mỏi phải được xác nhận rằng giá trị thu được bằng cách nhân tỷ số tương ứng với giá trị chia độ bền mỏi thiết kế f_{rd} của ứng suất biến thiết kế σ_{rd} cho hệ số bộ phận γ_b và hệ số công trình γ_i là 1,0 hoặc nhỏ hơn.

$$\gamma_i \sigma_{rd} / (f_{rd} / \gamma_b) \leq 1.0 \quad (\text{B.4})$$

Độ bền mỏi thiết kế f_{rd} phải là giá trị thu được bằng cách chia giá trị đặc trưng của độ bền mỏi của vật liệu f_{rk} cho hệ số vật liệu γ_m .

Phá hoại do mỏi cũng có thể được xác minh bằng cách xác nhận rằng giá trị thu được bằng cách nhân tỷ số giữa lực mặt cắt ngang biến động thiết kế S_{rd} với độ bền mỏi thiết kế R_{rd} với hệ số kết cấu γ_i là 1,0 hoặc nhỏ hơn.

$$\gamma_i S_{rd} / R_{rd} \leq 1.0 \quad (\text{B.5})$$

Lực mặt cắt biến động thiết kế S_{rd} phải là giá trị thu được bằng cách nhân lực mặt cắt ngang biến động S_r (F_{rd}) thu được bằng cách sử dụng tác động biến động thiết kế F_{rd} với hệ số phân tích kết cấu γ_a .

Độ bền mỗi thiết kế R_{rd} phải là giá trị thu được bằng cách chia độ bền mỗi mặt cắt ngang của bộ phận R_r (f_{rd}) thu được bằng cách sử dụng độ bền mỗi thiết kế của vật liệu f_{rd} cho hệ số bộ phận γ_b .

B.1.2.2 Xác minh khả năng phục vụ của các bộ phận kết cấu

Việc xác minh khả năng sử dụng của các bộ phận kết cấu phải xác định các chỉ số xác minh thích hợp như ứng suất, vết nứt, chuyển vị và biến dạng trong khi xét đến loại bộ phận kết cấu, tính chất vật liệu và các yếu tố khác, và phải so sánh các phản ứng của chúng với các giá trị giới hạn của chúng.

Khi khả năng sử dụng liên quan đến hư hỏng của các bộ phận kết cấu được xác minh bằng cách kiểm tra chuyển vị và biến dạng của chúng, xác nhận rằng giá trị thu được bằng cách nhân tỷ số giữa phản ứng thiết kế δ_d của chuyển vị và biến dạng xảy ra đối với bộ phận kết cấu với giá trị giới hạn thiết kế δ_a của chuyển vị và biến dạng bởi hệ số công trình γ_i là 1,0 hoặc nhỏ hơn.

$$\gamma_i \delta_d / \delta_a \leq 1.0 \quad (\text{B.6})$$

Phản ứng thiết kế δ_d phải được tính bằng cách tính toán phản ứng δ (δ là một hàm của F_d) khi sử dụng phân tích kết cấu và tác động thiết kế F_d , sau đó tổng hợp các giá trị nhân δ với hệ số phân tích kết cấu γ_a .

Giá trị giới hạn thiết kế δ_a phải được đặt theo mục tiêu phục vụ hoặc chức năng của các bộ phận kết cấu.

B.1.3 Kiểm tra những thay đổi về tính năng theo thời gian

B.1.3.1 Tính năng của các bộ phận kết cấu không được thấp hơn mức yêu cầu do sự xuống cấp của vật liệu trong thời gian làm việc thiết kế, v.v ... Do đó, những thay đổi về tính năng của các bộ phận theo thời gian sẽ được kiểm tra phù hợp khi xem xét mức độ bảo dưỡng, thiết lập cho các bộ phận kết cấu.

B.1.3.2 Những thay đổi về tính năng của các bộ phận kết cấu theo thời gian phải được kiểm tra bằng cách xác nhận rằng không có hoặc hư hỏng nhẹ theo thời gian xảy ra, chẳng hạn như sự ăn mòn của vật liệu thép và sự xuống cấp của bê tông do tác động của môi trường.

B.1.3.3 Những thay đổi về tính năng của bộ phận bê tông, bộ phận thép hoặc kết cấu liên hợp theo thời gian sẽ được kiểm tra cơ bản theo các phương pháp được mô tả trong các phần: Phần III, Chương 2; 1.2 Bê tông; 1.3 Thép và 1.4 Kết cấu hỗn hợp, OCDI 2020.

B.1.4 Các hệ số thành phần

Các hệ số thành phần được liệt kê trong Bảng B.1 có thể được sử dụng để xác minh các bộ phận kết cấu. Bảng này trình bày các giá trị tiêu chuẩn cho các hệ số thành phần; các phương pháp khác có thể được sử dụng khi thích hợp để xác định các hệ số thành phần.

Bảng B.1 - Danh sách các hệ số thành phần

Hệ số thành phần		Phá hoại mặt cắt ngang	Phá hoại môi	Khác
Hệ số vật liệu γ_m	Bê tông	1.3	1.3	1.0
	Cốt thép thanh và các bộ phận thép PC	1.0	1.05	1.0
	Các bộ phận thép khác	1.05	1.05	1.0
Hệ số tải trọng γ_l	Tác động thường xuyên	1.0-1.1 (0.9-1.0)	1.0	1.0
	Tác động biến đổi			
	Lực sóng	1.2	1.0	1.0
	Các tác động khác với lực sóng	1.0-1.2 (0.8-1.0)	1.0	1.0
	Tác động sự cố	1.0	-	-
	Tác động trong quá trình xây dựng	1.0	-	-
Hệ số phân tích kết cấu γ_a		1.0	1.0	1.0
Hệ số bộ phận γ_b		1.1-1.3	1.0-1.3	1.0
Hệ số công trình γ_i		1.0-1.2	1.0-1.1	1.0

Lưu ý 1: Các số liệu trong ngoặc đơn trong bảng được áp dụng khi một hành động nhỏ hơn dẫn đến rủi ro lớn.

Lưu ý 2: Các giá trị dưới đây có thể được sử dụng cho hệ số bộ phận khi kiểm tra phá hoại mặt cắt ngang:

- Khi tính toán mô men uốn và lực dọc trục: 1.1
- Khi tính giá trị lớn nhất của lực nén dọc trục: 1,3
- Khi tính toán khả năng chịu cắt của bê tông: 1.3
- Khi tính toán khả năng chịu cắt do thanh cốt thép chịu cắt: 1.1

Lưu ý 3: Vì các biến thể của hư hỏng do môi tích lũy cho đến nay trong các bộ phận kết cấu hiện có cần được xem xét trong các thiết kế để cải tiến, hệ số bộ phận được đặt thành giá trị thích hợp trong khoảng từ 1,0 đến 1,3 khi kiểm tra hư hỏng do môi.

Lưu ý 4: Khi kiểm tra phá hoại mặt cắt ngang, các giá trị sau có thể được sử dụng làm hệ số công trình:

Bảng B.2 - Hệ số công trình

	Trường hợp thường xuyên	Trường hợp tạm thời	Trường hợp sự cố
Đê chắn sóng	1,0	1,1	1,0

B.1.5 Các Điều từ B.2 đến B.5 của Phụ lục này mô tả các tiêu chí tính năng và xác minh tính năng của kết cấu đê chắn sóng thùng chìm, bao gồm các cấu kiện bê tông, cấu kiện thép và / hoặc các bộ phận hỗn hợp. Điều B.6 mô tả các tiêu chí tính năng và xác minh tính năng Đá và các khối lớp phủ cho đê chắn sóng mái nghiêng.

B.1.6 Nội dung mô tả tính năng và xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu công trình đê chắn sóng khác tham khảo Phần III, Chương 2, 1 Xác minh các bộ phận, OCDI 2020.

B.1.7 Cần nhắc thiết kế cải tiến các công trình cảng hiện có

B.1.7.1 Khi thiết kế và xây dựng một công trình mới bằng cách sử dụng các kết cấu hoặc các bộ phận hiện có, cần phải xác minh các bộ phận đó theo cách thích hợp xét đến các điều kiện thiết kế, điều kiện địa điểm và các điều kiện khác của công trình. Để biết quy trình cơ bản của việc thiết kế một công trình bằng cách sử dụng một công trình hiện có hoặc các bộ phận hiện có, hãy tham khảo Phần I, Chương 2, 2.4 Thiết kế cải tiến các công trình hiện có theo các tiêu chuẩn kỹ thuật, OCDI 2020.

B.1.7.2 Khi thiết kế một công trình mới bằng cách sử dụng các công trình hoặc các bộ phận hiện có, tốt hơn hết là làm rõ tình trạng xuống cấp, hư hỏng và những thay đổi khác trong trạng thái của bê tông, thép và các vật liệu khác thông qua khảo sát tại chỗ và tiến hành xác minh các bộ phận khi xem xét trạng thái của vật liệu.

B.2 Thùng chìm

B.2.1 Các nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng

a) Khái niệm xác minh được mô tả Trong đó: có thể được áp dụng cho việc xác minh tính năng của các bộ phận kết cấu của các thùng chìm thông thường.

b) Về khái niệm xác minh các bộ phận công trình, tham khảo Phần III, Chương 2, 1.1., OCDI 2020

c) Ví dụ về quy trình xác minh tính năng cho thùng chìm được trình bày trong Hình B.1.

B.2.2 Xác định mặt cắt ngang cơ bản và các giá trị đặc trưng

B.2.2.1 Kích thước của các bộ phận của một thùng chìm phải được xác định dựa trên các yếu tố sau:

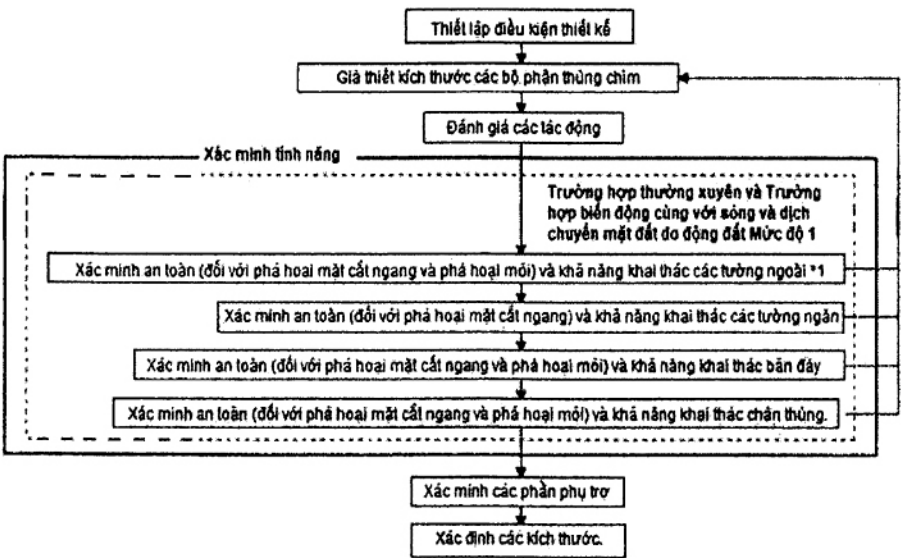
- Năng lực của các cơ sở chế tạo thùng chìm
- Mớn nước của thùng chìm và độ sâu nước tại nơi lắp đặt (độ sâu trên đỉnh của đê móng)
- Ổn định nổi nếu thùng chìm được thiết kế để chờ nổi không có trợ giúp

- d) Các điều kiện phục vụ trong quá trình kéo và lắp đặt: dòng thủy triều, sóng, gió và các điều kiện khác
- e) Điều kiện dịch vụ sau khi lắp đặt thùng chìm: lấp đầy và xây dựng cấu trúc thượng tầng
- g) Ứng suất uốn và xoắn tác động lên thùng chìm

B.2.2.2 Khi một thùng chìm trở nên dài hơn (chủ yếu theo hướng của tuyến mặt), nó sẽ phải chịu ứng suất uốn và xoắn lớn hơn gây ra bởi kích nạng, lún không đều và các yếu tố khác. Vì vậy cần phải khảo sát ảnh hưởng của các yếu tố đó. Cần lưu ý rằng việc kéo và lắp đặt các thùng chìm có thể khó khăn ở những vùng biển có sóng cao và/hoặc dòng chảy mạnh và các thùng chìm có thể bị hư hỏng vì có thể mất nhiều thời gian để hoàn thành công việc lấp đầy.

B.2.2.3 Có nhiều trường hợp thùng chìm có tường ngoài dày từ 0,3 đến 0,6 m, bản đáy dày 0,4 đến 0,8 m và tường ngăn dày 0,2 đến 0,3 m.

B.2.2.4 Khi khe hở của thùng chìm trong quá trình lắp đặt, thông thường đặt chênh lệch giữa mớn nước của thùng chìm và nứm vện là 0,5 m trở lên. Giá trị này cho phép độ nghiêng, nhấp nhô, xoay ngang và xoay dọc của thùng chìm và sai số trong tính toán mớn. Người ta thường đặt mực thủy triều trong quá trình lắp đặt bằng mực nước biển trung bình (MSL) hoặc tương tự.



* 1 Đối với các tường bên ngoài không bị ảnh hưởng bởi sóng, việc kiểm tra an toàn có thể bỏ qua.

* 2 Đối với các công trình có khả năng chịu động đất cao hoặc các công trình bị hư hỏng có thể ảnh hưởng nghiêm trọng đến tính mạng, tài sản và hoạt động xã hội của con người, tốt hơn hết là xác minh tính năng trong các trường hợp sự cố, nếu cần. Việc xác minh trường hợp sự cố liên quan đến sóng sẽ được thực hiện trong trường hợp hư hỏng của các công trình đó có thể gây ảnh hưởng nghiêm trọng đến các công trình bậc xếp vật liệu nguy hiểm nằm ngay phía sau chúng.

Hình B.1 - Ví dụ về Quy trình Xác minh Tính năng cho thùng chìm

B.2.2.5 Đối với một thùng chìm được thiết kế để nổi không có trợ lực, phải xác định mặt cắt đảm bảo độ ổn định trong quá trình chờ nổi.

a) Có thể kiểm tra độ ổn định của thùng chìm khi chờ nổi bằng biểu thức (B.1) (xem Hình B.2). Phương trình này có thể được áp dụng cho các trường hợp tiết diện thùng chìm gần như đối xứng hai bên và độ nghiêng của nó tương đối nhỏ.

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} > 0 \quad (\text{B.7})$$

Trong đó:

V: thể tích choán chỗ (m³)

I: mômen quán tính hình học đối với trục dài tại mực nước (m⁴)

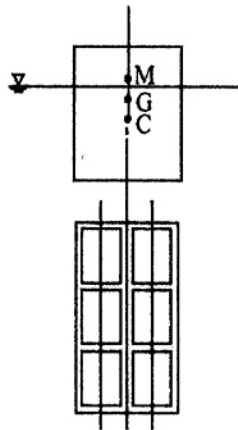
C: tâm nổi

G: trọng tâm

M: trung tâm

CG: khoảng cách giữa trọng tâm và tâm nổi (m)

GM: khoảng cách giữa trung tâm và trọng tâm (m)



Hình B.2 - Ổn định của thùng chìm

b) Có thể kiểm tra độ ổn định của thùng chìm khi được kéo với dãn đối trọng bằng biểu thức (B.8) hoặc (B.9).

Khi sử dụng nước làm dãn đối trọng:

$$\frac{1}{V'} (I' - \sum i) - \overline{C'G'} > 0 \quad (\text{B.8})$$

Khi sử dụng cát, đá, bê tông hoặc các loại tương tự làm dẫn đối trọng:

$$\frac{I'}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \quad (\text{B.9})$$

Trong đó:

V' : thể tích choán chỗ của thùng chìm có dẫn đối trọng (m^3)

$MGCI'$: mômen quán tính hình học đối với trục dài ở mực nước đối với thùng chìm có dẫn đối trọng (m^4)

C' : tâm nổi của thùng chìm có dẫn đối trọng

G' : trọng tâm của thùng chìm có dẫn đối trọng

$C'G'$: khoảng cách giữa trọng tâm và tâm nổi đối với thùng chìm có dẫn đối trọng (m)

i : mômen quán tính hình học đối với đường trục song song với trục quay của thùng chìm ở mực nước trong mỗi khoang (m^4)

- Biểu thức (B.10) sẽ được sử dụng trong trường hợp dẫn được đặt trong một thùng chìm có chân chỉ ở một phía để giữ thăng bằng. (Xem Hình B.3.)

$$W_1 l_1 + W l_w = F l_f \quad (\text{B.10})$$

Trong đó:

W_1 : trọng lượng của dẫn (kN)

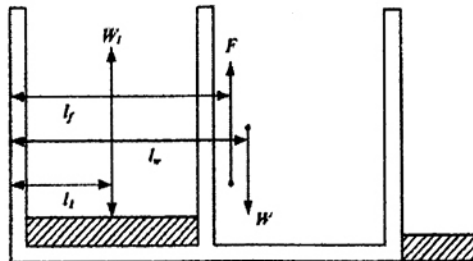
W : trọng lượng của thùng chìm (bao gồm cả trọng lượng của móng) (kN)

F : lực nổi tác dụng lên thùng chìm (bao gồm cả chân) (kN)

l_1 : khoảng cách từ bên ngoài của tường ngoài thùng chìm đến điểm mà W_1 tác động (m)

l_w : khoảng cách từ bên ngoài của tường ngoài thùng chìm đến điểm mà W tác động (m)

l_f : khoảng cách từ bên ngoài thành ngoài thùng chìm đến điểm F tác động (m)



Hình B.3 - Ổn định của thùng chìm có dẫn đối trọng

B.3 Tác động

B.3.1 Tổ hợp tác động được xem xét trong xác minh tính năng và hệ số tải trọng phải được thiết lập thích hợp cho từng công trình.

B.3.2 Tổ hợp tác động được xem xét trong xác minh tính năng và các giá trị tiêu chuẩn của hệ số tải trọng được sử dụng để nhân các giá trị đặc trưng của các tác động được nêu trong Bảng B.1. Trong đó, các giá trị được sử dụng cho bản sàn dưới cũng có thể được sử dụng cho móng. Giá trị ở hàng trên cùng trong mỗi ô của mỗi bảng là hệ số tải trọng được sử dụng để kiểm tra độ an toàn (chống hư hỏng mặt cắt ngang); giá trị hiển thị trong dấu ngoặc vuông ở hàng giữa là hệ số tải trọng được sử dụng trong trường hợp tác động nhỏ hơn thì hệ số tải trọng lớn hơn. Các giá trị này được xác định dựa trên mối quan hệ với độ ổn định bên ngoài và các yếu tố khác dựa trên phân tích độ tin cậy. Giá trị được hiển thị trong dấu ngoặc đơn ở hàng dưới cùng của mỗi ô là hệ số tải trọng được sử dụng để kiểm tra khả năng sử dụng. Đối với các trường hợp sự cố, có thể sử dụng hệ số tải trọng bằng 1,0.

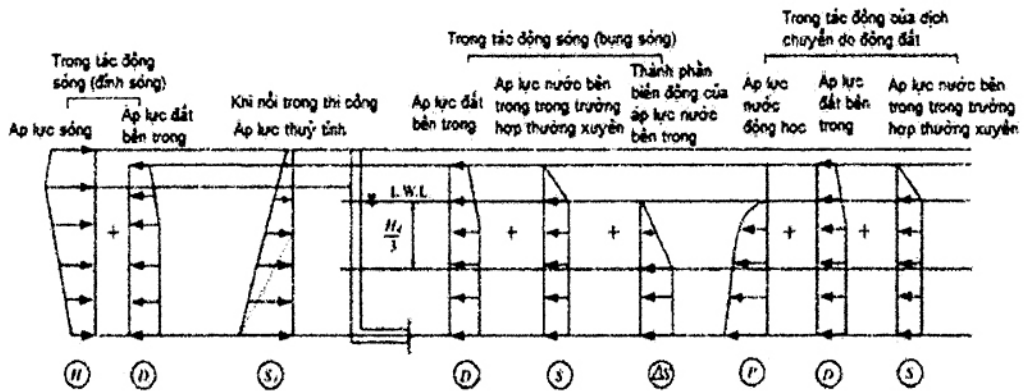
Nếu độ chính xác san phẳng của một bề mặt đá đổ bị giảm, thì phản lực lớn hơn trong trường hợp độ chính xác san phẳng bình thường là ± 5 cm sẽ tác động lên bản đáy thùng chìm, và trong trường hợp này, các giá trị nêu trong Bảng B.3 không được sử dụng. Trong trường hợp độ chính xác san phẳng của bề mặt đá đổ giảm xuống trong phạm vi ± 30 cm, các hệ số có thể được thiết lập bằng cách tham khảo [36] và [37].

B.3.3 Để xác định các điều kiện của sóng được xem xét trong quá trình xác minh khả năng sử dụng trong các trường hợp biến động liên quan đến sóng, tham khảo Phần II, Chương 2, 4.1.2 Thiết lập các điều kiện sóng, OCDI 2020 được sử dụng để xác minh khả năng phục vụ của các bộ phận kết cấu.

Bảng B.3 - Các tổ hợp tác động và các hệ số tải trọng

Trường hợp	Trường hợp thiết kế	Tải trọng	Áp lực thủy tĩnh	Áp lực đất bên trong	Phản lực bản đáy	Áp lực nước bên trong	Lực nâng lên	Thành phần biến động của phản lực của bản đáy	Thành phần biến động của áp lực nước bên trong	Lực sóng	Áp lực nước động	sự khác biệt đầu thủy tĩnh giữa các khoang	Nhận xét
Trong sử dụng	Trường hợp thường xuyên liên quan đến tải trọng	0.9 (1.0)	1.1 (1.0)		1.1 (1.0)								Phản lực
	Trường hợp thường xuyên liên quan đến áp lực đất bên trong			1.1 (1.0)		1.1 (1.0)							Mặt ngoài tường
	Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng	1.1 [0.9] (1.0)	1.1 [0.9] (1.0)		1.1 [0.9] (1.0)		1.2 [0.8] (1.0)	1.2 [0.8] (1.0)					Phản lực
				0.9 (1.0)						1.2 (1.0)			Mặt ngoài tường
				1.1 (1.0)		1.1 (1.0)			1.2 (1.0)				
	Trường hợp biến đổi liên quan đến dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1			1.0 (-)		1.0 (-)					1.0 (-)		Mặt ngoài tường
Trong quá trình xây dựng	Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước trong khi nổi	0.9 (0.5)	1.1 (0.5)										Phản lực
			1.1 (0.5)										Mặt ngoài tường
	Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước trong quá trình lắp đặt											1.1 (0.5)	Tường ngăn

B.3.3.1 Các tác động cần được xem xét khi xác minh tính năng của các tường bên ngoài của các thùng chìm chắn sóng được thể hiện trong Hình B.4 đến B.6. Các giá trị tiêu chuẩn của hệ số tải trọng được trình bày trong Bảng B.2 đến B.4.



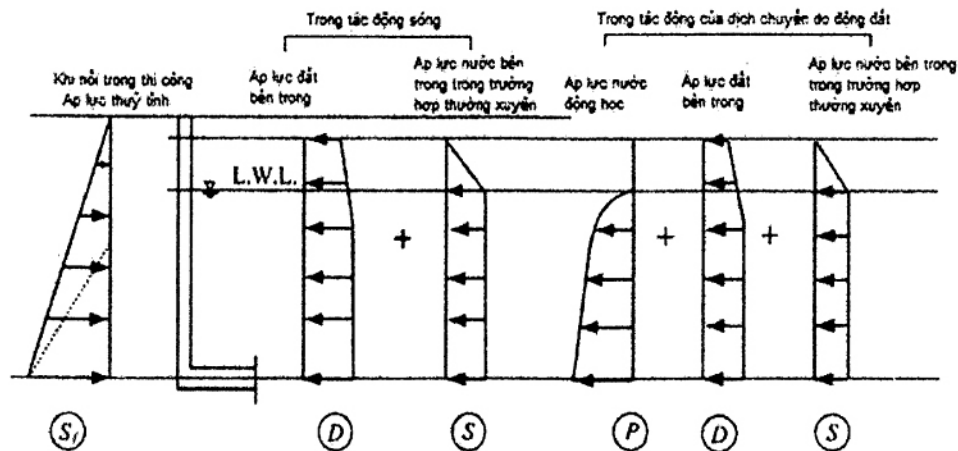
*Trong hình này, H_d là chiều cao sóng thiết kế. Trong xác minh an toàn (đối với phá hoại mặt cắt ngang), có thể giả thiết $H_d = H_{max}$.

Hình B.4 - Các tác động lên tường trước (sóng song với tuyến mặt: phía biển).

Bảng B.4 - Các tổ hợp tác động và hệ số tải trọng cho tường trước (Đê chắn sóng)

Trường hợp thiết kế	Hướng tác động	An toàn (Chống phá hoại mặt cắt ngang)	Khả năng sử dụng
Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng trong tác động của đỉnh sóng	Từ bên ngoài của thùng chìm	$1,2H - 0,9D$	$1,0H - 1,0D$
Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước khi nổi trong xây dựng		$1,1S_r$	$0,5S_r$
Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng trong tác động của bụng sóng	Từ bên trong của thùng chìm	$1,1D + 1,1S + 1,2\Delta S$	$1,0D + 1,0S + 1,0\Delta S$
Trường hợp biến đổi liên quan đến dịch chuyển nền đất do động đất cấp 1		$1,0D + 1,0S + 1,0P$	Không kiểm tra

* Đối với các ký hiệu trong bảng, xem Điều B.4.

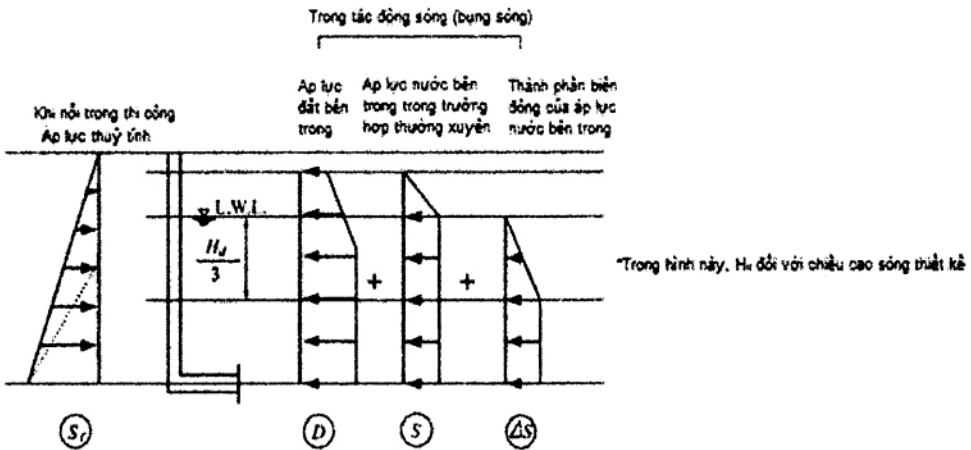


Hình B.5 - Các tác động lên tường sau (song song với tuyến mặt : phía bờ)

Bảng B.5 - Các tổ hợp tác động và hệ số tải trọng cho tường sau (Đê chắn sóng)

Trường hợp thiết kế	Hướng tác động	An toàn (Chống phá hoại mặt cắt ngang)	Khả năng sử dụng
Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước khi nổi trong xây dựng	Từ bên ngoài của thùng chìm	$1,1S_1$	$0,5S_1$
Trường hợp thường xuyên liên quan đến áp lực đất bên trong	Từ bên trong của thùng chìm	$1,1D+1,1S$	$1,0D+1,0S$
Trường hợp biến đổi liên quan đến dịch chuyển nền đất do động đất cấp 1		$1,0D+1,0S+1,0P$	Không kiểm tra

* Đối với các ký hiệu trong bảng, xem Điều B.5.



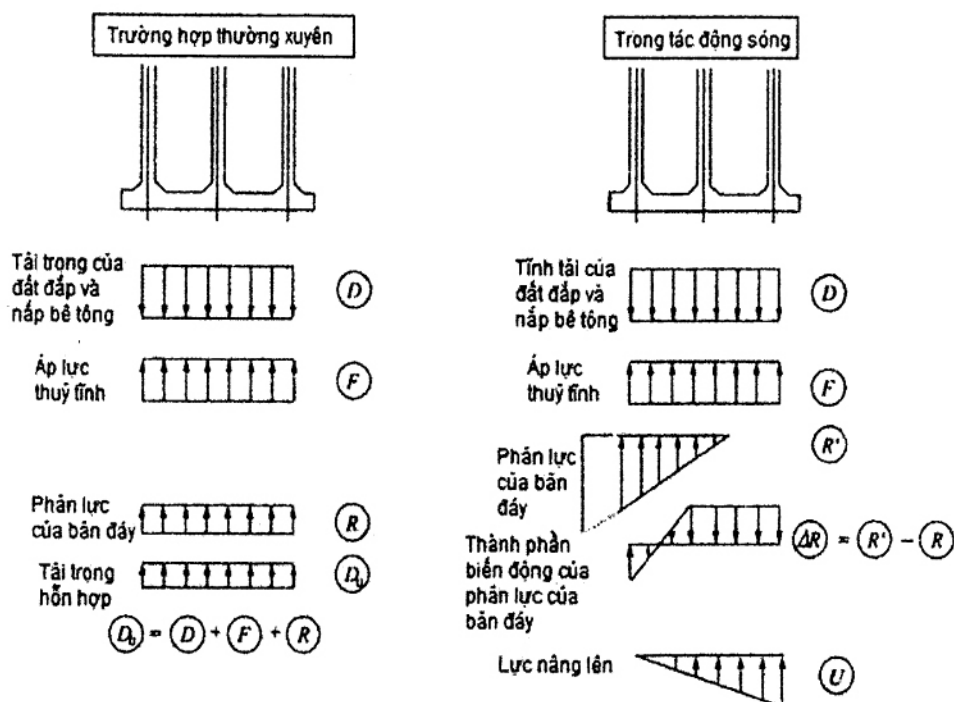
Hình B.6 - Các tác động lên tường bên (vuông góc với tuyến mặt)

Bảng B.6 - Các tổ hợp tác động và hệ số tải trọng cho tường bên (Đề chấn sóng)

Trường hợp thiết kế	Hướng tác động	An toàn (Chống phá hoại mặt cắt ngang)	Khả năng sử dụng
Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước khi nổi trong xây dựng	Từ bên ngoài thùng chìm	$1,1S_r$	$0,5S_r$
Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng trong tác động của sóng đáy	Từ bên trong thùng chìm	$1,1D+1,1S+1,2\Delta S$	$1,0D+1,0S+1,0\Delta S$

* Đối với các ký hiệu trong bảng, xem Điều B.5.

Các giá trị tiêu chuẩn của hệ số tải trọng được nêu trong Bảng B.5.



Hình B.7 - Các tác động lên bản đáy

Bảng B.7 - Phân loại tác động sóng

Phân loại tác động	Tác động
Tác động thường xuyên	Tổng tải trọng trong điều kiện tĩnh lặng D_0
Tác động biến đổi	Thành phần biến đổi của phản lực bản đáy ΔR , lực nâng lên U

Bảng B.8 - Các tổ hợp tác động và hệ số tải trọng

(a) An toàn (Chống phá hoại mặt cắt ngang)

Trường hợp thiết kế	Hướng của ΔR và W				Tổng tác động
Trường hợp thường xuyên	-				$0,9D_0+1,1F+1,1R$
Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước khi nổi trong xây dựng	-				$0,9D_0+1,1F$
Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng trong tác động của đỉnh sóng	ΔR	↑	w	↑	$1,1D_0+1,2\Delta R+1,2U$
	ΔR	↓	w	↑	$1,1D_0+0,8\Delta R+1,2U$
			w	↓	$0,9D_0+1,2\Delta R+0,8U$
Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng trong tác động của bụng sóng	ΔR	↑	w	↑	$1,1D_0+1,2\Delta R+0,8U$
			w	↓	$0,9D_0+0,8\Delta R+1,2U$
	ΔR	↓	w	↑	$1,1D_0+0,8\Delta R+0,8U$
			w	↓	$0,9D_0+1,2\Delta R+1,2U$

(b) Khả năng sử dụng

Trường hợp thiết kế	Tổng tác động
Trường hợp thường xuyên	$1,0D_0+1,0F+1,0R$
Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng	$1,0D_0+1,0\Delta R+1,0U$

Lưu ý rằng $W = D_0 + \Delta R + U$ được cho là giữ nguyên. Mỗi tác động được biểu diễn dưới dạng một giá trị cố định, giá trị này dương đối với một hành động cùng hướng với W hoặc âm cho một hành động theo hướng ngược lại với W . Đối với các ký hiệu trong bảng, xem Hình B.7.

Chú ý: Khi thành phần biến đổi của phần lực bản đáy (ΔR) tác dụng xuống phía dưới và $1,2 | \Delta R | > 1,1 | R |$ giữ, tổ hợp các tác động sẽ như sau:

$0,9D_0 + 1,1 | R | + 0,8U$ hoặc $0,9D_0 + 1,1 | R | + 1,2U$

B.3.3.2 Tác động cần được xem xét để xác minh tường ngăn trong quá trình xây dựng, về nguyên tắc phải sử dụng chênh lệch áp lực thủy tĩnh giữa các khoang trong quá trình xây dựng (trong quá trình lắp đặt).

B.3.3.3 Tác động được xem xét khi xác minh tường ngăn đang sử dụng, về nguyên tắc phải sử dụng tác động ở trạng thái mà lực tách rời trở nên lớn nhất trong số các tác động liên quan đến bản đáy và các tác động liên quan đến tường ngoài.

B.3.4 Các tác động được xem xét trong việc xác minh tính năng của thùng chìm trong quá trình chế tạo có thể được thiết lập như sau.

B.3.4.1 Khi một thùng chìm được chế tạo trên ụ khô, ụ nổi hoặc tương tự, không cần thiết phải kiểm tra các thao tác trong quá trình chế tạo. Tuy nhiên, khi thùng chìm được nâng lên bằng các kích để di chuyển nó trên đường trượt hoặc sàn bệ thùng chìm, hoặc chất lên xe triền, trọng lượng bản thân của nó đóng vai trò là tải trọng tập trung.

B.3.4.2 Khi cần kiểm tra một thùng chìm trong quá trình chế tạo, nó có thể được thực hiện bằng cách giả định rằng toàn bộ thùng chìm là một dầm.

B.3.5 Các tác động được xem xét trong việc xác minh thùng chìm trong quá trình hạ thủy và thả nổi có thể được thiết lập như sau.

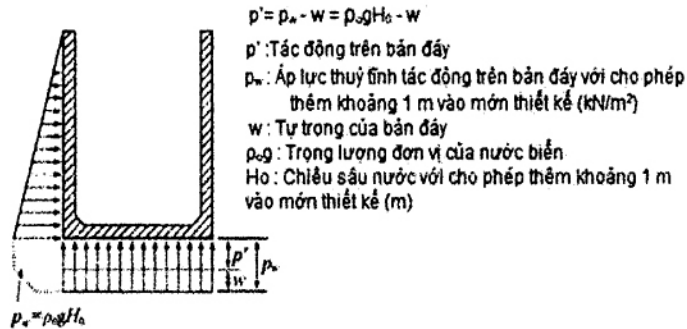
B.3.5.1 Trong trường hợp sử dụng ụ khô, ụ nổi hoặc đường trượt, có thể sử dụng áp suất thủy tĩnh với mức nước thiết kế có dự trữ bổ sung để tác động trong quá trình hạ thủy và thả nổi. Trong trường hợp có nguy cơ áp suất thủy tĩnh lớn hơn có thể tác động tạm thời lên thùng chìm trong khi hạ thủy, cần phải kiểm tra riêng.

B.3.5.2 Khi một thùng chìm bị trượt vào nước từ một đường trượt hoặc tương tự, không chỉ áp suất thủy tĩnh mà cả áp suất nước động học sẽ tác động lên thùng chìm. Khi một thùng chìm trên xe triền được đưa vào nước bằng cách sử dụng tời hoặc trụ phanh, tốc độ thường là 3 đến 5 m/min và không đủ lớn để gây ra áp lực nước tác động lên thùng chìm. Tuy nhiên, tùy thuộc vào độ nghiêng của đường trượt, mặt trước của thùng chìm phải chịu áp lực thủy tĩnh tương đương với áp lực thủy tĩnh ở mực nước sâu hơn mức nước từ 1 đến 1,5 m, mặc dù thời gian kéo dài rất ngắn. Khi một thùng chìm được hạ thủy từ một đường trượt, áp lực nước sẽ tác động lên nó, nhưng đây chỉ là tác động tạm thời và chưa có nghiên cứu nào cung cấp các giá trị đo được. Theo quan điểm này, chỉ cần bổ sung một khoảng cho phép khoảng 1,0 m vào mức nước là biện pháp chống lại áp lực nước động. Lưu ý rằng bổ sung thêm 1,0 m được xác định dựa trên các dữ kiện được mô tả dưới đây trong hai trường hợp sau:

a) Khi một thùng chìm được hạ thủy tại một ụ khô, ụ nổi hoặc tương tự, áp suất thủy tĩnh phụ sẽ tác động lên thùng chìm tại thời điểm tấm đáy rời khỏi bệ. Áp suất thủy tĩnh này thường tương đương với áp suất ở mực nước sâu hơn mức nước từ 0,1 đến 0,4 m.

b) Mức nước của thùng chìm tăng khoảng 0,2 đến 0,3 m do ván khuôn phồng lên trong quá trình đổ bê tông. Mức nước cũng tăng hoặc giảm khoảng 0,2 đến 0,3 m do sự khác biệt giữa trọng lượng đơn vị tính toán và thực tế của bê tông cốt thép.

B.3.5.3 Tác động lên tấm đáy có giá trị bằng cách lấy cường độ của áp suất thủy tĩnh trừ đi trọng lượng bản thân của tấm đáy với cường độ của áp suất thủy tĩnh tại mép dưới của tấm đáy (p_w) như trong Hình B.8.



Hình B.8 - Các tác động trên tấm đáy

B.3.5.4 Khi tường ngăn có chiều dày từ 0,2 m trở lên, tường ngăn nói chung có đủ cường độ chịu lực như một cột.

Do đó, việc kiểm tra độ chịu lực của tường ngăn có thể được bỏ qua.

B.3.5.5 Khi một thùng chìm được hạ thủy từ một đường trượt có độ dốc lớn, toàn bộ thùng chìm sẽ chìm dưới nước. Do đó, có thể cần phải gắn một nắp tạm thời vào thùng chìm.

B.3.5.6 Khi một thùng chìm được cần cẩu hạ thủy, các thành bên ngoài của nó phải chịu các tác động khác nhau tùy thuộc vào việc có sử dụng các phụ kiện cho công tác cẩu nâng hay không. Do đó, cần phải kiểm tra các tác động có thể xảy ra với hoặc không có phụ kiện cẩu nâng.

B.3.6 Các tác động được xem xét trong việc xác minh tính năng của các thùng chìm trong quá trình lại đất có thể được thiết lập như sau.

B.3.6.1 Không cần thiết phải tính đến áp lực thủy tĩnh, áp lực nước động và áp lực sóng tác động lên các thùng chìm khi chúng được kéo.

B.3.6.2 Lực kéo trong quá trình kéo các thùng chìm có thể được tính theo biểu thức (B.11). (Xem Hình B.9.)

$$T = \frac{1}{2} \rho_0 C_D V^2 A \quad (\text{B.11})$$

Trong đó:

T : giá trị thiết kế của lực kéo trong quá trình kéo (kN); giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số thành phần được sử dụng để nhân số hạng tác động là 1,0.

C_D : hệ số kéo theo

V : tốc độ kéo (m/s)

A : diện tích ướt bề mặt trước của thùng chìm (m^2), $A = a(D + \delta)$

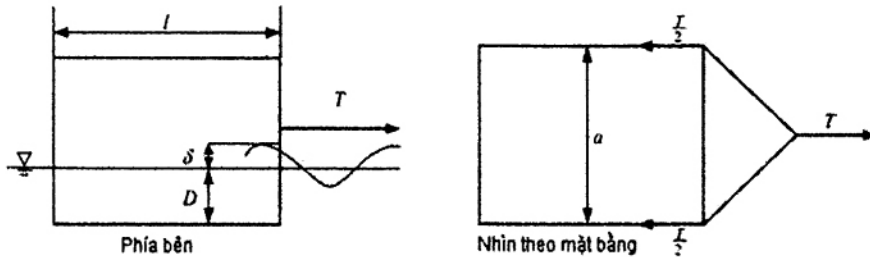
a : chiều rộng của thùng chìm (m)

D: mớn nước (m)

đ: mực nước ở mặt trước (m)

ρ_0 : khối lượng riêng của nước biển (t/m^3)

l: chiều dài của thùng chìm (m)



Hình B.9 - Lực căng khi kéo nổi

B.3.6.3 Vì thùng chìm không có kết cấu bên trên giống như kết cấu của tàu thủy và việc kéo sẽ không diễn ra trong điều kiện gió mạnh, nên chỉ cần xem xét sức cản của chất lỏng bằng cách không tính đến sức cản của gió là đủ.

B.3.6.4 Mặc dù hệ số kéo theo thay đổi tùy thuộc vào hình dạng của bề mặt vuông góc với dòng chảy, hệ số kéo theo đối với bề mặt hình chữ nhật được cho trong Bảng 7.2.1 trong Phần II, Chương 2, 7.2 Lực chất lỏng song song với dòng chảy, OCDI 2020 có thể được sử dụng.

B.3.6.5 Tốc độ kéo thường là 2 đến 3 hải lý/h.

B.3.6.6 Các thùng chìm được kéo thường phải chịu lực cản áp suất và lực cản do tạo sóng.

Tuy nhiên, do thực tế là việc lai dắt sẽ không thực hiện được khi sóng cao, nên việc kiểm tra các thùng chìm dưới áp lực nước trong quá trình lai dắt có thể được bỏ qua với điều kiện phải bổ sung thêm mức cho phép 1,0 m vào mớn nước.

B.3.7 Các tác động được xem xét trong xác minh tính năng của thùng chìm trong quá trình lắp đặt có thể được thiết lập như sau.

B.3.7.1 Áp lực nước gây ra bởi sự chênh lệch cột áp giữa các khoang phải được đặt như tác động lên tường ngăn, khi xem xét các điều kiện thi công.

B.3.7.2 Có thể đặt thùng chìm dưới nước bằng cách đổ đầy nước vào chúng bằng xi phong, máy bơm, van hoặc những thứ tương tự. Khi sử dụng van, chỉ cần tính đến chênh lệch cột áp là 1,0 m. Khi sử dụng xi phong hoặc máy bơm, nên giữ chênh lệch cột áp trong phạm vi 1,0 m thông qua giám sát công việc xây dựng, ví dụ, bằng cách di chuyển ống thường xuyên.

B.3.7.3 Một thùng chìm phải được lắp đặt bằng cách đổ nước vào nó trước và đổ vật liệu làm đầy vào nó sau khi mực nước trong tất cả các khoang đã đạt đến đỉnh của thùng chìm. Khi đổ vật liệu lấp đầy vào thùng chìm phải chú ý không gây chênh lệch áp lực đất. Vật liệu lấp đầy chịu lực nổi, do đó không

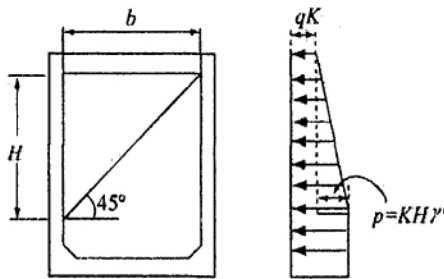
cần xem xét tác động của vật liệu lấp lên tường ngăn trong quá trình lấp đất với điều kiện chênh lệch cột áp do vật liệu lấp gây ra không vượt quá khoảng 1,6 lần chênh lệch cột áp xảy ra khi nước được đổ vào thùng chìm.

B.3.8 Các tác động được xem xét trong xác minh tính năng của các thùng chìm đang sử dụng có thể được thiết lập như sau.

B.3.8.1 Do tác động lên tường ngoài, áp lực đất bên trong và áp lực nước bên trong phải được xem xét. Đối với các tường bên ngoài của các đê chắn sóng kiểu thùng chìm, ảnh hưởng của các tác động sóng cũng phải được xem xét. Ngoài tác động của sóng, đê chắn sóng được bao phủ bởi các khối tiêu tán sóng còn bị ảnh hưởng bởi tác động của các khối tiêu sóng đối với tường phía trước và tùy thuộc vào khu vực, bởi tải trọng tác động của băng trôi, gỗ trôi và các vật trôi khác, sự hình thành băng và các yếu tố khác. Vì vậy, khi những ảnh hưởng này là đáng chú ý, chúng phải được coi là tác động.

B.3.8.2 Áp lực đất bên trong

a) Có thể giả định rằng áp lực đất bên trong tăng khi độ sâu tăng lên, nhưng không tăng thêm nữa sau khi độ sâu trở nên lớn hơn chiều rộng bên trong b của tường như trong Hình B.10.



Hình B.10 - Xác định áp lực đất bên trong

b) Trong trường hợp cát hoặc đá vụn được sử dụng để lấp đầy, hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ K thường có thể được đặt bằng 0,6. Tuy nhiên, áp lực đất bên trong có thể được bỏ qua khi vật liệu lấp bao gồm các khối hoặc bê tông.

c) Trong trường hợp bê tông tốt đổ tại chỗ bố trí trên đỉnh của các thùng chìm và có thể coi là ảnh hưởng của gia tải không đạt đến đất lấp, gia tải này có thể được bỏ qua. Tuy nhiên, phải tính đến trọng lượng bản thân của bê tông đổ tại chỗ.

d) Cách xác định áp lực đất bên trong thể hiện trong Hình B.10 được thiết lập để thuận tiện cho sử dụng dựa trên các ghi chép và thí nghiệm trong quá khứ, không dựa trên các phép đo. Ví dụ, theo [38]), sự phân bố áp lực đất của cát lấp đầy tăng gần như đơn điệu khi độ sâu tăng lên, và hệ số áp lực đất vào khoảng 0,3 đến 0,35 hoặc khoảng 0,4 khi tỷ lệ chiều cao tường H với chiều rộng tường B , H/B , tương ứng là 4 hoặc nhiều hơn hoặc là 2 hoặc ít hơn. Điều này có thể được sử dụng như một tài liệu tham khảo trong việc xác minh tính năng của một thùng chìm. Tuy nhiên, khi xác định áp lực đất bên trong

theo cách này, cần phải đảm bảo rằng thùng chìm có đủ độ ổn định để chống lại các tổ hợp của các tác động khác.

B.3.8.3 Áp lực nước bên trong

Áp suất nước bên trong phải được coi là chênh lệch áp giữa mực nước trong thùng chìm và mực nước thấp nhất (LWL). Khi xác minh tường trước của đề chắn sóng và các thành bên của nó vuông góc với đường mặt, mực nước bên ngoài có thể được coi là chênh lệch giữa LWL và $(H_{max})/3$ khi các bụng sóng tác động lên bề mặt của tường trước, như trong Hình B.11 (a). Áp suất nước bên trong có thể được bỏ qua khi các đỉnh sóng tác động lên bề mặt của tường trước. Đối với tường sau, mực nước bên ngoài có thể được coi là LWL như trong Hình B.11 (b).

B.3.8.4 Đối với tường trước của đề chắn sóng, lực sóng phải được tính đến khi các đỉnh sóng tác động lên bề mặt tường.

B.3.8.5 Xác định áp lực đất bên trong và áp lực nước bên trong trong mỗi bộ phận kết cấu được thể hiện trong Hình B.11.

B.3.9 Các tác động được xem xét trong xác minh tính năng của tấm đáy có thể được thiết lập như sau.

B.3.9.1 Đối với các bộ phận cố định được bao quanh bởi tường ngoài và tường ngăn, phản lực của đáy, áp lực thủy tĩnh, lực nâng, trọng lượng của vật liệu lấp, trọng lượng của nắp bê tông, trọng lượng của tấm đáy và gia tải phải được xem xét đến.

B.3.9.2 Phản lực của đáy tác dụng lên thùng chìm hoặc thân tường có thể được tính bằng biểu thức (B.13) hoặc (B.14) phù hợp với mối quan hệ giữa độ lệch tâm của tổng lực tác dụng e và chiều rộng của đáy b được tính khi sử dụng biểu thức (B.12), như trong Hình B.12.

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{b}{2} - x \\ x &= \frac{M_n - M_h}{V} \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.12})$$

Trong đó:

e : độ lệch tâm của tổng lực tác dụng (m)

b : chiều rộng của đáy (m)

V : giá trị đặc trưng của tổng lực đứng trên một đơn vị chiều dài theo hướng của đường mặt thùng chìm (kN/m)

H : giá trị đặc trưng của tổng lực ngang trên một đơn vị chiều dài theo hướng của đường mặt thùng chìm (kN/m)

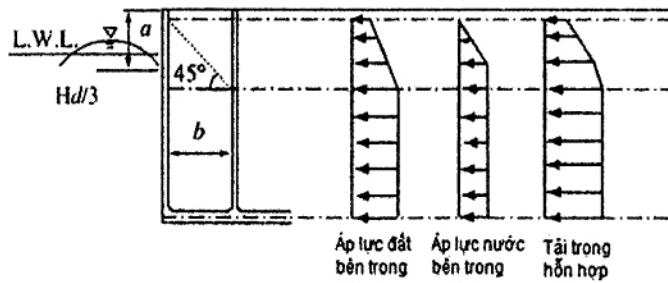
M_w : giá trị đặc trưng của mômen xung quanh điểm A do tác dụng của lực theo phương đứng (kNm/m)

M_h : giá trị đặc trưng của mômen xung quanh điểm A do tác dụng của lực theo phương ngang (kNm/m)

(a) Trong trường hợp:

$$e \leq \frac{1}{6}b$$

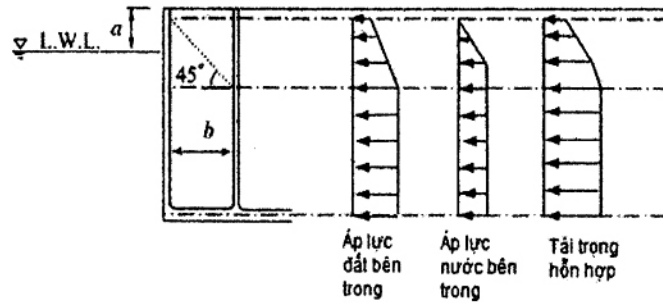
$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b} \\ p_2 &= \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b} \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.13})$$



*Trong hình này, H_d là chiều cao sóng thiết kế.

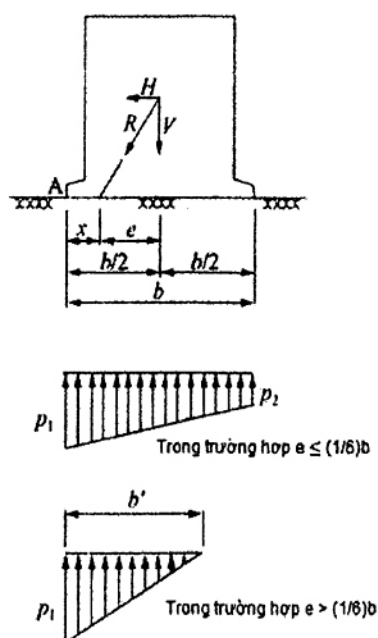
Trong xác minh an toàn (đối với phá hoại mặt cắt ngang), có thể giả thiết $H_d = H_{max}$.

(a) Đê chắn sóng (tường trước và các tường bên vuông góc với tuyến mặt)



(b) Đê chắn sóng (tường sau)

Hình B.11 - Xác định áp lực đất và áp lực nước bên trong và các tác động sóng



Hình B.12 Phản lực đáy

(b) Trong trường hợp:

$$e > \frac{1}{6}b$$

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{b}{2} - e\right)} \\ b' &= 3 \left(\frac{b}{2} - e\right) \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.14})$$

Trong đó:

 p_1 : giá trị đặc trưng của phản lực ở chân trước (kN/m^2) p_2 : giá trị đặc trưng của phản lực ở chân sau (kN/m^2) b' : chiều rộng tác động của phản lực đáy trong trường hợp $e > \frac{1}{6}b$

Áp lực thủy tĩnh là áp lực nước tác động lên bản đáy thùng chìm ở mức thủy triều thiết kế.

B.3.9.3 Phải tính đến lực nâng lên trong trường hợp sóng tác động lên bệ hoặc thân tường. Để tính toán lực nâng lên, tham khảo Phần II, Chương 2, 6 Lực sóng, OCDI 2020.**B.3.9.4** Trọng lượng đơn vị của vật liệu lấp thường được xác định bằng cách thử nghiệm vật liệu sẽ được sử dụng.

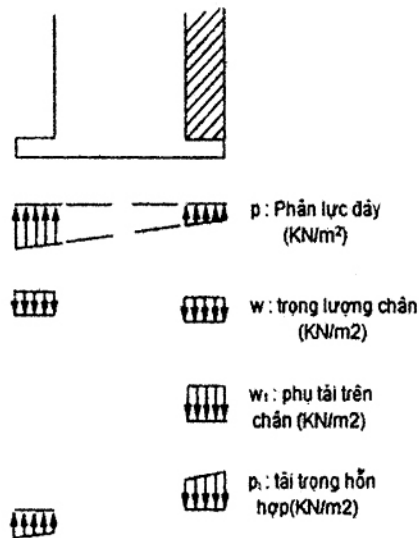
B.3.9.5 Trọng lượng của nắp bê tông và bản đáy phải là trọng lượng không tính đến lực đẩy nổi.

B.3.9.6 Gia tải tác động lên tấm đáy của thùng chìm bao gồm trọng lượng của đất trên đỉnh thùng chìm và hoạt tải. Tuy nhiên, gia tải có thể được bỏ qua trong trường hợp bê tông đúc tại chỗ được đặt trên đỉnh của thùng chìm và có thể coi là ảnh hưởng của gia tải không đến tấm đáy.

B.3.9.7 Trong xác minh tính năng của tấm đáy, tác động trên nó có thể được coi là phân bố tuyến tính như được trình bày ở trên. Tuy nhiên, trong thực tế, phản lực của đáy không đồng đều và rời rạc do bề mặt đá gồ ghề. Theo kết quả của các thử nghiệm khác nhau bao gồm cả thử nghiệm tải trọng, mức độ rời rạc của phản lực đáy thay đổi tùy thuộc vào trường hợp thiết kế. Tham khảo [36] đã trình bày một phân tích độ tin cậy được thực hiện bằng cách sử dụng mô hình ngẫu nhiên được phát triển để phân bố phản lực của bản đáy dựa trên các kết quả thử nghiệm đã nêu và các hệ số tải trọng được đề xuất có thể được sử dụng để xác minh bản đáy trong trường hợp độ chính xác san lấp mặt bằng sai lệch so với giá trị tiêu chuẩn.

B.3.10 Các tác động được xem xét trong xác minh tính năng của móng có thể được thiết lập như sau.

B.3.10.1 Phải xét đến phản lực đáy, trọng lượng của móng và gia tải trên móng. Các tác động có thể được thiết lập khi xét đến các phân bố được thể hiện trong Hình B.13.



Hình B.13 - Các tác động lên chân đế

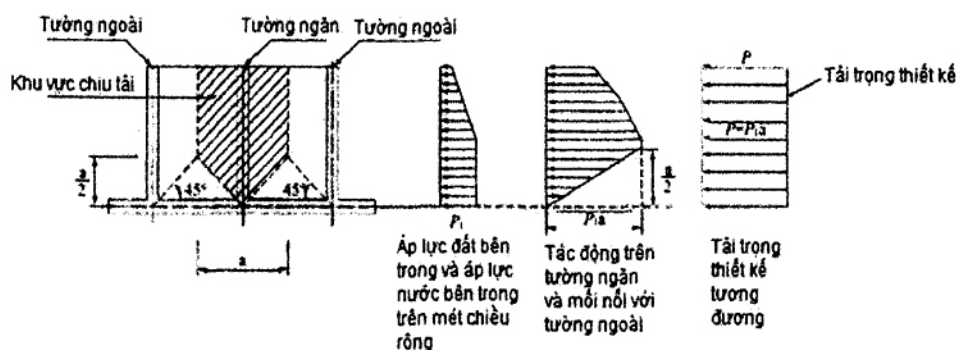
B.3.10.2 Đối với phản lực đáy tác dụng lên móng, có thể sử dụng các giá trị tính theo các biểu thức (B.13) hoặc (B.14).

B.3.10.3 Trọng lượng của móng phải là trọng lượng trong nước có tính đến đẩy nổi.

B.3.10.4 Như một gia tải đối với móng, trọng lượng của các khối tiêu sống có tính đến độ nổi dưới mực nước thiết kế, trọng lượng của đất bên trên phía đất liền của tường bến, hoạt tải và các tải trọng khác sẽ được xem xét, tùy thuộc vào loại công trình.

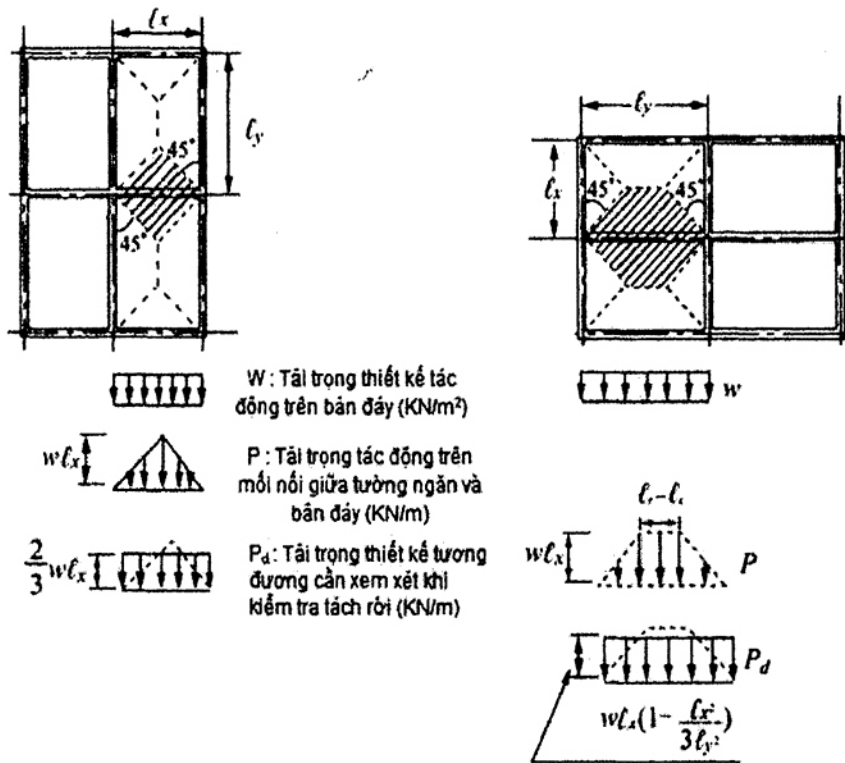
B.3.11 Các tác động được xem xét trong xác minh tính năng của tường ngăn có thể được thiết lập như sau.

B.3.11.1 Trong quá trình xác minh đối với việc tách rời tường ngoài khỏi tường ngăn, áp lực đất bên trong và áp lực nước bên trong tác dụng lên tường ngoài phải được xem xét. Có thể giả định rằng chúng tác động lên các mối nối giữa tường ngăn và tường ngoài (xem Hình B.14).



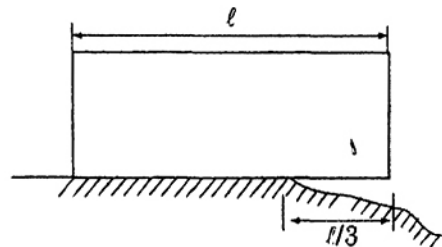
Hình B.14 - Các tác động cần xem xét trong kiểm tra việc tường ngăn bị tách rời khỏi tường ngoài

B.3.11.2 Trong quá trình xác minh đối với việc tách rời tấm đáy ra khỏi tường ngăn, trọng lượng của vật liệu lấp tác dụng lên tấm đáy, phụ tải, trọng lượng của tấm đáy, trọng lượng của nắp bê tông, phản lực của đáy, lực nâng lên, và áp suất thủy tĩnh phải được tính đến. Có thể giả định rằng chúng tác động lên các mối nối giữa các tường ngăn và tấm đáy (xem Hình B.15).



Hình B.15 - Các tác động cần xem xét trong kiểm tra việc tường ngăn bị tách rời khỏi bản đáy

B.3.11.3 Nếu có khả năng một thùng chìm có thể bị tác động do sự không đồng nhất của lớp đất chống đỡ, thì tác động này phải được kiểm tra. Trong trường hợp này, việc xác minh các bộ phận riêng lẻ của thùng chìm có thể được thực hiện với giả định rằng chúng là công xôn có nhịp tương đương 1/3 chiều dài hoặc chiều rộng của thùng chìm (xem Hình B.16). Việc xác minh cũng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng mô hình phân tích kết cấu, Trong đó: chỉ những phần của đất nền có thể dự kiến là có khả năng chịu lực được thay thế bằng các lò xo nối đất.



Hình B.16 - Kiểm tra tác động do khả năng chịu tải không đều của nền đất

B.3.11.4 Các hệ số tải trọng tiêu chuẩn đối với các tác động được xem xét khi xác minh tường ngăn được nêu trong Bảng B.9.

Bảng B.9 - Các tổ hợp tác động và hệ số tải trọng

Trường hợp tác động	Hướng tác động	An toàn (Chống phá hoại mặt cắt ngang)	Khả năng sử dụng
Trường hợp biến đổi liên quan đến áp lực nước trong quá trình thiết lập trong xây dựng	Hướng tác động do chênh cột áp giữa các khoang	$1,1S_r$	$0,5S_r$
Trường hợp thường xuyên liên quan đến áp lực đất bên trong	Hướng tách rời của tường ngoài với tường ngăn	Tải trọng thiết kế hướng ra ngoài lớn nhất mà tác động lên tường ngoài	Không kiểm tra
Trường hợp thường xuyên cùng với tự trọng Trường hợp biến đổi liên quan đến sóng Trường hợp biến đổi liên quan đến dịch chuyển mặt đất do động đất cấp 1	Hướng tách rời của bản đáy khỏi tường ngăn	Tải trọng thiết kế hướng xuống lớn nhất mà tác động lên bản đáy	Không kiểm tra

B.4 Xác minh tính năng

B.4.1 Việc xác minh tính năng của các bộ phận công trình phải được thực hiện dựa trên Phần III, Chương 2, 1.1, OCDI 2020.

B.4.1.1 Việc xác minh tính năng của các bộ phận công trình phải được thực hiện bằng cách thiết lập các chỉ số xác minh cho các trạng thái giới hạn tương ứng đối với các tác động đối với các bộ phận được tính toán bằng các phương pháp được mô tả trong Chương 2, 2.2.3 Tác động, OCDI 2020. Việc thiết lập các chỉ số xác minh sẽ dựa trên Phần III, Chương 2, 2 Bộ phận công trình, OCDI 2020. Các hệ số thành phần được sử dụng trong xác minh tính năng thường có thể được thiết lập dựa trên **Bảng 1.1.1 Chương 2, 1.1.3 Các hệ số thành phần**, OCDI 2020.

B.4.1.2 Lớp bảo vệ các thanh cốt thép cho thùng chìm được đặt giá trị bằng hoặc lớn hơn giá trị tiêu chuẩn nêu trong Bảng 1.2.5. Việc kiểm tra các thay đổi về tính năng theo thời gian có thể được bỏ qua trong trường hợp các thùng chìm được xây dựng cẩn thận bằng cách sử dụng bê tông với tỷ lệ nước-xi măng nêu trong Bảng 3.2.2 Phần II, Chương 11, 3.2 Đặc tính Chất lượng và Tính năng của Bê tông , OCDI 2020 và tuổi thọ thiết kế đặt là 50 năm.

B.4.2 Trong xác minh tính năng của các bộ phận công trình, lực tiết diện có thể được xác định bằng cách lập mô hình các bộ phận kết cấu như các tấm cố định ở ba mặt và tự do ở một mặt hoặc các tấm cố định ở bốn mặt theo các điều kiện biên và tính toán dựa trên tham khảo Phần III, Chương 4, 2 Bảng tính toán mô men uốn trong tấm, OCĐI 2020. Các lực mặt cắt cũng có thể được tính bằng cách sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn hoặc các kỹ thuật phân tích kết cấu khác, bất kể các mô tả dưới đây trong các điều sau.

B.4.3 Việc xác minh tính năng của các tường bên ngoài có thể được thực hiện như sau:

B.4.3.1 Tường ngoài có thể được coi là một tấm sàn được cố định ở ba mặt và tự do ở một mặt. Nó cũng có thể được giả định như một bản sàn được tạo thành bốn mặt trong trường hợp có đủ các thanh cốt thép được đặt tại các mối nối và lực tiết diện có thể được truyền một cách thuận lợi giữa tường ngoài và nắp bê tông.

B.4.3.2 Khi tỷ số giữa nhịp dài hơn và nhịp ngắn hơn của tường ngoài là 5 hoặc lớn hơn, lực tiết diện có thể được tính toán bằng cách sử dụng các giá trị cho bản sàn Trong đó: tỷ số giữa nhịp dài hơn và nhịp ngắn hơn là 5.

B.4.3.3 Các giá trị mômen không cân bằng giữa tường ngoài và bản đáy có thể được sử dụng trực tiếp mà không cần phân phối lại.

B.4.3.4 Về nguyên tắc, nhịp được xem xét trong tính toán phải là khoảng cách từ tâm đến tâm. Theo kết quả thử nghiệm được đưa ra trong [39], các điểm ngàm của các bộ phận tường ngoài của thùng chìm nằm bên trong phần nhô ra và trong chiều rộng bên trong của tường ngoài.

B.4.3.5 Trong trường hợp mômen không cân bằng cực lớn xảy ra tại các điểm được coi là điểm ngàm giữa các tường bên ngoài, mômen uốn ở các cạnh của các tường ngoài có thể được phân bố dựa trên tỷ số độ cứng của tấm và mômen nhịp có thể được hiệu chỉnh bằng cách thêm một nửa mô men được phân bố. Đối với các điểm và nhịp đỡ bên trong ngoại trừ nhịp đầu tiên, không cần thiết phải phân bố mômen không cân bằng vì ảnh hưởng của phân bố là nhỏ (xem Hình B.17).

B.4.3.6 Hình B.17 cho thấy một ví dụ về phân bố các mômen không cân bằng xảy ra giữa các thành bên ngoài và biểu thức (B.15) biểu thị các mômen sau khi phân phối.

$$\left. \begin{aligned} M'_{BA} &= M_{BA} - (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_a}{K_a + K_b} \\ M'_{BC} &= M_{BC} + (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_b}{K_a + K_b} \\ M'_a &= M_a - \frac{1}{2} (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_a}{K_a + K_b} \\ M'_b &= M_b + \frac{1}{2} (M_{BA} - M_{BC}) \frac{K_b}{K_a + K_b} \\ M'_{AB} &= M_{AB} \\ M'_{CB} &= M_{CB} \end{aligned} \right\} \quad (B.15)$$

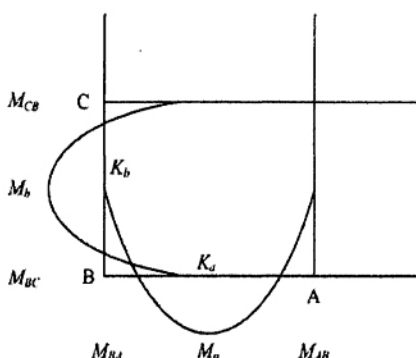
Trong đó:

$M'_{AB}, M'_{BA}, M'_{BC}, M'_{CB}, M'_a, M'_b$: mômen uốn sau khi phân bố mômen không cân bằng ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

$M_{AB}, M_{BA}, M_{BC}, M_{CB}, M_a, M_b$: mômen uốn trước khi phân bố mômen không cân bằng ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

K_a, K_b : độ cứng tương đối của tường ngoài

Cần lưu ý rằng các mômen là các giá trị có dấu dương hoặc âm.



Hình B.17 - Ví dụ sự phân bố các mô men không cân bằng

B.4.4 Xác minh tính năng của tường ngăn có thể được thực hiện như sau.

B.4.4.1 Trong quá trình lắp đặt, một bức tường ngăn có thể được coi là một tấm được đỡ ở ba mặt và tự do ở một mặt.

B.4.4.2 Nhịp được xem xét trong tính toán phải là khoảng cách giữa các đường tâm của tường.

B.4.5 Xác minh tính năng của bản đáy và móng có thể được thực hiện như sau.

B.4.5.1 Phần bản đáy được bao quanh bởi tường ngoài và tường ngăn có thể coi là tấm sàn được cố định ở bốn mặt. Móng có thể được coi là tấm đúc hẫng.

B.4.5.2 Về nguyên tắc, nhịp được xem xét khi tính toán bản sàn cố định ở bốn cạnh phải là khoảng cách từ tâm đến tâm.

B.4.5.3 Mặt cắt được xem xét trong các tính toán liên quan đến uốn và cắt móng phải là bề mặt trước của tường. Tuy nhiên, mặt cắt được xem xét khi kiểm tra phá hoại cắt do kéo theo đường chéo có thể được giả định là mặt cắt ở đáy của mặt trước của tường. Trong trường hợp này, phần của phần nhô ra có độ dốc nhỏ hơn 1: 3 sẽ được coi là hiệu quả khi tính toán chiều cao của các bộ phận ở mặt trước của tường.

B.4.5.4 Trong trường hợp móng bê tông cốt thép có kích thước tiêu chuẩn, thân thùng chìm được coi là cứng; do đó, có thể coi rằng các mômen xuất hiện trong móng không truyền đến thân thùng chìm.

B.4.6 Các bộ phận công trình khác

Các phương pháp xác minh tính năng được mô tả trong Phần III, Chương 2, 2 Các bộ phận công trình, OCDI 2020 sẽ được áp dụng tương ứng cho các bộ phận khe rãnh của thùng chìm có khe rãnh và các bộ phận công trình khác không được đề cập trong phần nói trên, khi xem xét các kích thước của bộ phận kết cấu được xác minh, đặc điểm của các tác động trên đó và các yếu tố khác.

B.4.7 Các lưu ý khác

B.4.7.1 Trong trường hợp tường bên kiểu thùng chìm, về nguyên tắc có thể bỏ qua việc xác minh độ an toàn (chống lại phá hoại do môi).

B.4.7.2 Trong trường hợp một thùng chìm được nâng lên bằng kích hoặc thiết bị khác để vận chuyển hoặc có khả năng xảy ra hiện tượng lún không đều sau khi lắp đặt, thì việc xác minh có thể được thực hiện khi coi toàn bộ thùng chìm là một đầm. Trong trường hợp này, cần kiểm tra khả năng cắt do kéo của bản đáy.

B.4.7.3 Các tường bên ngoài của đề chắn sóng được phủ bởi các khối tiêu sóng có thể bị hỏng cục bộ do va chạm nhiều lần của các khối tiêu sóng. Tài liệu tham khảo [40], cung cấp các phương pháp thiết kế và xác minh chống lại các phá hoại cục bộ của các tường bên ngoài thùng chìm

B.5 Xác minh móc treo trong quá trình nâng

B.5.1 Tải trọng gây ra bởi một móc treo phải được xác định một cách thích hợp dựa trên trọng lượng của thùng chìm được nâng lên, độ bám dính tác động lên bề mặt đáy của thùng chìm và các điều kiện khác.

B.5.1.1 Tác động của một móc treo có thể được xác định bằng cách sử dụng biểu thức (B.16).

$$P_d = \frac{W + W' + F}{N \sin \theta} k \quad (\text{B.16})$$

Trong đó:

P_d : giá trị thiết kế của tác động trên một móc treo (kN); giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số thành phần được sử dụng để nhân số hạng tác động là 1,0.

W : giá trị đặc trưng của trọng lượng thùng chìm (kN)

W' : giá trị đặc trưng của trọng lượng bổ sung của thùng chìm (kN)

$W' = 0,05W$

F : giá trị đặc trưng của ma sát đáy thùng chìm (kN)

$F = 3,0A$

A : diện tích đáy của thùng chìm (m^2)

k : hệ số mất cân bằng

N: số móc treo

θ : góc tạo bởi sợi dây và mặt trên của thùng chìm ($^\circ$); góc này có thể được giả định là 90° trong trường hợp nó sẽ được sử dụng để tính toán chiều dài chôn của móc treo hoặc khung treo sẽ được lắp đặt.

B.5.1.2 Hệ số mất cân bằng k thường được đặt thành 1,8. Theo kết quả đo đạc các tác động xảy ra trong quá trình nâng các thùng chìm thực tế, hệ số mất cân bằng tối đa lần lượt là 1,24 và 1,56 đối với thùng chìm 3.300 kN (nâng 8 điểm) và 9.800 kN (nâng 16 điểm) và mức trung bình chung là 1,36. Giá trị chung của 1,8 có nghĩa là xác suất vượt quá 1,8 là khoảng 0,3%. Hệ số mất cân bằng được đặt thành giá trị lớn hơn để nâng với số lượng móc treo ít hơn và giá trị này có thể giảm khi được coi là phù hợp để làm như vậy dựa trên kết quả của thử nghiệm nâng hoặc tương tự. Theo kết quả đo đạc các tác động xảy ra trong quá trình nâng một thùng chìm thực tế, trọng lượng của thùng chìm lớn hơn một chút so với giá trị thiết kế do ván khuôn phồng lên và động nước trong thùng chìm, và độ bám dính của đáy nhỏ hơn một chút so với giá trị thiết kế. Nhìn chung, kết quả đo đạc của các tác động gần như bằng với giá trị thiết kế.

B.5.1.3 Hệ số tải trọng có thể được giả định là 1,0 với điều kiện hệ số mất cân bằng đã được thiết lập thích hợp.

B.5.1.4 Khi trọng lượng đơn vị của một thùng chìm được giả định là $24,0 \text{ kN/m}^3$ và nước đọng trong thùng chìm được xem xét, độ phồng do ván khuôn của thùng chìm theo trọng lượng là 4,5% và trung bình là 5,8% đối với các thùng chìm 3.300 kN và 9.800 kN tương ứng và độ lệch chuẩn là 2,2%. Mức trung bình chung là 5,5% và độ lệch chuẩn là 2,1%. Từ những kết quả này, trọng lượng bổ sung của một thùng chìm được đặt thành 5% giá trị thiết kế của trọng lượng của thùng chìm.

B.5.1.5 Khi thăm cát và vãi địa kỹ thuật được đặt bên dưới thùng chìm, độ bám dính của đáy nằm trong khoảng từ 0 đến $1,2 \text{ kN/m}^2$ với giá trị trung bình là $0,45 \text{ kN/m}^2$ và độ lệch chuẩn là $0,47 \text{ kN/m}^2$. Tuy nhiên, dự kiến rằng độ bám dính thực tế của đáy sẽ bị ảnh hưởng đáng kể bởi hình dạng của bề mặt đáy và bởi thăm cát và các vật liệu lót khác. Theo quan điểm này, giá trị thiết kế của độ bám dính đáy trên một đơn vị diện tích được đặt là $3,0 \text{ kN/m}^2$.

B.5.2 Xác minh trong trường hợp thanh tron được sử dụng cho móc treo

B.5.2.1 Việc xác minh móc treo có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (B.17) và sử dụng khả năng chịu lực cắt của móc treo hoặc sức bám dính và ngàm của các bộ phận chôn của móc treo, tùy theo giá trị nào nhỏ hơn (xem Hình B.18).

$$\left. \begin{aligned} \gamma_i \frac{P_g}{\min(T_{1s}, T_{2s})} &\leq 1.0 \\ T_{1s} &= \frac{\pi D^2 f_{w_s}}{2 \cdot 10^3 \gamma_b} \\ T_{2s} &= \frac{2\pi D f_{b_{oi}} m \alpha l}{10^3 \gamma_b} \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.17})$$

Trong đó:

γ_i : hệ số công trình

T_{1d} : giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt của móc treo (kN)

T_{2d} : giá trị thiết kế của sức kháng bám dính và ngàm của phần chôn của móc treo (kN)

P_d : giá trị thiết kế của tác động trên một móc treo (kN); Giá trị này có thể được tính bằng biểu thức (B.16).

D : đường kính của móc treo (mm)

f_{ytd} : giá trị thiết kế của cường độ chịu cắt của móc treo (N/mm^2); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

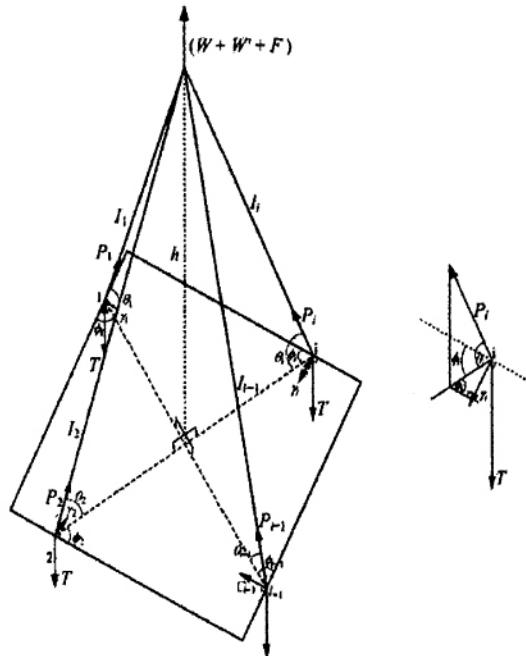
f_{bod} : giá trị thiết kế sức kháng bám dính của bê tông (N/mm^2); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

m : tác dụng của móc cầu; thường được giả định là 1,5.

α : hệ số được sử dụng để tính đến sức kháng do bám dính của các thanh cốt thép trơn; giá trị này thường có thể được đặt thành 1,1.

l : chiều dài chôn của móc treo (mm)

γ_b : hệ số bộ phận (= 1,1)



Hình B.18 - Các tác động trên móc cầu khi nâng trực tiếp

B.5.2.2 Người ta thấy trong các thử nghiệm phá hủy tỷ lệ thật của móc treo thùng chìm rằng tường thùng chìm nứt theo những cách khác nhau trước khi đạt đến tải trọng phá hủy. Tuy nhiên, người ta cũng

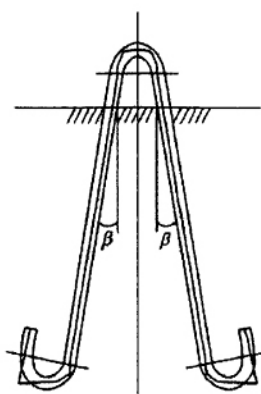
chứng minh rằng các thùng chìm đủ an toàn khi chúng chịu tải trọng trong phạm vi của tải trọng thiết kế, do đó có thể bỏ qua việc kiểm tra phá hoại của các thành thùng chìm.

B.5.2.3 Các tác động lên móc treo được truyền qua sự bám dính giữa bê tông và các bộ phận thẳng của móc treo và nhờ tác dụng ngàm của móc treo. Theo kết quả thử nghiệm, tác động lên móc treo gấp 3 lần tác động lên điểm bắt đầu móc gần như tương đương với tải trọng thiết kế, và bằng khoảng 40 đến 60% tải trọng phá hoại cuối cùng. Kết quả thử nghiệm cũng chỉ ra rằng tải trọng phá hoại được điều chỉnh bởi cường độ chịu kéo của bê tông ở các bộ phận gần móc treo, không phải bởi bám dính giữa móc treo và bê tông. Dựa trên cơ chế phá hoại cuối cùng này và kết quả đo tải trọng phá hoại, có thể coi móc có đủ độ bền ngay cả khi chúng chịu $1/3$ tổng tải trọng.

B.5.2.4 Theo kết quả thử nghiệm liên quan đến cường độ bám dính trong quá trình nâng thùng chìm, cường độ bám dính tối đa của bê tông có cường độ nén $24,0 \text{ N/mm}^2$ là $1,2$ đến $1,4 \text{ N/mm}^2$ khi tuổi của bê tông là 11 ngày.

B.5.2.5 Theo kết quả thử nghiệm, độ bền của móc treo bị ảnh hưởng đáng kể không chỉ bởi lực kéo mà còn cả mômen uốn và lực cắt, và các móc treo đạt đến điểm chảy khi chúng chịu một tác động rất nhỏ. Tuy nhiên, móc treo là công cụ tạm thời và nó đã được chứng minh rằng sẽ không bị nứt gãy khi chịu tải trọng trong phạm vi của tải trọng thiết kế. Theo quan điểm này, người ta quyết định rằng việc xác minh phải được thực hiện về sức kháng kéo hoặc sức kháng cắt. Nói chung, giá trị thiết kế của cường độ chảy cắt nhỏ hơn giá trị thiết kế của cường độ chảy kéo, do đó, việc xác minh tính năng có thể được thực hiện bằng cách sử dụng cường độ chảy cắt.

B.5.2.6 Để ngăn ngừa nứt giữa các bộ phận chôn của móc treo được sử dụng kết hợp với khung treo, có hiệu quả là tạo hình các móc treo sao cho giảm lực ngang xuất hiện cho kết cấu (xem Hình B.19) và cung cấp các thanh gia cường giữa các móc treo để giảm chiều rộng vết nứt.



Hình B.19 - Hình dạng móc treo

B.5.2.7 Đối với nâng trực tiếp, việc xác minh tính năng phải được thực hiện để chống lại phá hoại do cắt tại các điểm nơi các móc treo được gắn trên đỉnh tường ngoài. Với giả định rằng vết nứt trên đỉnh của

tường ngoài có hình dạng như trong Hình B.19, việc xác minh tính năng chống lại các phá hoại do cắt trên đỉnh của tường ngoài có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (B.18).

$$\gamma_i \frac{R_d}{V_{cd}} \leq 1.0$$

$$R_d = P_d \cos \theta \sin \phi$$

$$V_{cd} = \frac{f_{v_{cd}} A_r}{10^3}$$
(B.18)

Trong đó:

γ_i : hệ số công trình

R_d : giá trị thiết kế của lực ngang tác dụng lên móc treo theo phương vuông góc với tường ngoài (kN)

V_{cd} : giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt (kN)

θ : góc tạo bởi sợi dây và bề mặt trên của thùng chìm (°)

ϕ : góc tạo bởi thành ngoài và chỗ nhô ra trên mặt trên của thùng chìm (°)

$$f_{v_{cd}} = \frac{0.20 \beta_d \beta_p \beta_r \sqrt{f_{cd}}}{\gamma_b}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[4]{100/p} \leq 1.5$$

$$\beta_r = 1.0$$

f_{cd} : trị số cường độ nén thiết kế của bê tông (N/mm²); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

d : khoảng cách từ tâm móc treo đến thanh cốt thép ngang (mm)

$$p = \frac{A_s}{b\sqrt{2}d}$$

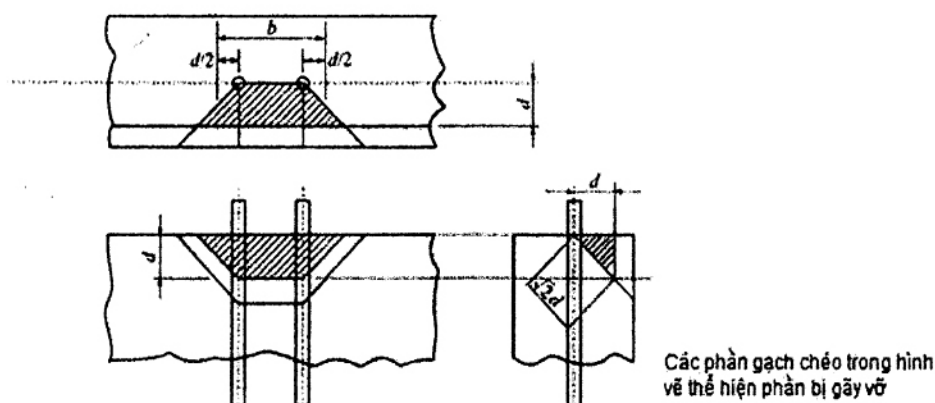
A_s : lượng thanh cốt thép nằm ngang trong mặt chịu cắt (mm²)

b : chiều dài thu được khi cộng d vào khoảng cách giữa các móc treo (mm); Khoảng cách của các móc treo về nguyên tắc không được vượt quá 5D.

D : đường kính của móc treo (mm)

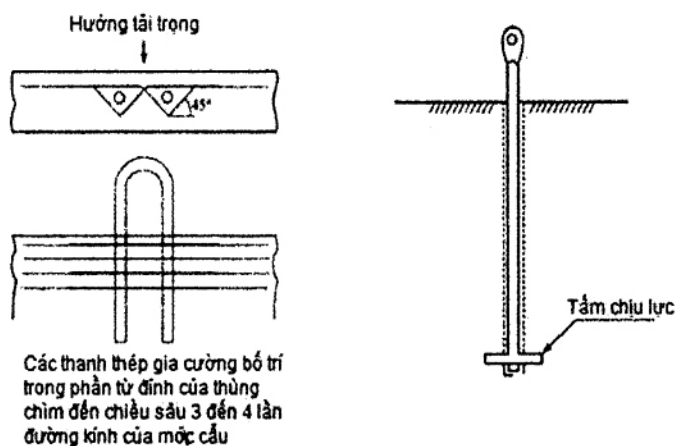
A_r : diện tích chống cắt (mm²),

γ_b : hệ số bộ phận (= 1,3)



Hình B.20 - Nứt vỡ tường ngoài

⑧ Nếu khả năng chịu cắt thiết kế được tính toán theo biểu thức (B.18) thấp hơn lực ngang thiết kế, thì khả năng chống cắt yêu cầu phải được đảm bảo bằng cách tăng lượng cốt thép trên đỉnh tường ngoài hoặc bằng cách sử dụng phương pháp gia cố nêu trong Hình B.21. Kết quả thử nghiệm chỉ ra rằng, khi móc treo chịu tác dụng của lực ngang, biến dạng uốn xảy ra ở móc treo ở phần từ mặt trên của vách thùng chìm xuống độ sâu gấp 3 đến 4 lần đường kính của móc treo. Do đó, phải bố trí hai hoặc ba lớp thanh cốt thép trong phần này.



Hình B.21 - Ví dụ phương pháp gia cố đỉnh tường ngoài

Hình B.22 - Hình dạng móc treo đã cải tiến (Dạng nút)

Theo kết quả của thử nghiệm độ căng của móc treo cải tiến có hình dạng như đai ốc (xem Hình B.22) hoặc kẹp tóc và được bảo đảm không dựa vào bám dính, nứt xảy ra khi chịu tải trọng trong khoảng từ 780 đến 1.200 kN và tải trọng lớn nhất là 2.200 đến 2.200 kN khi tường thử nghiệm dày 0,4 mét, cường

độ chịu nén của bê tông là 24 N/mm², móc treo bằng SV70, đường kính móc treo là 80 mm và 70 mm, bê tông là 10 đến 11 ngày tuổi và chiều dài chôn của móc treo là 2 m. Kết quả thử nghiệm cũng chỉ ra rằng các móc treo có thể tháo rời và tái sử dụng sau khi thử nghiệm.

B.5.3 Xác minh móc treo được làm bằng thanh thép gai có độ bền kéo cao

B.5.3.1 Khi móc treo cho thùng chìm hoặc các kết cấu tương tự được làm bằng các thanh thép gai có độ bền kéo cao, việc xác minh tính năng của móc treo có thể được thực hiện theo cách sau.

B.5.3.2 Việc xác minh tính năng của móc treo được làm bằng các thanh thép gai có độ bền kéo cao có thể được thực hiện bằng cách sử dụng biểu thức (B.19) và sử dụng khả năng chịu kéo của móc treo hoặc khả năng bám dính và ngàm của các bộ phận chôn của móc treo, theo cái nào nhỏ hơn.

$$\gamma_i \frac{P_d}{\min(T_{1d}, T_{2d})} \leq 1.0$$

$$T_{1d} = \frac{\pi D^2 f_{yd}}{4 \cdot 10^3 \gamma_b}$$

$$T_{2d} = \frac{\pi D f_{bd} \alpha l_1}{10^3 \gamma_b}$$
(B.19)

Trong đó:

γ_i : hệ số bộ phận

P_d : giá trị thiết kế của tác động trên một móc treo (kN)

T_{1d} : giá trị thiết kế của khả năng chịu kéo của móc treo (kN)

T_{2d} : giá trị thiết kế của sức kháng bám dính và ngàm của phần chôn của móc treo (kN)

D : đường kính của móc treo (mm)

f_{yd} : giá trị thiết kế của cường độ chịu kéo của móc treo (N/mm²); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

f_{bd} : giá trị thiết kế cường độ liên kết của bê tông (N/mm²); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

α : hệ số được sử dụng để tính đến độ bền bám dính của các thanh thép gai; giá trị này thường có thể được đặt là 0,9.

l_1 : chiều dài phần bên ngoài của móc treo (mm)

γ_b : hệ số bộ phận (= 1,1)

B.5.3.3 Theo kết quả thử nghiệm móc treo làm bằng thanh thép gai cường độ cao, móc treo đáp ứng yêu cầu về tính năng mà không cần thực hiện các biện pháp gia cố đặc biệt với điều kiện cường độ bê

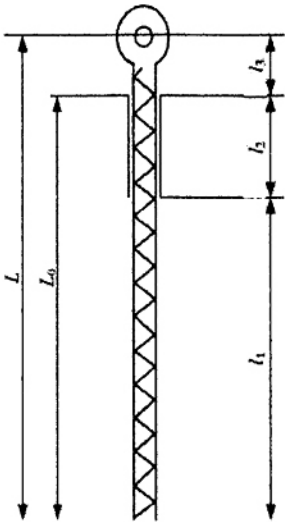
tổng 24 N/mm² trở lên, tường Trong đó: móc treo được chôn dày 0,4 mét, và tác động lên một móc treo là 1.600 kN trở xuống và với giả định rằng chiều dài bên ngoài yêu cầu của móc treo l_1 là 30D.

B.5.3.4 Về nguyên tắc, móc treo phải dài hơn chiều dài được tính theo công thức (B.20) (xem Hình B.23).

$$L = l_1 + l_2 + l_3 \tag{B.20}$$

Trong đó:

- l_1 : chiều dài phần bên ngoài của móc treo (mm)
- l_2 : chiều dài của phần không được bám dính (6D trở lên)
- l_3 : chiều dài của phần nhô ra (2D đến 200 mm)



Hình B.23 - Chiều dài chôn của móc treo

B.5.3.5 Việc kiểm tra tính năng của các móc treo liên quan đến khả năng chịu kéo và khả năng chống cắt tại các khớp của chúng phải được thực hiện dựa trên biểu thức (B.21) (xem Hình B.24).

$$\left. \begin{aligned}
 \gamma_i \frac{P_d}{T_{3d}} &\leq 1.0 \gamma_i \\
 T_{3d} &= \frac{f_{yd} (2R - d_H) t}{10^3 \gamma_b} \\
 \frac{P_d}{V_{1d}} &\leq 1.0 \\
 V_{1d} &= \frac{2 f_{yd} \left\{ 10 + \sqrt{R^2 - \left(\frac{d_H}{2} \right)^2} \right\} t}{10^3 \gamma_b}
 \end{aligned} \right\} \quad (B.21)$$

Trong đó:

γ_i : hệ số bộ phận

P_d : giá trị thiết kế của tác động trên một móc treo (kN)

T_{3d} : giá trị thiết kế của khả năng chịu kéo tại khớp của móc treo (kN)

V_{1d} : giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt tại khớp của móc treo (kN)

R : đường kính của vòng (mm)

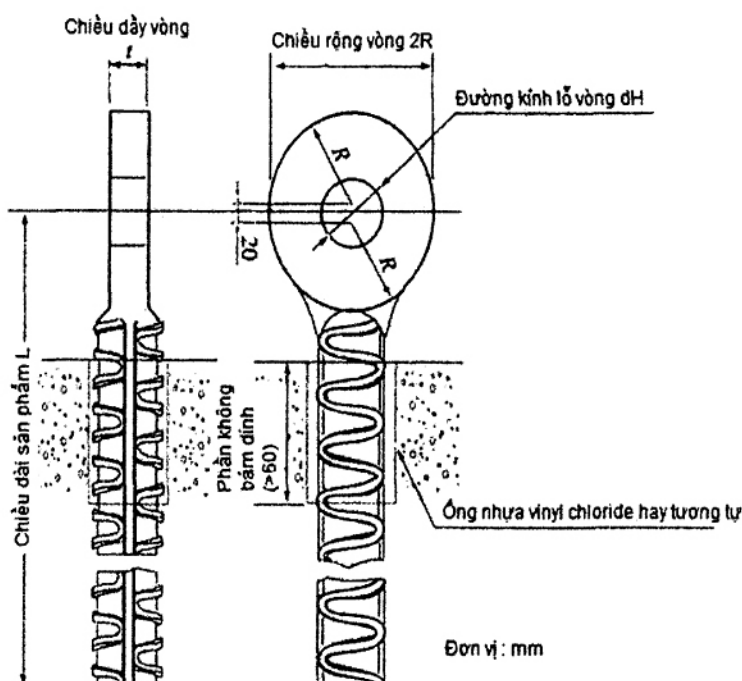
d_H : đường kính của lỗ vòng (mm)

t : chiều dày của vòng (mm)

f_{yd} : giá trị thiết kế của cường độ chịu kéo của móc treo (N/mm²); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

f_{yd} : giá trị thiết kế của cường độ chịu cắt của móc treo (N/mm²); Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,0.

γ_b : hệ số bộ phận (= 1,1)



Hình B.24 - Bản vẽ chi tiết móc treo

B.6 Đá và Khối lớp phủ

B.6.1 Các nguyên tắc cơ bản về xác minh tính năng

B.6.1.1 Xác minh tính năng của các đơn vị lớp phủ, chẳng hạn như các đơn vị lớp phủ cho đèn chắn sáng mái nghiêng, đá và các khối lớp phủ cho các móng đèn chắn sáng hỗn hợp, và đá đổ và các vật liệu khác cho các móng tiếp xúc với dòng chảy, sẽ được tiến hành trên cơ sở Phần II, Chương 2, 6.6 Tính ổn định của Đá và các Khối lớp phủ chống sóng, OCDI 2020.

B.6.1.2 Khi các bộ phận bê tông không cốt thép được sử dụng làm đá và các khối lớp phủ, việc xác minh các điểm nâng phải được tiến hành theo Phần III, Chương 2, 2.7.2 Xác minh các bộ phận bê tông không cốt thép trong quá trình nâng, OCDI 2020.

B.6.2 Xác minh các bộ phận bê tông không cốt thép trong quá trình nâng

B.6.2.1 Xác minh móc treo

Để xác minh các móc treo được sử dụng để nâng các bộ phận bê tông không cốt thép, tham khảo Phần III, Chương 2, 2.3.5 Kiểm tra các điểm nâng, OCDI 2020.

B.6.2.2 Xác minh mặt cắt ngang của các bộ phận bê tông không cốt thép trong quá trình nâng

a) Việc xác minh các bộ phận bê tông không cốt thép trong quá trình nâng để di dời hoặc lắp đặt có thể được tiến hành bằng cách sử dụng biểu thức (B.22).

$$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0 \quad (\text{B.22})$$

Trong đó:

M_d : giá trị thiết kế của mômen uốn ($\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m}$);

M_{ud} : cường độ chịu uốn thiết kế của bộ phận bê tông không cốt thép ($\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m}$);

γ_i : hệ số công trình ($= 1,1$).

b) Giá trị thiết kế của mômen uốn của bộ phận bê tông không cốt thép có thể được tính bằng mômen uốn do trọng lượng bản thân tạo ra trên cơ sở giả định rằng cấu kiện bê tông là một dầm nhô ra được đỡ tại các vị trí của móc treo.

c) Cường độ chịu uốn của bê tông không cốt thép phải được tính bằng cường độ chống lại nứt do uốn.

$$\left. \begin{aligned} f_{bck} &= k_{ob} k_{ib} f_{tk} \\ k_{ob} &= 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5(h/l_{ch})} \\ k_{ib} &= \frac{0.55}{\sqrt[4]{h}} \quad (\geq 0.4) \end{aligned} \right\} \quad (\text{B.23})$$

f_{bck} : giá trị đặc trưng của cường độ bê tông chống lại nứt do uốn (N / mm^2);

k_{ob} : hệ số thể hiện mối quan hệ giữa cường độ chịu uốn và cường độ chịu kéo do đặc tính làm mềm khi chịu kéo của bê tông;

k_{ib} : hệ số thể hiện sự giảm độ bền nứt do quá trình khô, nhiệt thủy hóa, v.v ...;

h : chiều cao của bộ phận (m) ($> 0,2$);

l_{ch} : chiều dài đặc trưng (m) ($= GFEC / f_{tk}^2$);

GF : năng lượng đứt gãy của bê tông (N / m) ($= 10 (d_{max})^{1/3} \cdot f_{ck1/3}$);

EC : Mô đun Young của bê tông (kN / mm^2);

f_{tk} : giá trị đặc trưng của độ bền kéo (N / mm^2);

d_{max} : kích thước lớn nhất của cốt liệu (mm);

f_{ck} : giá trị đặc trưng của cường độ nén (N / mm^2).

$$M_{ud} = \frac{1}{2} \cdot f_{bcd} \cdot \frac{h}{2} \cdot b \cdot z \quad (\text{B.24})$$

TCVN 11820-6:2023

Trong đó:

f_{bck} : giá trị thiết kế cường độ bê tông chống lại vết nứt do uốn ($= f_{bck} / \gamma_c$) (Giá trị này có thể được tính toán bằng cách giả định rằng hệ số vật liệu γ_c là 1,3);

M_{ud} : cường độ uốn thiết kế của bộ phận bê tông trơn ($kN \cdot m / m$);

b : chiều rộng của bộ phận (m)

z : khoảng cách từ tâm đến tâm của bộ phận đối với ứng suất kéo và ứng suất nén ($= 2h / 3$).

Phụ lục C

(Tham khảo)

Yêu cầu Vật liệu trong OCDI 2020

C1. Khái quát

C1.1 Lựa chọn vật liệu

Khi lựa chọn vật liệu, cần cân nhắc đến chất lượng và độ bền của chúng. Vật liệu chính cho các công trình hàng hải bao gồm thép, bê tông, vật liệu bitum, vật liệu đá, vật liệu gỗ, vật liệu kim loại không phải thép, nhựa, cao su, vật liệu sơn, vật liệu phun, vật liệu san lấp (bao gồm cả chất thải) và vật liệu tài nguyên có thể tái chế (ví dụ, xỉ, tro than, khối lượng bê tông, khối lượng đất nạo vét, khối lượng bê tông nhựa).

C 1.2 Tính chất vật lý của vật liệu

Các đặc tính vật lý của vật liệu như độ bền, trọng lượng đơn vị, hệ số ma sát và các đặc tính khác phải được thiết lập thích hợp trên cơ sở các giá trị tiêu chuẩn của Tiêu chuẩn công nghiệp Nhật Bản hoặc dữ liệu chất lượng thu được thông qua các thử nghiệm đáng tin cậy. Ngoài ra, các tính chất vật lý và thông số kỹ thuật mật cắt ngang của vật liệu phải được thiết lập thích hợp khi xem xét sự xuống cấp của vật liệu do các tác động của môi trường.

C. 2 Thép

C. 2.1 Yêu cầu chung

C. 2.1.1 Thép có nghĩa là thép cacbon và đối với các vật liệu kim loại không phải thép, các tên riêng tương ứng, chẳng hạn như thép không gỉ, titan và nhôm, được sử dụng. Bảng C.1 và C.2 liệt kê thép tuân thủ JIS và đã được sử dụng cho các công trình cảng tương đối thường xuyên.

C. 2.1.2 Nói chung, thép cường độ cao có nghĩa là thép kết cấu có độ bền kéo từ 490 N/mm² trở lên. Một trong những đặc điểm quan trọng của thép cường độ cao là tỷ lệ chảy (tỷ lệ giữa cường độ chảy trên cường độ kéo) càng lớn khi cường độ của thép được nâng cao.

C. 2.1.3 Thép chống ăn mòn trong khí quyển được phân loại thành Loại W để sử dụng mà không cần sơn và Loại P để sử dụng với sơn.

C. 2.1.4 Cọc ván thép hình H, có chiều rộng rộng hơn so với cọc ván thép thông thường, đã được phát triển.

C. 2.1.5 Do chiều rộng được mở rộng trên mỗi tấm, chúng được đặc trưng bởi hiệu quả kinh tế, khả năng làm việc và độ tin cậy của công trình được cải thiện.

C. 2.1.6 Khi sử dụng thép cuộn cho các kết cấu chung, thép cuộn cho kết cấu hàn và thép chống ăn mòn trong khí quyển được cán nóng cho kết cấu hàn, có thể chọn độ dày theo Hình C.1.

C. 2.1.7 Khi sử dụng thép có độ dày nhỏ hơn 8 mm, phải tuân theo Thông số kỹ thuật và Bình luận cho Cầu đường cao tốc [41].

C. 2.1.8 Các giới hạn trên của độ dày đã được quy định cho các loại thép tương ứng theo tiêu chuẩn JIS vì thép được sử dụng cho các bộ phận có độ dày lớn đòi hỏi một lượng lớn cacbon phụ gia để đạt được cường độ quy định và việc bổ sung cacbon tăng lên gây ra hiện tượng thu nhỏ không đủ các hạt tinh thể trong quá trình cán và do đó làm trầm trọng thêm độ giòn của vết cắt.

Bảng C.1 - Tiêu chuẩn chất lượng thép (JIS) 1)

Loại Thép	Tiêu chuẩn		Kí hiệu ¹⁾		Ứng dụng
Kết cấu Thép	JIS G 3101	Thép cuộn cho kết cấu chung	SS400		Thép thanh, thép hình, thép tấm, thép dẹt, thép vằn
	JIS G 3106	Thép cuộn cho kết cấu hàn	SM400, SM490Y, SM570	SM490, SM520,	Thép hình, thép tấm, thép dẹt, thép dài
	JIS G 3114	Thép chống ăn mòn trong khí quyển được cán nóng cho kết cấu hàn	SMA400, SMA570	SMA490,	Thép hình, thép tấm
	JIS G 3140	Thép tấm cường độ cao năng suất hơn cho cầu	SBHS400, SBHS400W, SBHS500, SBHS500W, SBHS700, SBHS700W		Thép tấm
	JIS G 3136	Thép cuộn cho kết cấu xây dựng	SN400A, SN400C, SN490C	SN400B, SN490B,	Thép tấm, thép vằn, thép hình, thép dẹt
Ống Thép	JIS G 3444	Ống Thép carbon cho kết cấu chung	STK400, STK490		
Ống Thép	JIS A 5525	Cọc ống Thép	SKK400, SKK490		
	JIS A 5526	Cọc Thép H	SHK400, SHK400M, SHK490M		

Loại Thép	Tiêu chuẩn		Kí hiệu ¹	Ứng dụng
Cọc ván Thép	JIS A 5528	Cọc ván Thép cán nóng	SY295, SY390	
	JIS A 5523	Cọc ván thép cán nóng có thể hàn*2	SYW295, SYW390, SYW430	
	JIS A 5530	Cọc ván Thép	SKY400, SKY490	
Sản phẩm Thép đúc và rèn	JIS G 3201	Rèn Thép carbon để sử dụng chung	SF490A, SF540A	Cột neo, dây chuyền, v.v.
	JIS G 5101	Đúc Thép cacbon	SC450	
	JIS G 4051	Thép carbon để sử dụng kết cấu máy	S30CN, *3 S35CN*3	
	JIS G 5501	Gang xám	FC150, FC250	
Vật liệu hàn	JIS Z 3211	Các điện cực được che phủ cho thép nhẹ, thép cường độ cao và thép đáp ứng nhiệt độ thấp		Thép nói chung
	JIS Z 3214	Các điện cực được che phủ chống ăn mòn trong khí quyển – Thép chống		Thép chống ăn mòn trong khí quyển
	JIS Z 3312	Dây rằn để hàn MAG và MIG thép nhẹ, thép cường độ cao và thép đáp ứng nhiệt độ thấp		Thép nói chung
	JIS Z 3315	Dây rằn để hàn MAG và MIG chống ăn mòn khí quyển - Thép chống		Thép chống ăn mòn trong khí quyển
	JIS Z 3313	Dây quần thông lượng dùng để hàn hồ quang		Thép nói chung

Loại Thép	Tiêu chuẩn		Kí hiệu ¹	Ứng dụng
		kim loại được bảo vệ bằng khí và tự bảo vệ bằng thép nhẹ, thép cường độ cao và thép đáp ứng nhiệt độ thấp		
	JIS Z 3320	Dây quần thông lượng dùng để hàn hồ quang kim loại được bảo vệ bằng khí và tự bảo vệ bằng thép chống ăn mòn trong khí quyển		Thép chống ăn mòn trong khí quyển
	JIS Z 3183	Phân loại kim loại lỏng động của hàn hồ quang chìm cho thép cacbon và thép hợp kim thấp		Thép nói chung, Thép chống ăn mòn trong khí quyển
	JIS Z 3351	Dây rắn để hàn hồ quang chìm bằng thép cacbon và thép hợp kim thấp		
	JIS Z 3352	Chất trợ dung để hàn hồ quang chìm		
Vật liệu chung	JIS B 1180	Bu lông đầu lục giác và vít đầu lục giác		
	JIS B 1181	Bu lông đai ốc lục giác và đai ốc mỏng lục giác		
	JIS B 1186	Bộ bu lông lục giác có độ bền cao, đai ốc lục giác và vòng đệm tròn cho các khớp bám ma sát	F8T, F10T	
Dây	JIS G 3502	Thép cuộn Piano	SWRS	Thép cuộn piano, dây nhiệt dầu, thép PC,

Loại Thép	Tiêu chuẩn		Kí hiệu ^{*1}	Ứng dụng
				và dây thép bền, dây thép
	JIS G 3506	Dây thép carbon cao	SWRH	Dây thép cứng, dây nhiệt dầu, dây thép cứng PC, dây thép
	JIS G 3532	Dây thép cacbon thấp	SWM	
	JIS G 3536	Dây và cáp thép cho bê tông dự ứng lực	SWPR1, SWPD1, SWPR2, SWPD3, SWPR7, SWPR19	
Thanh	JIS G 3112	Thanh thép làm cốt bê tông	SR235, SR295, SD295A, SD295B, SD345	
	JIS G 3117	Thanh thép cuộn lại để gia cố bê tông	SRR235, SRR295, SDR235, SDR295, SDR345	
	JIS G 3109	Thanh thép cho bê tông dự ứng lực	Lớp A, Loại 2; SBPR 785/1030 Lớp B, Loại 1; SBPR 930/1080 Lớp B, Loại 2; SBPR 930/1180 Lớp C, Loại 1; SBPR 1080/1230	

Ghi chú:

* 1: Các ký hiệu được sử dụng cho thép trong JIS có các hậu tố. Ví dụ, JIS sử dụng SM400A, SM400B và SM400C để phân loại dòng SM400. Tuy nhiên, trong bảng trên, các hậu tố này bị lược bỏ.

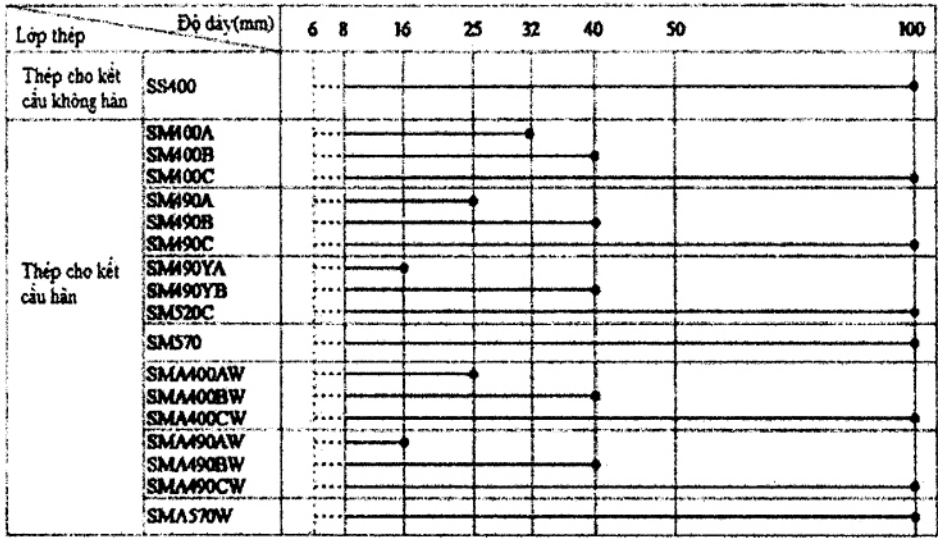
* 2: Cần thiết phải tiêu chuẩn hóa các cọc ván thép có khả năng hàn phù hợp để ứng phó với các trường hợp đứt đoạn hàn trên cọc ván thép do động đất. Do đó, xem xét tầm quan trọng của việc tiếp tục vận hành các tiêu chuẩn hiện có đối với cọc ván thép để sử dụng không liên quan đến hàn, đặc biệt là sử dụng tạm thời, Cọc ván thép cán nóng có thể hàn JIS A 5523 đã được tiêu chuẩn hóa tách biệt với JIS A 5528 Hot- thông thường cọc ván thép cuộn.

* 3: Các vật liệu được tiêu chuẩn hóa như S30C và S35C trong JIS G 4051 được coi là được xử lý thành các vật liệu được tiêu chuẩn hóa tương ứng là S30CN và S35CN thông qua việc chuẩn hóa để thỏa mãn các tính chất cơ học được chỉ định trong tài liệu giải thích kèm theo JIS G 4051.

Bảng C.2 - Các hình dạng tiêu chuẩn của thép (JIS)

Loại Thép		Tiêu chuẩn	Vật liệu Đã sử dụng
Kết cấu Thép	Thanh Thép	JIS G 3191	SS400
	Thép hình	JIS G 3192	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SM570, SMA400, SMA490, SMA570
	Thép tấm và Thép dải	JIS G 3193	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SM570, SMA400, SMA490, SBHS400, SBHS500, SBHS700, SBHS400W, SBHS500W, SBHS700W
	Thép phẳng	JIS G 3194	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520
Cọc	Cọc ống Thép	JIS A 5525	SKK400, SKK490
	Cọc Thép hình chữ H	JIS A 5526	SHK400, SHK400M, SHK490M
Cọc ván	Cọc ván Thép cán nóng	JIS A 5528	SY295, SY390
	Cọc ván Thép cán nóng có thể hàn	JIS A 5523	SYW295, SYW390, SYW430
	Cọc ván Thép	JIS A 5530	SKY400, SKY490
Vật liệu chung	Bu lông đầu lục giác và vít đầu lục giác	JIS B 1180	
	Bu lông đai ốc lục giác và đai ốc mỏng lục giác	JIS B 1181	
	Bộ bu lông lục giác có độ bền cao, đai ốc lục giác và vòng đệm trơn cho các khớp bám ma sát	JIS B 1186	F8T, F10T

Bê tông cốt Thép	Thép thanh gia cố bê tông	JIS 3112	G	SR235, SR295, SD295, SD345
	Thép thanh cuộn để gia cố bê tông	JIS 3117	G	SRR235, SRR295, SDR235
Bê tông ứng suất trước	Dây và cáp thép cho bê tông dự ứng lực	JIS 3536	G	SWPR, SWPD
	Thép thanh cho bê tông dự ứng lực	JIS 3109	G	SBPR, SBPD
Vật liệu neo	Dây cáp	JIS 3525	G	SWRS, SWRH
	Chuỗi hàn neo đối đầu	JIS 3303	F	
Lưới Thép	Thép dây hàn	JIS 3551	G	WFP, WFR, WFI



Hình C.2 - Tiêu chuẩn chọn độ dày theo cấp thép

C.2.2 Các giá trị đặc trưng của thép

C.2.2.1 Các giá trị đặc trưng của thép và thép đúc được yêu cầu trong kiểm tra tính năng phải được thiết lập thích hợp có xem xét đến các đặc tính về độ bền.

C.2.2.2 Các giá trị đặc trưng của các hằng số thép

Nói chung, các giá trị trong Bảng C.3 có thể được sử dụng cho mô đun Young, mô đun cắt, tỷ số Poisson và hệ số giãn nở tuyến tính của thép và thép đúc. Đối với các hằng số của thép dùng cho bê tông cốt thép và bê tông ứng suất trước, tham khảo các giá trị trong Quy định kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông.

Bảng C.3 - Các hằng số thép

Mô đun Young	E	2.0 x 10 ⁵ N/mm ²
Mô đun cắt	G	7.7 x 10 ⁴ N/mm ²
Tỷ số Poisson	ν	0.30
Hệ số giãn nở tuyến tính	α	12 x 10 ⁻⁶ 1/°C

C.2.2.3 Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy

Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của thép và thép đúc phải được thiết lập thích hợp trên cơ sở kết quả thử nghiệm.

C.2.2.3.1 Thép kết cấu

(a) Nói chung, các giá trị trong Bảng C.4 có thể được sử dụng cho các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của thép kết cấu tùy thuộc vào loại thép và độ dày.

Bảng C.4 - Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của thép kết cấu

Lớp Thép	Chiều dày mm	Ứng suất kéo N/mm ²	Ứng suất nén N/mm ²	Ứng suất cắt ¹ N/mm ²	Chịu ứng suất (giữa các tấm thép) N/mm ²	Độ bền kéo N/mm ²
SS400	< 16	245 trở lên	245 trở lên	141	368	400 đến 510
	16 đến 40	235 trở lên	235 trở lên	136	353	
	40 đến 100	215 trở lên	215 trở lên	124	323	
	100 <	205 trở lên	205 trở lên	118	308	
SM400	< 16	245 trở lên	245 trở lên	141	368	400 đến 510 (<540) ²
SMA400	16 đến 40	235 trở lên	235 trở lên	136	353	
	40 đến 75	215 trở lên	215 trở lên	124	323	
	75 đến 100	215 trở lên	215 trở lên	124	323	

	100 đến 160	205 trở lên	205 trở lên	118	308	
	160 đến 200	195 trở lên	195 trở lên	113	293	
SM490	< 16	325 trở lên	325 trở lên	188	488	490 đến 610
	16 đến 40	315 trở lên	315 trở lên	182	473	
	40 đến 75	295 trở lên	295 trở lên	170	443	
	75 đến 100	295 trở lên	295 trở lên	170	443	
	100 đến 160	285 trở lên	285 trở lên	165	428	
	160 đến 200	275 trở lên	275 trở lên	159	413	
SM490Y SMA490	< 16	365 trở lên	365 trở lên	211	548	490 đến 610
	16 đến 40	355 trở lên	355 trở lên	205	533	
	40 đến 75	335 trở lên	335 trở lên	193	503	
	75 đến 100	325 trở lên	325 trở lên	188	488	
	100 đến 160	305 trở lên	305 trở lên	176	458	
	160 đến 200	295 trở lên	295 trở lên	170	443	
SM520	< 16	365 trở lên	365 trở lên	211	548	520 đến 640
	16 đến 40	355 trở lên	355 trở lên	205	533	
	40 đến 75	335 trở lên	335 trở lên	193	503	
	75 đến 100	325 trở lên	325 trở lên	188	488	
SM570 SMA570	< 16	460 trở lên	460 trở lên	266	690	570 đến 720
	16 đến 40	450 trở lên	450 trở lên	260	675	
	40 đến 75	430 trở lên	430 trở lên	248	645	

	75 đến 100	420 trở lên	420 trở lên	242	630	
SBHS400 SBHS400W	6 đến 100	400 trở lên	400 trở lên	231	600	490 đến 610
SBHS500 SBHS500W	6 đến 100	500 trở lên	500 trở lên	289	750	570 đến 720
SBHS700 SBHS700W	6 đến 75	700 trở lên	700 trở lên	404	1050	780 đến 930

* 1: Tiêu chí chảy von Mises được áp dụng để tính toán ứng suất do cắt.

* 2: Trị số bên trong dấu ngoặc đơn cho giá trị của SMA400.

(b) Khi cơ chế tiếp xúc giữa hai bề mặt thép là một mặt phẳng với một mặt phẳng (kể cả mặt trụ và mặt cong gần với mặt phẳng), ứng suất chảy chịu lực ép có thể được đặt lớn hơn 50% so với ứng suất kéo. Trong trường hợp tiếp xúc giữa bề mặt thép hình cầu (hoặc hình trụ) và bề mặt thép phẳng trên một diện tích rất nhỏ, ứng suất chảy chịu lực ép có thể được tính theo công thức Hertz trong Thông số kỹ thuật và Bình luận cho Cầu đường cao tốc [41] khi cần thiết.

C.2.2.3.2 Giá trị đặc trưng của cọc thép và cọc ván thép

(a) Nói chung, các giá trị trong Bảng C.5 có thể được sử dụng cho các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của cọc thép và cọc ván thép phụ thuộc vào mác thép và loại ứng suất (đối với hệ số giảm của ứng suất chảy khi chịu nén dọc trục của cọc thép, có thể tham khảo Phần III, Chương 5, 5.2.4 Xác minh tính năng của bển kiểu hở trên các cọc đứng, OCDI 2020. Có những trường hợp sử dụng thép cường độ cao tương đương với cấp SM490Y, SM520 và SM570 cho cọc thép mặc dù thép của các cấp này không được tiêu chuẩn hóa bởi JIS.

Bảng C.5 - Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của cọc thép và cọc ống thép (N/mm²)

Loại ứng suất	Lớp Thép	SKK400	SKK490
		SHK400	SHK490M
		SHK400M	SKY490
		SKY400	
Ứng suất kéo dọc trục (trên diện tích mặt cắt ngang bản ¹⁾)		235	315
Ứng suất kéo khi uốn (trên diện tích mặt cắt ngang bản ¹⁾)		235	315
Ứng suất nén uốn (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản ²⁾)		235	315
Ứng suất cắt (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản ²⁾)		136	182

* 1: Diện tích mặt cắt ngang có xét đến sự mất một phần diện tích như lỗ bu lông.

* 2: Tổng diện tích mặt cắt ngang mà không tính đến mất một phần diện tích.

(b) Tiêu chí chảy von Mises được áp dụng để tính toán ứng suất do cắt.

(c) Khi cần kết hợp ứng suất dọc trục và ứng suất cắt, ứng suất chảy có thể được thiết lập theo Thông số kỹ thuật và Bình luận cho Cầu đường cao tốc [41]

(d) Độ bền uốn dọc khác nhau, tùy thuộc vào điều kiện của các bộ phận chịu sự uốn dọc và do đó, sẽ được thiết lập thích hợp trong quá trình xác minh các công trình tương ứng.

C.2.2.3.3 Cọc ván thép

(a) Nói chung, các giá trị trong Bảng C.6 có thể được sử dụng cho các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của cọc ván thép tùy thuộc vào mác thép và loại ứng suất.

Bảng C.6 - Các giá trị đặc trưng của ứng suất năng suất của cọc thép tấm

(N/mm²)

Loại ứng suất	Lớp Thép	SY295	SY390	SYW430
		SYW295	SYW390	
Ứng suất kéo khi uốn (trên diện tích mặt cắt ngang bản)		295	390	430
Ứng suất nén uốn (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản)		295	390	430
Ứng suất cắt (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản)		170	225	248

b) Tiêu chí chảy von Mises được áp dụng để tính toán ứng suất do cắt.

C.2.2.3.4 Các sản phẩm thép đúc và rèn

(a) Nói chung, các giá trị trong Bảng C.7 có thể được sử dụng cho các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của các sản phẩm tấm đúc và rèn tùy thuộc vào cấp thép và loại ứng suất.

Bảng C.7 - Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của các sản phẩm tấm đúc và rèn

Loại ứng suất	Loại Thép	Thép rèn		Thép đúc	Thép cho kết cấu máy		Gang Thép	
		SF490 A	SF540 A	SC450	S30CN	S35CN	FC150	FC250
Ứng suất kéo dọc trục (trên diện tích mặt cắt ngang bản)		245	275	225	275	305	70	105
Ứng suất nén dọc trục (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản)		245	275	225	275	305	140	210
Ứng suất kéo khi uốn (trên diện tích mặt cắt ngang bản)		245	275	225	275	305	70	105
Ứng suất nén uốn (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản)		245	275	225	275	305	140	210
Ứng suất cắt (trên tổng diện tích mặt cắt ngang bản)		141	159	130	159	178	54	88

(b) Phương pháp tính toán ứng suất chảy chịu ép sử dụng công thức Hertz sẽ phù hợp với Thông số kỹ thuật và Bình luận cho Cầu đường cao tốc [41] khi cần thiết.

C.2.2.3.5 Ứng suất chảy của các mặt cắt hàn và vật liệu mối nối

(a) Nói chung, các giá trị trong Bảng C.8 có thể được sử dụng cho các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của các mặt cắt hàn, tùy thuộc vào cấp thép và loại ứng suất. Khi ghép các bộ phận thép có cường độ khác nhau, nói chung phải sử dụng các giá trị tương ứng với bộ phận thép có cường độ thấp hơn.

Bảng C.8 - Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của các mặt cắt hàn

(N/mm²)

Loại mối hàn		Loại ứng suất	Lớp Thép	SM400 SMA400 0	SM490 0	SM490 Y SM520 SMA490 0	SM570 SMA570 0	SBHS400 SBHS400 W	SBHS500 SBHS500 W	SBHS700 SBHS700 W
Thương hiệu hàn	Hàn rãnh h thâm nhập hoàn toàn	Ứng suất nén		235	315	355	450	400	500	700
		Ứng suất kéo		235	315	355	450	400	500	700
		Ứng suất cắt		136	182	205	260	231	289	404
	Hàn chỉ, hàn rãnh thâm nhập một phần	Ứng suất cắt		136	182	205	260	231	289	404
Hàn tại chỗ		Các giá trị tương tự như hàn tại xưởng về nguyên tắc								

(b) Xét đến sự tiến bộ của công nghệ hàn và nâng cao quản lý xây dựng tại chỗ, cũng như kiểm soát chất lượng, các giá trị đặc trưng tương tự của ứng suất chảy cho hàn tại xưởng có thể được áp dụng cho hàn tại chỗ, miễn là hàn tại chỗ được thực hiện bởi thợ hàn với các kỹ năng phù hợp trong môi trường làm việc thích hợp, như được quy định trong Thông số kỹ thuật và Bình luận cho Cầu đường cao tốc [42] và chất lượng hàn tại chỗ được kiểm soát ở cấp độ tương tự như hàn tại xưởng thông qua các

kiểm tra không phá hủy và ghi lại tiến độ công việc. Về cơ bản, nên tránh hàn dưới nước. Tuy nhiên, nếu cần thiết phải thực hiện hàn dưới nước, thì các giá trị ứng suất chảy đặc trưng của các phần chịu hàn dưới nước phải được thiết lập thích hợp, xem xét khả năng chất lượng hàn dao động lớn tùy thuộc vào môi trường làm việc. Khi quản lý và kiểm soát chất lượng xây dựng tại chỗ có thể được thực hiện đầy đủ, các giá trị đặc trưng cho hàn dưới nước nói chung có thể bằng 80% giá trị đặc trưng cho hàn tại xưởng.

(c) Đối với các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của bu lông và chốt neo, Bảng C.9 có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo. Đã có nhiều trường hợp sử dụng thép không gỉ cho bu lông neo và chốt (Tham khảo Phần II, Chương 11, 8.1 Vật liệu kim loại không phải là thép, OCDI 2020).

Bảng C.9 - Các giá trị đặc trưng của ứng suất chảy của bu lông neo và chốt (N/mm²)

Loại	Loại ứng suất	Lớp thép	SS400	S35CN
Chốt neo	Ứng suất cắt		100	133
Ghim	Ứng suất uốn		320	438
	Ứng suất cắt		168	235
	Ứng suất chịu ép		353	470

(d) Các thông số kỹ thuật của bu lông neo trong phần này dựa trên giả định rằng chúng đang được chôn vào trong bê tông. Xét việc lắp đặt bu lông neo có thể có vấn đề và cường độ của bu lông neo cần phải cân bằng với cường độ của bê tông đỡ, các giá trị thiết kế của bu lông neo phải được tính toán để có đủ dự trữ an toàn. Ngoài ra, có thể tham khảo các Khuyến nghị về Thiết kế và Thi công Neo lắp sau trong bê tông [43].

(e) Các chốt không có nguy cơ bị tập trung ứng suất vì chúng không yêu cầu lỗ bu lông, không giống như thép tấm và thép hình, hoặc thường không yêu cầu các vết cắt. Ngoài ra, các mục xác minh của chốt thường là khả năng chống cắt và ứng suất chịu nén, không giảm giá trị giới hạn đối với ứng suất cắt ngay cả khi lực cắt có kèm theo trượt. Khi xem xét các điểm này, các giá trị của ứng suất cắt đối với các chốt lớn hơn các giá trị trong Bảng C.4 và C.7.

(f) Các giá trị đặc trưng ứng suất chảy của bu lông hoàn thiện có thể được thiết lập với tham chiếu đến các giá trị trong Bảng C.10. Các giá trị tham chiếu của ứng suất kéo trong Bảng C.10 là ứng suất chảy của bu lông đầu lục giác được quy định trong JIS B 1180. Các đặc tính cơ học của bu lông đầu lục giác được quy định cho các phân loại độ bền tương ứng trong JIS B 1051 Đặc tính cơ học của ốc vít làm bằng thép cacbon và thép hợp kim. Các giá trị trong bảng dưới đây là các giá trị dành cho phân loại độ bền 4,6; 8,8 và 10,9 [86].

Bảng C.10 - Ứng suất chảy của bu lông thành phẩm (N/mm²) [86]

Loại ứng suất	Phân loại cường độ theo JIS B 1051	4.6	8.8	10.9
Ứng suất kéo		240	660	940
Ứng suất cắt		140	380	540
Ứng suất đỡ trực		360	990	1410

(g) Đinh tán truyền lực tiết diện đáng tin cậy từ các cấu kiện thép (như cọc ống thép và cọc ván thép) sang bê tông cốt thép. Các giá trị đặc tính ứng suất chảy của các đinh tán có đầu có thể được đặt với tham chiếu đến các giá trị trong Bảng C.11.

Bảng C.11 - Hình dạng, kích thước và tính chất cơ học của đinh tán có đầu

Tên danh nghĩa	Chiều dài danh nghĩa	Đường kính trục	Đường kính đầu	Độ dày đầu (Tối thiểu)	Điểm chảy 0.2% Cường độ chảy (N/mm ²)	Độ bền kéo (N/mm ²)	Độ giãn dài (%)
13	80, 100, 120	13	22	10	235	400 đến 500	20% trở lên
16		16	29				
19	80, 100, 130,	19	32				
22	150	22	35				

C.2.3 Ăn mòn thép

C.2.3.1 Yêu cầu chung

Thép được sử dụng cho các công trình cảng nói chung là trong môi trường ăn mòn nghiêm trọng. Các bộ phận thép chịu sự ăn mòn cục bộ đặc biệt nghiêm trọng ở các phần ngay bên dưới trung bình mực nước thấp.

C.2.3.2 Ăn mòn thép

a) Thép bị ăn mòn do ảnh hưởng của môi trường xung quanh. Môi trường ăn mòn đối với thép thay đổi rất nhiều. Trong môi trường công trình cảng, nơi các giá trị pH của nước biển, nước ngọt và đất được coi là gần như trung tính, nước và oxy đóng vai trò quan trọng trong quá trình ăn mòn thép. Khi nhúng thép vào dung dịch nước trung tính, có rất nhiều pin ăn mòn, bao gồm cực dương và cực âm, hình thành trên bề mặt thép. Nói chung, các phản ứng hóa học, được biểu diễn bằng các biểu thức (C.1) và (C.2), diễn ra ở cực dương và cực âm của pin ăn mòn có trọng lượng tương đương.



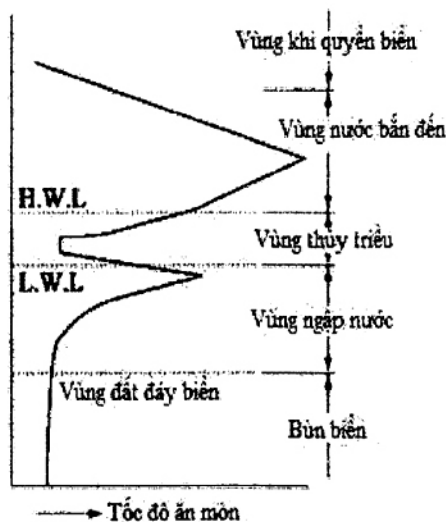
Sự hòa tan của thép, biểu diễn bằng biểu thức (C.1), được gọi là phản ứng ăn mòn anốt, và sự khử oxy, biểu diễn bằng biểu thức (C.2), được gọi là phản ứng ăn mòn catốt. Khi đó, phản ứng ăn mòn thép có thể được biểu diễn bằng biểu thức (C.3).



Fe(OH)₂ trong biểu thức (C.3) lắng đọng trên bề mặt thép, trải qua quá trình tổng hợp oxy hóa và khử nước, và cuối cùng biến thành oxit sắt ngậm nước phức tạp được gọi là gỉ.

b) Hình C.2 cho thấy sự phân bố ăn mòn điển hình theo chiều sâu của một bộ phận bằng thép được lắp đặt trong nước biển. Như có thể thấy bị ăn mòn đặc biệt nghiêm trọng. Trong vùng nước bắn đến, điểm ngay trên H.W.L. có tốc độ ăn mòn nhanh nhất.

Ngược lại, trong phần chìm của thép, điểm nằm ngay dưới vùng thủy triều có tốc độ ăn mòn nhanh nhất. Tuy nhiên, tốc độ ăn mòn trong phần này thay đổi đáng kể, tùy thuộc vào điều kiện môi trường và hình dạng mặt cắt của các bộ phận thép dài. Đối với kết cấu cọc ván thép và cọc ống thép, tốc độ ăn mòn ngay dưới M.L.W.L. lớn hơn các phần ngập nước khác và trong trường hợp cực đoan, lớn hơn các phần ở các vùng nước bắn đến. Ăn mòn cục bộ tăng cường như vậy được gọi là ăn mòn tập trung.



Hình C.2 - Ví dụ về cấu hình giảm độ dày của ống thép không có lớp bảo vệ chống ăn mòn

C.2.3.3 Tốc độ ăn mòn của thép

a) Tốc độ ăn mòn thép thay đổi tùy thuộc vào điều kiện môi trường ăn mòn. Tốc độ ăn mòn của thép được sử dụng cho các công trình cảng bị ảnh hưởng phần lớn bởi điều kiện khí tượng trong các vùng nước, độ mặn và ô nhiễm của nước biển, có hay không của dòng nước sông và các điều kiện môi trường nước khác.

b) Bảng C.12 trình bày các giá trị tiêu chuẩn của tốc độ ăn mòn thép. Các giá trị này là giá trị trung bình thu được khi tổng hợp kết quả khảo sát các kết cấu thép hiện có. Trong đó, cần lưu ý rằng tốc độ ăn mòn của ăn mòn tập trung có thể lớn hơn đáng kể so với tốc độ ăn mòn trong Bảng C.12.

c) Tốc độ ăn mòn của thép trong đất nói chung là nhỏ. Tuy nhiên, có thể có trường hợp thép trong đất có tốc độ ăn mòn lớn phụ thuộc vào tính chất vật lý (kích thước hạt, độ ẩm và điện trở suất của đất) và tính chất hóa học (pH, oxy hòa tan và hoạt động của vi sinh vật).

d) Trong không gian kín, chẳng hạn như bên trong cọc ống thép, thép không được coi là bị ăn mòn vì không có nguồn cung cấp oxy.

e) Xói mòn do cát là hiện tượng cát chuyển động làm lộ bề mặt thép trần bằng cách loại bỏ các lớp gỉ bên ngoài, làm tăng tốc độ ăn mòn. Có trường hợp xói mòn cát trên cọc ván thép được xây dựng như mỏ hàn kiểm soát trầm tích, gây ra Tốc độ ăn mòn trung bình của phần cọc ván thép ngay trên bề mặt cát tăng lên 1,25 đến 2,39 mm mỗi năm. Người ta nói rằng tốc độ ăn mòn có thể cao hơn các trường hợp trên khi mức độ bề mặt cát biến động nhỏ và xói mòn cát tập trung vào các khu vực ngay trên bề mặt cát. Việc áp dụng bảo vệ catốt cho thép có thể kiểm soát tiến trình xói mòn cát.

Bảng C.12 - Các giá trị tiêu chuẩn của tốc độ ăn mòn thép

Môi trường ăn mòn		Tốc độ ăn mòn (mm/năm)
Phía biển	Trên H. W. L	0.3
	H. W. L đến dưới L. W. L 1m	0.1 đến 0.3
	Trong nước biển	0.1 đến 0.2
	Trong bùn biển	0.03
Đất liền	Trên mặt đất trong không khí	0.1
	Dưới đất ^{*1}	
	a, Trên mực nước dư	0.03
	b, Dưới mực nước dư	0.02

* 1: Bao gồm mặt sau của cọc ván thép

C.2.4 Bảo vệ chống ăn mòn thép

C.2.4.1 Yêu cầu chung

a) Các biện pháp chống ăn mòn cho thép phải được thực hiện một cách thích hợp theo cách thực hiện phương pháp bảo vệ catốt, phương pháp phủ bảo vệ hoặc các phương pháp bảo vệ chống ăn mòn khác.

Để thiết kế bảo vệ chống ăn mòn cho thép, tham khảo Phần III, Chương 2, 1.3.5 Thiết kế chống ăn mòn cho thép, OCDI 2020.

b) Để bảo vệ chống ăn mòn tổng thể, tham khảo Sổ tay Bảo vệ chống ăn mòn và công tác Bảo trì cho các Công trình Cảng bằng thép (2009) [44].

C.2.4.2 Phương pháp bảo vệ catốt

a) Bảo vệ catốt có thể được phân loại thành phương pháp anot điện và phương pháp dòng điện ngoài tùy thuộc vào hệ thống cung cấp năng lượng.

Trong phương pháp cực dương mạ, các cực dương làm bằng kim loại có điện thế âm đối với thép, chẳng hạn như nhôm (Al), magiê (Mg) hoặc kẽm (Zn), được kết nối với kết cấu thép. Dòng điện sinh ra do hiệu điện thế giữa hai loại kim loại được dùng làm dòng điện bảo vệ. Hầu hết tất cả các biện pháp bảo vệ catốt được sử dụng cho các kết cấu thép cảng ở Nhật Bản là phương pháp anot mạ, chủ yếu là vì dễ bảo trì. Tính năng của vật liệu anot mạ được tóm tắt trong Bảng C.13. Cực dương hợp kim nhôm là: lớn nhất về công suất phát điện trên một đơn vị khối lượng; hiệu quả kinh tế cao và thích hợp với môi trường nước biển cũng như bùn đáy biển. Do đó, cực dương hợp kim nhôm thường được sử dụng cho các kết cấu thép cảng.

Trong phương pháp dòng điện ngoài, dòng điện bảo vệ chạy từ nguồn điện một chiều bên ngoài đến kết cấu thép, với các điện cực âm và điện cực ngược được kết nối tương ứng với kết cấu thép và cực dương của nguồn điện. Điện cực dựa trên bạch kim hoặc điện cực phủ oxit thường được sử dụng trong nước biển. Bởi vì phương pháp dòng điện ngoài cho phép kiểm soát điện thế đầu ra một cách linh hoạt, nó có thể được áp dụng cho các môi trường thay đổi nhanh chóng do thủy triều hoặc dòng chảy mạnh của nước sông và những nơi cần kiểm soát điện thế tốt.

Bảng C.13 - So sánh tính năng của vật liệu anot mạ

Các đặc trưng		Al-Zn-In	Nguyên chất Zn, Hợp kim Zn	Nguyên chất Mg - Mn	Mg – 6Al – 3Zn
Trọng lượng riêng					
Điện thế anot mạch kín (V) (so với S.C.E.)		2.6 đến 2.8	7.14 -1.00	1.74 -1.55	1.77 -1.45
Chênh lệch điện thế có hiệu đối với sắt (V)		-1.05 0.25	0.20	0.75	0.65
Điện lượng hiệu dụng lý thuyết (A- h/kg)		2,700 2,900	đến 820	2,200	2,210
Trong nước biển với	Điện lượng hiệu dụng	2,600	780	1,100	1,220

1 mA/cm ² * ¹	(A h/kg) Mức tiêu thụ (Kg/A/Năm)	3.4	11.8	8.0	7.2
Trong đất với 0.03 mA/cm ² * ¹	Điện lượng hiệu dụng (A h/kg)	1,860* ²	530	880	1,110
	Mức tiêu thụ (Kg/A/Năm)	4.7	16.5	10.0	7.9
Môi trường áp dụng * ³		Trong nước biển và đất vùng biển	Trong nước biển	Trong đất liền và nước ngọt	Trong đất liền và nước ngọt

* 1: Mật độ dòng điện áp dụng cho các mẫu thử của vật liệu anốt như quy định trong phương pháp thử nghiệm trong phòng thí nghiệm của Anốt Mạ để Bảo vệ Catốt (JSCE S-9301), tiêu chuẩn của Hiệp hội Kỹ thuật Ăn mòn Nhật Bản.

* 2: Giá trị thiết kế 1,860 A • h / kg được sử dụng làm công suất phát điện (điện lượng hiệu dụng) của cực dương hợp kim nhôm sử dụng trong đất vùng biển. Khi xét đến sự dao động có thể có của lượng điện hiệu dụng và điện thế hiệu dụng tùy thuộc vào môi trường nơi các cực dương hợp kim nhôm được lắp đặt, các thử nghiệm xác minh để xác nhận tính năng của các cực dương này đã được các cơ quan hữu quan tiến hành. Các kết quả thử nghiệm sẽ có sẵn để sử dụng trong thiết kế các cực dương hợp kim nhôm được lắp đặt trong đất vùng biển.

* 3: Nên chọn anốt thích hợp thông qua khảo sát và thử nghiệm trong trường hợp thực hiện phương pháp anốt mạ ở các vùng nước lợ và các vùng có tỷ số sức kháng khác nhau cũng như dòng chảy thủy triều mạnh.

b) Trong phương pháp cực dương mạ, các cực dương thường được cố định vào thép tại chỗ bằng phương pháp hàn dưới nước. Trong một số trường hợp, ví dụ, khi kết cấu thép kiểu jacket được lắp ráp trên bờ, các cực dương được cố định vào thép bằng phương pháp hàn tại xưởng.

Độ tin cậy của tính năng hàn dưới nước có thể được cải thiện bằng cách chú ý đến các điểm sau:

c) Để tránh ảnh hưởng xuống cấp của quá trình làm nóng và nguội đột ngột trong hoạt động hàn trên vật liệu cọc ván thép, phải bắt đầu và dừng hàn tại các vị trí không phải trên cọc ván thép mà trên các thanh lõi của cực dương.

d) Để tránh xuống cấp vật liệu do hàn anốt tạm thời, các vị trí hàn tạm thời phải được giới hạn trong các khu vực hàn cuối cùng.

C.2.4.3 Phương pháp sơn bảo vệ

C.2.4.3.1 Khái quát

Bảo vệ catốt không thể áp dụng được cho các phần của kết cấu thép cảng chỉ bị ngập trong nước biển trong một thời gian ngắn. Vì vậy, tốt hơn là áp dụng các phương pháp sơn phủ cho các phần này.

Năm loại phương pháp sơn bảo vệ sau đây thường được áp dụng cho kết cấu thép cảng.

- a) Sơn
- b) Lớp phủ hữu cơ
- c) Lớp phủ petrolatum
- d) Lớp phủ vô cơ
- e) Lớp phủ kim loại

C.2.4.3.2 Phạm vi áp dụng

Các phương pháp phủ bảo vệ vật thể khỏi bị ăn mòn bằng cách cách ly chúng khỏi các yếu tố môi trường ăn mòn.

Phạm vi áp dụng của các phương pháp phủ bảo vệ khác nhau tùy thuộc vào phương pháp phủ. Một số loại được áp dụng chủ yếu để bảo vệ chống ăn mòn trong vùng thủy triều và vùng nước bắn đến, cũng như trong khí quyển biển, và các loại khác có thể được áp dụng để chống ăn mòn, không chỉ trong vùng thủy triều và nước bắn đến, mà còn trong nước biển. Các phương pháp phủ bảo vệ áp dụng để bảo vệ chống ăn mòn trong nước biển được phân loại thành các phương pháp có hoặc không áp dụng kết hợp với các phương pháp bảo vệ catốt. Ngoài ra, một số phương pháp phủ bảo vệ chỉ áp dụng cho các công trình mới và một số phương pháp khác có thể áp dụng cho cả công trình mới và hiện có.

C.2.4.3.3 Khả năng chống ăn mòn của vật liệu phủ bị ảnh hưởng bởi tay nghề công nhân (đặc biệt là chuẩn bị bề mặt). Mục đích của việc chuẩn bị bề mặt là: để loại bỏ các chất bám trên bề mặt thép, chẳng hạn như gỉ, dầu mỡ và ô nhiễm có hại cho các đặc tính chống dính và chống ăn mòn của vật liệu phủ; và cung cấp độ nhám bề mặt có hiệu quả để đảm bảo độ kết dính ban đầu của vật liệu phủ. Các vật liệu phủ khác nhau yêu cầu các loại chuẩn bị bề mặt khác nhau để đảm bảo các đặc tính chống ăn mòn và tuổi thọ của chúng.

Bởi vì bề mặt thép sau khi chuẩn bị bề mặt hoạt động hóa học và trải qua quá trình oxy hóa nhanh chóng, vật liệu phủ phải được phủ lên bề mặt thép ngay sau khi chuẩn bị bề mặt. Ngoài ra, cần chú ý không làm hỏng bề mặt đã phủ trong khi thi công vật liệu phủ.

C.2.4.3.4 Sơn

Sơn là phủ sơn lên bề mặt sắt thép để tạo màng sơn trên chúng khi sơn khô. Sơn có thể ngăn thép bị ăn mòn nhờ tác dụng cách ly thép với môi trường ăn mòn và tác dụng của chất tạo màu chống rỉ. Sơn bao gồm nhựa, là thành phần chính của chất tạo màu và màng sơn, chất phụ gia và dung môi. Sơn có nhiều ưu điểm so với các phương pháp chống ăn mòn khác. Ví dụ, nó có thể được thực hiện thông qua ứng dụng đơn giản. Sơn từ lâu đã được sử dụng như một phương pháp bảo vệ chống ăn mòn của kết cấu thép. Ngoài ra, do tính năng chống ăn mòn của sơn ngày càng được cải thiện, do sự phát triển của công nghệ sơn và sơn nên nhiều công trình thép cảng cũng đã sử dụng sơn như một phương pháp chống ăn mòn.

Các loại sơn thường được sử dụng cho bức tranh như sau.

- Sơn hàng hải (sơn epoxy dày hàng hải, sơn epoxy vảy thủy tinh hàng hải, v.v.)
- Sơn khác (sơn nhựa flo, sơn nhựa polyurethane, sơn nhựa polyester, v.v.)

C.2.4.3.5 Lớp phủ hữu cơ

Lớp phủ hữu cơ không thuận lợi về khả năng thi công, khả năng sửa chữa và chi phí xây dựng vì nó đòi hỏi độ dày màng lớn hơn sơn, điều này làm cho lớp phủ hữu cơ có độ bền cao. Lớp phủ hữu cơ đã được sử dụng trong các trường hợp đặc biệt nghiêm trọng, chẳng hạn như bảo vệ chống ăn mòn trong nước biển, vùng thủy triều cũng như vùng nước bắn đến, đòi hỏi phải cách ly môi trường có hiệu quả cao hoặc kéo dài thời gian phục vụ chống ăn mòn.

Các loại lớp phủ hữu cơ được sử dụng rộng rãi như sau.

a) Lớp phủ chống ăn mòn hạng nặng (lớp phủ đàn hồi uretan, lớp phủ polyetylen) Lớp phủ chống ăn mòn hạng nặng được áp dụng cho cọc ống thép, cọc ván thép và cọc ván thép trong các nhà máy có máy chuyên dụng. Các vật liệu có sẵn cho lớp phủ bảo vệ chống ăn mòn hạng nặng là chất đàn hồi uretan và polyetylen. Việc áp dụng vật liệu phủ cho các sản phẩm thép có thể được thực hiện thông qua hệ thống sản xuất hàng loạt dưới sự kiểm soát chất lượng kỹ lưỡng. Độ dày lớp phủ khoảng 2 đến 3 mm.

b) Lớp phủ xây dựng siêu cao

Như trường hợp của sơn, lớp phủ màng siêu dày áp dụng vật liệu lỏng cho thép. Lớp phủ màng siêu dày cho phép màng bền có độ dày từ 1 đến 3 mm mà không thể đạt được bằng cách sơn có thể được tạo thành trong một số ứng dụng nhỏ. Lớp phủ màng siêu dày có thể được áp dụng cho kết cấu thép có hình dạng phức tạp hoặc kết cấu quy mô lớn và thường được thực hiện trong các nhà máy.

c) Lớp phủ nhựa đóng rắn dưới nước

Lớp phủ nhựa đóng rắn dưới nước là một phương pháp để phủ thép, được đặt trong vùng thủy triều và vùng nước bắn đến, sử dụng các vật liệu có khả năng áp dụng cho thép dưới nước. Thành phần chính của vật liệu là nhựa epoxy thủy lực. Lớp phủ nhựa đóng rắn dưới nước được phân thành hai loại: một là loại bột trát tạo thành lớp phủ màng siêu dày bằng cách áp dụng thủ công bột trát như vật liệu phủ lên thép giống như công việc trát bột; và loại còn lại là loại sơn áp dụng vật liệu lỏng cho thép với pallet cao su.

C.2.4.3.6 Lớp phủ Petrolatum

Lớp phủ petrolatum phủ lên bề mặt thép bằng vật liệu chống ăn mòn sử dụng petrolatum, là một loại sáp dầu mỏ được tách ra từ dầu thô thông qua quá trình chưng cất áp suất giảm. Bề mặt thép được sơn phủ được cung cấp các lớp bảo vệ để đảm bảo độ bền lâu dài của màng chống ăn mòn trên bề mặt thép bằng cách bảo vệ chúng khỏi các lực bên ngoài, chẳng hạn như sóng và tác động của các vật nổi. Tùy thuộc vào các loại vật liệu được sử dụng cho vỏ bảo vệ, lớp phủ petrolatum phần lớn được phân loại thành phương pháp phủ bảo vệ bằng nhựa và phương pháp phủ bảo vệ kim loại chống ăn mòn. Vật liệu chống ăn mòn Petrolatum có sẵn ở các dạng: băng hoặc tấm vải không dệt được ngâm tẩm với

petrolatum và chất ức chế ăn mòn như một chất phụ gia; dán băng petrolatum làm lớp sơn lót; và các loại băng có chứa thành phần mỡ bôi trơn. Các vật liệu chống ăn mòn petrolatum có thể kiểm soát sự tiến triển của rỉ sét vì: chúng có độ bám dính và độ dẻo để bám chắc vào bề mặt thép; chúng có thể bám dính trong thời gian dài mà không bị khô cứng hoặc bay hơi; đặc tính không thấm nước của chúng có thể cách ly bề mặt thép khỏi độ ẩm và không khí; và chất ức chế ăn mòn có trong keo dán petrolatum tạo thành màng chống ăn mòn trên bề mặt thép.

C.2.4.3.7 Lớp phủ vô cơ

Lớp phủ vô cơ, được sử dụng cho kết cấu thép cảng bao gồm vữa, bê tông và lớp phủ mạ điện. Lớp phủ vô cơ còn được gọi là phương pháp bảo vệ chống ăn mòn được thực hiện tại chỗ.

a) Lớp phủ vữa

Phủ vữa là một phương pháp bảo vệ chống ăn mòn, phủ lớp vữa lên bề mặt kết cấu thép để tạo độ kiềm mạnh cho vữa xi măng, ngăn nước biển ăn mòn bề mặt thép. Có trường hợp vữa xi măng bị nứt, bị bong tróc một phần hoặc bị cuốn trôi bởi sóng biển và tác động của gỗ trôi. Do đó, để ngăn ngừa vữa xi măng giảm đáng kể chức năng bảo vệ chống ăn mòn ngay cả trong những trường hợp như vậy, về cơ bản lớp phủ vữa được cung cấp các vỏ bảo vệ.

b) Lớp phủ bê tông

Phủ bê tông là phương pháp phủ lên bề mặt thép bằng bê tông cốt thép. Lớp phủ bê tông có khả năng chịu lực bên ngoài tốt hơn lớp phủ vữa và do đó, có lợi trong môi trường có rủi ro về sóng và tác động nghiêm trọng từ gỗ trôi. Về cơ bản, lớp phủ bê tông không yêu cầu lớp vỏ bảo vệ, có thể nâng cao độ bền của lớp phủ bê tông.

c) Lớp phủ mạ điện

Lớp phủ mạ điện là phủ lên bề mặt thép vật chống ăn mòn theo cách: đưa dòng điện một chiều từ các điện cực lắp trong nước biển lên bề mặt thép để làm điện cực âm; và lắng đọng Ca^{2+} và Mg^{2+} trong nước biển trên bề mặt thép dưới dạng CaCO_3 và $\text{Mg}(\text{OH})_2$.

C.2.4.3.8 Lớp phủ kim loại

Lớp phủ kim loại được phân loại thành phương pháp phủ bề mặt thép bằng kim loại nóng chảy thông qua phun hoặc mạ kim loại và phương pháp phủ các tấm kim loại lên bề mặt thép. Phương pháp thứ hai có khả năng chống va đập và mài mòn rất tốt ở chỗ nó có thể cung cấp các bề mặt phủ có độ bền cơ học lớn hơn so với các phương pháp phủ khác. Khi sử dụng kim loại chống ăn mòn để phủ các tấm, phương pháp này được kỳ vọng sẽ cải thiện độ bền lâu dài.

a) Lớp phủ kim loại chống ăn mòn

Kim loại chống ăn mòn, có thể được sử dụng cho kết cấu thép hàng hải, bao gồm titan và thép không gỉ chịu nước biển. Lớp phủ kim loại chống ăn mòn được thực hiện bằng cách cố định cục bộ các tấm kim

loại chống ăn mòn mỏng vào bề mặt thép bằng cách hàn hoặc phủ bề mặt thép bằng các lớp kim loại chống ăn mòn thông qua quá trình cán nóng (gọi là thép phủ).

Titan có khả năng chống ăn mòn rõ và vết nứt cao và hoàn toàn không bị ăn mòn trong môi trường biển bình thường. Tuy nhiên, vì titan tạo ra hợp chất liên kim loại giòn khi hàn với thép, nên nó không thể hàn trực tiếp với thép theo nghĩa thực tế. Do đó, thép phủ titan tấm mỏng đã được sử dụng làm lớp phủ bảo vệ chống ăn mòn theo cách sử dụng các bề mặt titan của thép phủ làm lớp phủ bảo vệ chống ăn mòn với các thành phần thép của thép phủ được kết nối với kết cấu thép.

Thép không gỉ chịu nước biển có hàm lượng các nguyên tố hợp kim chống ăn mòn, chẳng hạn như Cr, Ni và Mo, lớn hơn so với thép không gỉ thông thường và do đó, cải thiện đáng kể khả năng chống ăn mòn. Bởi vì thép không gỉ chịu nước biển có thể được hàn trực tiếp với thép, lớp phủ không gỉ chịu nước biển đã được sử dụng rộng rãi cho các kết cấu kiểu jacket với các tấm mỏng bằng thép không gỉ chịu nước biển được hàn cục bộ vào các kết cấu. Gần đây, thép không gỉ chịu nước biển đã được phát triển.

b) Phun và mạ kim loại

Phương pháp phun và mạ kim loại phủ lên bề mặt thép bằng kim loại nóng chảy. Các loại kim loại chống ăn mòn được sử dụng trong các phương pháp này là kẽm, nhôm và hợp kim kẽm-nhôm.

Trong quá trình phun kim loại, màng phun kim loại, đã qua xử lý làm kín, đã được phủ lên phần bề mặt thép tiếp xúc với khí quyển ở biển với một lớp sơn lót sơ bộ được phủ lên chúng; trong nhiều trường hợp, không có trường hợp nào áp dụng độc lập màng phun kim loại có xử lý hàn kín lên bề mặt thép.

Mạ kim loại có khả năng chống ăn mòn cao trong khí quyển nhưng cũng như trường hợp mạ kẽm nói riêng, độ bền kém đáng kể dưới môi trường biển. Vì vậy, cần phải lựa chọn các loại tấm thích hợp khi xem xét môi trường sử dụng.

Lớp phủ mạ kẽm nhúng nóng và lớp phủ nhôm nhúng nóng đã được quy định trong JIS (JIS H 8641 và JIS H 8642 tương ứng).

C.3 Bê tông

C.3.1 Vật liệu bê tông

C.3.1.1 Vật liệu bê tông được sử dụng cho các công trình cảng phải có chất lượng cần thiết để đạt được tính năng cần thiết của công trình. Về nguyên tắc, các vật liệu bê tông này phải đáp ứng chất lượng quy định trong tiêu chuẩn JIS A 5308 Bê tông trộn sẵn.

C.3.1.2 Xi măng

Xi măng được sử dụng cho bê tông phải tuân theo xi măng pooc lăng JIS R 5210, xi măng pooc lăng cao cấp JIS R 5211, xi măng pozzolan JIS R 5212 và xi măng pooc lăng tro bay JIS R 5213. Tính năng của xi măng khác với loại trên phải được xác nhận thông qua các thử nghiệm và số liệu tính năng trong quá khứ.

Trong số một số loại xi măng, xi măng Pooc-lăng toả nhiệt vừa phải, xi măng poóc-lăng lò cao và xi măng poóc-lăng tro bay được coi là có độ bền dưới môi trường biển cao hơn xi măng poóc-lăng thông thường.

Bê tông được tạo ra bằng cách sử dụng các loại xi măng này có ưu điểm là tăng cường độ lâu dài và giảm nhiệt thủy hóa nhưng có nhược điểm là cường độ ban đầu thấp. Dựa trên quan điểm cho rằng bê tông được tạo ra sử dụng xi măng poóc-lăng loại B có khả năng chống ăn mòn các thanh thép mạnh hơn xi măng poóc-lăng thông thường, nên sử dụng xi măng pooc-lăng lò cao loại B. Vì vậy, khi sử dụng các loại xi măng này cần đặc biệt lưu ý khâu bảo dưỡng ban đầu.

C.3.1.3 Nước

Nước trộn phải là nước máy hoặc nước phù hợp với JSCE-B 101 Chất lượng nước cho bê tông. Đối với bê tông cốt thép sử dụng thanh thép thông thường, không được sử dụng nước biển làm nước trộn. Đối với bê tông không cốt thép, chỉ có thể sử dụng nước biển khi không có sẵn nước ngọt sạch. Đã có nhiều nghiên cứu về việc sử dụng nước biển làm nước trộn bê tông và các trường hợp thi công bê tông không cốt thép sử dụng nước biển làm nước trộn.

Cần lưu ý rằng nước biển có xu hướng rút ngắn thời gian đông kết của xi măng và làm mất tính đồng nhất của bê tông trong giai đoạn đầu. Do đó, khi sử dụng nước biển làm nước trộn, chất làm chậm có thể được sử dụng khi cần thiết.

Ngoài ra, việc sử dụng nước biển làm nước trộn dẫn đến việc tăng nồng độ ion kiềm và giá trị pH của dung dịch lỗ rỗng nhỏ (fine pore solution) trong bê tông, do đó tăng cường phản ứng kiềm-silica (ASR). Do đó, khi sử dụng cốt liệu có thuộc tính phản ứng này, cần phải thực hiện các biện pháp đối phó để ngăn chặn ASR.

C.3.1.4 Các phụ gia

Tro bay và xỉ lò cao hạt nghiền được sử dụng cho bê tông làm phụ gia phải tuân theo tiêu chuẩn JIS A 6201 Tro bay để sử dụng trong bê tông và JIS A 6206 Xỉ lò cao hạt cho bê tông tương ứng. Cả hai loại phụ gia này đều có thể cải thiện tính năng của bê tông. Khi sử dụng tro bay và xỉ lò cao hạt, có thể tham khảo Hướng dẫn xây dựng bê tông sử dụng tro bay [45] và Hướng dẫn thiết kế và thi công bê tông sử dụng xỉ lò cao dạng hạt [46], tương ứng. Phụ gia nở được sử dụng cho bê tông phải tuân theo tiêu chuẩn JIS A 6202 Phụ gia tạo độ nở cho bê tông.

Phụ gia tạo nở được sử dụng để kiểm soát các vết nứt do sự co ngót của bê tông. Khi sử dụng phụ gia tạo độ nở, có thể tham khảo Hướng dẫn Thiết kế và Thi công Bê tông nở [47]. Tính năng của các loại phụ gia khác với những phụ gia nêu trên phải được xác nhận thông qua các thử nghiệm và số liệu tính năng trong quá khứ.

C.3.1.5 Chất phụ gia hóa học

Các chất phụ gia hóa học đó, chẳng hạn như chất AE, chất giảm nước và chất giảm nước AE tính năng cao, phải tuân theo JIS A 6204 Phụ gia hóa học cho bê tông. Khi sử dụng các chất phụ gia hóa học khác

với các chất trên, tính năng của chúng phải được xác nhận thông qua các thử nghiệm và số liệu tính năng trước đây để xác định tính khả dụng của chúng.

Trong trường hợp bắt buộc phải sử dụng chất chịu lạnh khi đổ bê tông chịu lạnh, có thể tham khảo Hướng dẫn thi công bê tông chịu lạnh sử dụng chất chịu lạnh [48].

C.3.1.6 Cốt liệu

Về cơ bản, cốt liệu được sử dụng cho bê tông phải đáp ứng các yêu cầu chất lượng quy định trong Phụ lục A của JIS A 5308 Bê tông trộn sẵn. Cần sử dụng cốt liệu sạch, cứng, vỉnh cữu, cấp phối thích hợp và không có các chất độc hại, chẳng hạn như tạp chất hữu cơ và clorua với lượng vượt quá giới hạn đã định trước. Cũng cần tránh sử dụng cốt liệu có chứa chất thải, bùn, đá vụn, đá mỏng và dài hoặc có đặc tính hút nước và trương nở. Khi sử dụng cốt liệu không tuân thủ JIS (chẳng hạn như cốt liệu có nguồn gốc từ san hô), cần phải kiểm tra sơ bộ để xác định tính khả dụng của nó.

C.3.1.7 Vật liệu thép cốt

Các thanh thép được sử dụng cho bê tông phải tuân theo tiêu chuẩn JIS G 3112 Các thanh thép làm cốt bê tông. Các loại thanh thép sau đây được làm bằng thép chống ăn mòn nhằm mục đích nâng cao độ bền của các cấu kiện bê tông: a) Thanh thép phủ sơn epoxy; b) thanh thép không gỉ; và c) vật liệu gia cố bằng sợi liên tục.

Khi sử dụng a), b) và c), có thể tham khảo tương ứng với Hướng dẫn thiết kế và thi công bê tông cốt thép sử dụng thanh thép phủ Epoxy [Phiên bản sửa đổi] [49]; Hướng dẫn thiết kế và xây dựng kết cấu bê tông sử dụng thanh thép không gỉ [50]; và Hướng dẫn thiết kế và xây dựng kết cấu bê tông sử dụng vật liệu gia cường sợi liên tục [51]. Các thanh thép không gỉ được sử dụng cho bê tông phải tuân theo tiêu chuẩn JIS G 4322 Thanh thép không gỉ để gia cố bê tông.

Vật liệu thép được sử dụng cho bê tông dự ứng lực phải tuân theo tiêu chuẩn JIS G 3536 Dây và cáp thép cho bê tông dự ứng lực và JIS G 3109 Thanh thép cho bê tông dự ứng lực. Như trường hợp thép thanh cho bê tông cốt thép, các loại vật liệu thép cho bê tông dự ứng lực bao gồm a) vật liệu thép phủ epoxy và b) vật liệu cốt sợi liên tục. Khi sử dụng a) và b), có thể tham khảo Hướng dẫn thiết kế và xây dựng bê tông dự ứng lực bằng vật liệu thép PC chức năng cao được phủ Epoxy [52] và Hướng dẫn thiết kế và xây dựng kết cấu bê tông sử dụng vật liệu gia cố sợi liên tục [51].

C.3.1.8 Vật liệu bảo vệ bề mặt

Có thể có những trường hợp sử dụng vật liệu bảo vệ bề mặt lên bề mặt bê tông với mục đích bảo vệ bê tông khỏi sự xâm nhập của các yếu tố phân hủy, chẳng hạn như các ion clorua. Trong những trường hợp như vậy, có thể tham khảo Hướng dẫn Thiết kế và Thi công Công việc Bảo vệ Bề mặt [53] và Hướng dẫn Sửa chữa Kết cấu Bê tông Cảng [54].

C.3.1.9 Vật liệu sửa chữa mặt cắt ngang

Có những trường hợp sửa chữa các kết cấu bê tông hiện có (gọi là phương pháp sửa chữa mặt cắt) theo phương thức mài đi các phần bê tông bị hư hỏng và khôi phục các mặt cắt lộ ra ngoài bằng vật liệu

mới (vật liệu sửa chữa mặt cắt). Vật liệu sửa chữa mặt cắt chính bao gồm vữa xi măng polyme. Khi áp dụng phương pháp sửa chữa mặt cắt cho kết cấu bê tông cảng, có thể tham khảo Hướng dẫn sửa chữa kết cấu bê tông cảng [54].

C.3.1.10 Hàm lượng ion clorua

Để giảm nguy cơ ăn mòn thép bên trong bê tông, hàm lượng ion clorua trong bê tông tươi không được lớn hơn $0,30 \text{ kg/m}^3$.

C.3.1.11 Biện pháp đối phó phòng ngừa phản ứng Alkali -Silica

Một trong ba biện pháp đối phó sau đây phải được lựa chọn thích hợp làm biện pháp phòng ngừa phản ứng Alkali -Silica:

a) Biện pháp đối phó để kiểm soát tổng lượng kiềm trong bê tông

Sử dụng các loại xi măng đã biết tổng hàm lượng kiềm, chẳng hạn như xi măng poóc lăng, để đảm bảo rằng tổng hàm lượng kiềm bằng hoặc nhỏ hơn $3,0 \text{ kg/m}^3$.

b) Biện pháp đối phó để sử dụng xi măng hỗn hợp có hiệu quả trong việc kiểm soát phản ứng Alkali -Silica. Sử dụng các loại xi măng có hiệu quả trong việc kiểm soát phản ứng Alkali -Silica, chẳng hạn như xi măng lò cao (Loại B hoặc C) hoặc xi măng tro bay (Loại B hoặc C)

c) Một biện pháp đối phó để sử dụng cốt liệu được xác nhận là an toàn để tránh phản ứng Alkali -Silica

Việc sử dụng cốt liệu được xác nhận là vô hại thông qua các thử nghiệm quy định trong JIS A 1145 Phương pháp thử khả năng phản ứng Alkali -Silica của cốt liệu bằng phương pháp hóa học và JIS A 1146 Phương pháp thử khả năng phản ứng Alkali -Silica của cốt liệu bằng phương pháp thanh vữa.

C.3.2 Chất lượng và Tính năng của Bê tông

C.3.2.1 Bê tông phải có chất lượng đồng nhất, khả năng làm việc phù hợp với công tác bê tông và các đặc tính đáp ứng yêu cầu về cường độ, độ bền, độ kín nước, khả năng chống nứt và tính năng bảo vệ thanh thép.

C.3.2.2 Bê tông phải có khả năng chống xuống cấp do tác động của môi trường, sóng và các tác động cơ học, chẳng hạn như va đập và mài mòn do các vật trôi. Các dạng xuống cấp của bê tông do tác động của môi trường như sau:

a) Tác động do đóng và tan băng

Tiến trình hư hỏng trên bề mặt bê tông dưới dạng co giãn và nứt khi bê tông chịu các tác động đóng và tan băng lặp đi lặp lại liên quan đến sự giãn nở thể tích với độ ẩm bên trong bê tông bị đóng băng và nguồn cung cấp nước có độ ẩm đã đông cứng bên trong bê tông khi tan băng.

b) Suy giảm chất lượng do tác động của muối trong nước biển

Các ion sunfat trong nước biển phản ứng với canxi hydroxit và alumin (Al_2O_3) là những hydrat xi măng để tạo thành ettringit ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot m\text{H}_2\text{O}$). Áp lực sinh ra thông qua sự giãn nở thể tích cùng

với phản ứng trên gây ra vết nứt trên bê tông. Tuy nhiên, trên cơ sở tốc độ xâm nhập của ion sunfat vào bê tông thấp hơn so với của ion clorua và nước biển nói chung có nồng độ ion sunfat thấp vừa phải khoảng 2,6 g/L, nên rõ ràng là ảnh hưởng của các muối trong nước biển đối với sự hư hỏng của bê tông không quá cao và tiến trình hư hỏng của bê tông được giới hạn ở các khu vực bề ngoài trừ khi chất lượng bê tông thấp đáng kể.

c) Sự rửa trôi canxi hydroxit

Do các hydroxit canxi trong hydrat xi măng hòa tan trong nước biển nên sự rửa trôi các hydroxit canxi gây ra độ rỗng và giòn trên bê tông.

d) Suy giảm chất lượng do sự ăn mòn của các thanh thép

Sự tồn tại của các ion clorua trên bề mặt của các thanh thép trong bê tông với nguồn cung cấp oxy dồi dào sẽ gây ra gỉ trên các thanh thép, và các thanh thép bị gỉ, do đó gây ra sự hư hỏng của bê tông theo cách tạo ra áp lực lớn làm phát sinh các vết nứt trên bề mặt che phủ và làm cho bê tông bị nứt bong ra. Các ion clorua như vậy được cung cấp cho các thanh thép: từ môi trường bên ngoài dưới dạng nước biển hoặc chất chống đóng băng; hoặc cùng với các vật liệu được sử dụng khi sản xuất bê tông tươi.

e) Suy giảm chất lượng do phản ứng cốt liệu có hại

Trong trường hợp bê tông sử dụng cốt liệu phản ứng hoặc xi măng có độ kiềm cao, phản ứng có hại giữa cốt liệu và xi măng có thể làm trầm trọng thêm các vết nứt, phân chia hoặc trương nở bất thường đến mức có thể dẫn đến phá hủy một phần hoặc toàn bộ kết cấu bê tông.

g) Suy giảm chất lượng do tác động của sóng và các vật thể trôi dạt

Tác động của sóng và các vật thể trôi làm trầm trọng thêm sự xuống cấp của bề mặt bê tông do bất kỳ tác động nào ở trên. Ngay cả bê tông cứng chắc chắn cũng phải chịu quá trình mài mòn dần dần do các tác động liên tục của dòng trôi dạt ven bờ.

C.3.2.3 Các giá trị đặc trưng của cường độ bê tông

a) Các giá trị đặc trưng của cường độ bê tông cần thiết cho việc xác minh tính năng phải được thiết lập thích hợp thông qua các kết quả thử nghiệm thích hợp hoặc bằng cách xem xét các loại bê tông, điều kiện tự nhiên và xây dựng của các công trình là đối tượng xác minh tính năng.

b) Đối với các giá trị đặc trưng của cường độ bê tông của bê tông thường được sử dụng trong việc kiểm tra tính năng của các bộ phận kết cấu chính của công trình cảng, thường sử dụng các giá trị cho trong Bảng C.14 làm giá trị tiêu chuẩn.

Bảng C.14 - Các giá trị đặc trưng tiêu chuẩn của cường độ bê tông của bê tông thông thường

Loại bê tông	Gía trị đặc trưng của cường độ bê tông
Bê tông không có cốt thép	Chịu nén 18 (N/mm ²)
Bê tông cốt thép	Chịu nén 18 (N/mm ²)
Bê tông cho dải mặt bên	Chịu uốn 4,5 (N/mm ²)

Trong trường hợp bê tông cốt thép có tỷ lệ nước-xi măng tối đa được đặt ở mức 50% hoặc nhỏ hơn theo điều kiện tỷ lệ hỗn hợp của bê tông thông thường có xét đến độ bền, thì 30 N/mm² có thể được sử dụng làm giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén. Trong trường hợp các nắp bằng bê tông không có cốt thép : có nguy cơ chịu tác động của sóng hoặc lũ lụt ở tuổi sớm của vật liệu sau khi đổ; hoặc được thi công trong những tháng lạnh, 24 N/mm² có thể được sử dụng làm giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén. Trong trường hợp khối bê tông dị dạng lớn có trọng lượng danh nghĩa trong khoảng từ 35 đến 50 tấn, các giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén có thể được đặt ở 21 N/mm² hoặc các giá trị khác tùy theo từng trường hợp cụ thể.

c) Các giá trị đặc trưng của cường độ bám dính của bê tông thông thường được sử dụng trong xác minh tính năng của các công trình cảng có thể được tính toán bằng công thức sau

$$f_{bok} = 0.28 f_{ck}^{2/3} \tag{C.4}$$

Trong đó:

f_{bok} : giá trị đặc trưng của cường độ bám dính của bê tông thường (N/mm²)

f_{ck} : giá trị đặc trưng của cường độ chịu nén của bê tông thường (N/mm²)

Biểu thức (C.4) áp dụng cho các thanh thép gai tuân theo tiêu chuẩn JIS G 3112 Các thanh thép làm cốt bê tông. Các giá trị đặc trưng của thanh trơn có thể bằng 40% giá trị được tính theo biểu thức (C.4) với điều kiện là thanh trơn có móc hình bán nguyệt ở cả hai đầu.

d) Các giá trị đặc trưng của các loại bê tông khác có thể tuân theo Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông "Thiết kế." [43].

C.3.2.4 Các điều kiện về tỷ lệ cấp phối bê tông phải được thiết lập thích hợp có xét đến độ bền. Ngoài ra, khi thiết lập các điều kiện, có thể tham khảo Bảng C.15, bảng này cho các điều kiện tiêu chuẩn về tỷ trọng cấp phối bê tông theo loại cấu kiện trên cơ sở kết quả khảo sát kết cấu bê tông hiện có ở cảng và các kết quả nghiên cứu và kiến thức về độ bền của bê tông chịu tác dụng của nước biển. Tuy nhiên, đối với các loại kết cấu, chẳng hạn như kết cấu bên trên của bến trên nền cọc, có nhiều trường hợp làm giảm chất lượng yêu cầu do ăn mòn do clorua gây ra trong quá khứ, các điều kiện thích hợp về tỷ lệ hỗn hợp phải được thiết lập để đạt được tính năng yêu cầu của công trình thông qua việc kiểm tra độ bền (sự thay đổi tính năng theo thời gian). Việc kiểm tra như vậy có thể được thực hiện với tham khảo Phần III, Chương 2, 1.2.4 Kiểm tra sự thay đổi tính năng theo thời gian, OCDI 2020.

Bảng C.15 - Tham chiếu Bảng điều kiện đối với tỷ lệ cấp phối bê tông theo loại bộ phận kết cấu

Loại	Ví dụ về các loại bộ phận kết cấu	Điều kiện cho tỷ lệ hỗn hợp		
		Tỷ lệ nước – xi măng tối đa (%)		Kích thước tối đa của cốt liệu thô (mm)
		Khu vực thường xuyên có các tác động đóng và tan băng	Khu vực có nhiệt độ hiếm khi giảm xuống dưới không	
Bê tông không có cốt thép	Kết cấu bên trên của dè chắn sóng, nắp bê tông, khối chính, khối dị dạng (cho tiêu tán sóng hoặc che phủ), khối bảo vệ chân, bê tông đóng gói	65	64	40
	Kết cấu bên trên của bến cảng, lan can, móng bích neo (loại trọng lực)	60		
Bê tông cốt thép	Móng bích neo (loại cọc), lan can, kết cấu bên trên của bến cảng *1	60	65	20, 25, 40
	Kết cấu bên trên của cầu tàu trên nền cọc kiểu hờ*2	-	-	-
	Thùng chìm, Giếng, Khối ô vảy, Khối hình chữ L	50	50	20, 25, 40
	Khối tiêu tán sóng	55	55	20, 25, 40
	Đai liên kết, kết cấu bên trên của cọc neo	60	60	20, 25, 40
Lớp mặt dải mặt bến		-	-	25 (20), *3 40

* 1) Không bao gồm kết cấu bên trên của cầu tàu trên nền cọc kiểu hờ

* 2) Bộ phận kết cấu có nguy cơ suy giảm tính năng trong tuổi thọ thiết kế với sự ăn mòn thanh thép do ăn mòn clorua

* 3) 25 mm đối với cuội sỏi và 20 mm đối với đá dăm

C.3.2.5 Bê tông phải có độ đồng nhất phù hợp nhất với các điều kiện làm việc riêng lẻ. Ngoài ra, về nguyên tắc, bê tông AE có hàm lượng không khí đặt ở mức 4,5% sẽ được sử dụng trừ khi có yêu cầu khác. Hàm lượng không khí phải được đặt cẩn thận ở các khu vực lạnh và những khu vực có nguy cơ bị sương giá.

C.3.2.6 Gần đây, bê tông có tính linh động cao và trung bình đã được phát triển, có tính lưu động cao và khả năng chống phân tầng vật liệu rất tốt để đạt được tính năng tự đầm bằng cách sử dụng kết hợp các phụ gia thích hợp đã tạo điều kiện thuận lợi cho việc đổ bê tông vào các hạng mục công trình mà các phương pháp đầm bê tông thông thường không thể áp dụng, ví dụ như đổ bê tông cho các cấu kiện có cốt thép bố trí dày đặc và không gian được bao bọc bởi vỏ thép. Ngoài ra, nên ưu tiên áp dụng bê tông có tính lưu động được cải thiện vào phạm vi rộng hơn về loại kết cấu và điều kiện xây dựng để tận dụng các tác dụng có lợi của nó nhằm tạo điều kiện tiết kiệm và hợp lý hóa trong công việc bê tông và nâng cao độ bền của bê tông do cải thiện độ tin cậy của việc đổ bê tông.

C.3.2.7 Mối nối xây dựng

Đã có nhiều trường hợp các công trình cảng bị hư hỏng bê tông từ các mối nối xây dựng. Vì vậy, nên tránh các mối nối xây dựng trong chừng mực có thể. Tuy nhiên, nếu các mối nối thi công được xác định là không thể tránh khỏi để giảm bớt ảnh hưởng của sự co ngót của bê tông hoặc giảm khả năng thi công thì phải thực hiện các biện pháp thích hợp. Việc sử dụng nhựa epoxy để đảm bảo cường độ bê tông tại các mối nối thi công được coi là một trong những biện pháp; tuy nhiên, cần lưu ý rằng nhựa epoxy có hiệu quả trong việc tăng cường độ nhưng không phải là độ bền lâu của các mối nối xây dựng.

C.3.2.8 Đông kết

Bê tông cần được bảo dưỡng theo cách duy trì nhiệt độ và độ ẩm, trong một thời gian nhất định sau khi đổ, cần thiết để nó đông kết và đảm bảo chất lượng yêu cầu. Nói chung, nước ngọt sạch, chẳng hạn như nước máy, được sử dụng để bảo dưỡng bê tông, nhưng việc sử dụng nước biển để bảo dưỡng bê tông, đặc biệt là bê tông không có cốt thép, đã được đề xuất. Ngoài ra, để ngăn hơi ẩm tản ra trong khi đông kết, bê tông có thể được bao phủ bằng các tấm hoặc phủ bằng màng, hoặc chất bảo dưỡng màng có thể được áp dụng cho bê tông.

C.3.2.9 Bảo vệ bề mặt chống lại các tác động vật lý

Những công trình chịu các tác động vật lý nghiêm trọng, chẳng hạn như mài mòn và tác động do dòng nước với các hạt cát lơ lửng và sóng mang theo cuội sỏi, phải được cung cấp các biện pháp bảo vệ bề mặt dưới dạng các tấm chắn làm bằng vật liệu thích hợp hoặc sự gia tăng tiết diện vật liệu hoặc bê tông phủ trên cốt thép. Các vật liệu có thể được sử dụng cho tấm chắn bao gồm gỗ, đá chất lượng cao, thép hoặc vật liệu polyme, bê tông tấm polyme và bê tông cốt sợi cường độ cao. Một số loại ván khuôn bê tông được để lại trên bề mặt bê tông vĩnh viễn như một lớp bảo vệ bề mặt.

C.3.2.10 Các loại kết cấu

Đã biết rằng có mối quan hệ chặt chẽ giữa các loại kết cấu công trình và tính dễ bị ăn mòn do clorua gây ra. Xét về các loại kết cấu, dầm và sàn dễ bị ăn mòn do clorua hơn cột và tường. Khi xét đến các chất gây ra ăn mòn do clorua, chẳng hạn như ion clorua, oxy và nước, xâm nhập qua bề mặt bê tông, tốt nhất là diện tích bề mặt của các bộ phận được giảm thiểu đến mức có thể. Hoặc, cũng có hiệu quả khi lựa chọn các loại kết cấu có thể dễ dàng sửa chữa, gia cố hoặc thay thế với giả định không thể tránh khỏi xuống cấp.

C.3.3 Bê tông dưới nước

Các loại bê tông được đổ dưới nước, ví dụ, trong xây dựng hàng hải là bê tông dưới nước nói chung và bê tông chống rửa trôi dưới nước. Đặc điểm của các loại bê tông này được mô tả dưới đây.

C.3.3.1 Bê tông dưới nước nói chung

C.3.3.1.1 Bê tông dưới nước nói chung phải được đổ và chịu sự xác minh tính năng phù hợp với Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông [55] và Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho cảng và bề cảng [56]. Đối với công việc bê tông dưới nước sử dụng vỏ bọc, có thể tham khảo Phương pháp Bê tông dưới nước Hàng hải (Phương pháp Vỏ bọc) [57].

C.3.3.1.2 Các điểm lưu ý khi lựa chọn tỷ lệ cấp phối như sau :

- a) cường độ của bê tông dưới nước về cơ bản được quy định bằng 0,6 đến 0,8 lần cường độ của các mẫu thử chuẩn được chuẩn bị trên cạn;
- b) tỷ lệ xi măng nước tiêu chuẩn là 50% hoặc ít hơn;
- c) hàm lượng xi măng đơn vị tiêu chuẩn là từ 370 kg/m³ trở lên, ngoại trừ 340 kg/m³ đối với phương pháp làm ống vách nêu trong (1); và
- d) việc lựa chọn tỷ lệ hỗn hợp dựa trên hồ sơ tính năng trước đây trong môi trường làm việc thực tế (tính lưu động, cường độ, công suất bơm, v.v.). Ngoài ra, có thể tham khảo Tài liệu tham khảo [58] đến [61] tóm tắt các hồ sơ tính năng trong quá khứ.

C.3.3.2 Bê tông chống rửa trôi dưới nước

C.3.3.2.1 Bê tông chống rửa trôi dưới nước phải được đổ và chịu sự kiểm tra xác nhận tính năng phù hợp với Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông [55] và Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho các công trình cảng và bến cảng [56]. Ngoài ra, có thể tham khảo Hướng dẫn về Chống - Bê tông chống rửa trôi dưới nước (Thiết kế và Xây dựng)[57] và Hướng dẫn Thiết kế và Thi công Bê tông Chống rửa trôi trong Nước (Dự thảo) [62].

C.3.3.2.2 Các chất phụ gia được sử dụng cho bê tông chống rửa trôi dưới nước bao gồm phụ gia chống rửa trôi dưới nước chủ yếu bao gồm xenluloza hoặc polyme hòa tan trong nước acrylic. Về nguyên tắc, các chất phụ gia phải tuân theo Tiêu chuẩn chất lượng JSCE-D104 về phụ gia chống rửa trôi dưới nước cho bê tông [43].

C.3.3.2.3 Các điểm lưu ý khi lựa chọn tỷ lệ hỗn hợp như sau:

- a) cường độ phải được thiết lập trên cơ sở cường độ chịu nén của các mẫu thử, được chuẩn bị dưới nước theo Phương pháp JSCE-F 504 [43] để chuẩn bị dưới nước của các mẫu thử cho thử nén đối với bê tông chống rửa trôi dưới nước, ở tuổi vật liệu 28 ngày;
- b) lực cân phân tách dưới nước phải được thiết lập trên cơ sở các mức độ phân tách dưới nước hoặc tỷ lệ giữa cường độ dưới nước và cường độ khí quyển; và

c) việc lựa chọn tỷ lệ hỗn hợp dựa trên hồ sơ tính năng trước đây trong môi trường làm việc thực tế (tính lưu động, cường độ, công suất bơm, v.v.).

C.3.4 Bê tông khối lớn

Các loại bê tông có vết nứt, sinh ra do sự tăng nhiệt độ của bê tông do nhiệt thủy hóa của xi măng và sau đó là sự giảm nhiệt độ, đặt ra một vấn đề lớn là phải xử lý như bê tông khối lớn và được cung cấp các biện pháp đối phó phù hợp. Trong trường hợp của các công trình cảng, các phần đế của thùng chìm, kết cấu bên trên của dề chắn sóng và kết cấu trụ có thể cần được xử lý như bê tông khối lớn tùy theo kích thước mặt cắt của chúng.

Khi đổ bê tông khối lớn phải xem xét các biện pháp chống nứt do nhiệt thủy hoá của xi măng có cân nhắc đến điều kiện thi công thực tế. (Đối với phương pháp kiểm tra, Phần III, Chương 2, 1.2.5 Kiểm tra các vết nứt ban đầu, OCDI 2020, có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo và các ví dụ kiểm tra được trình bày trong Tài liệu tham khảo [32].

Điều đặc biệt quan trọng là sử dụng xi măng thích hợp được lựa chọn bằng cách kiểm tra đầy đủ các đặc tính của các loại xi măng có sẵn. Nói chung, nên sử dụng xi măng sinh nhiệt thấp, chẳng hạn như xi măng poóc lăng toả nhiệt vừa phải, xi măng pooc lăng toả nhiệt thấp và xi măng poóc lăng lò cao (loại toả nhiệt thấp). Tùy thuộc vào hình dạng và kích thước của kết cấu, có thể có trường hợp sử dụng vật liệu giãn nở có hiệu quả trong việc hạn chế các vết nứt do nhiệt độ.

C.3.5 Bê tông đặc biệt khác

C.3.5.1 Bê tông nhồi có thể được sử dụng khi đổ bê tông trong không gian kín như trường hợp với các bộ phận hầm chìm có kết cấu hỗn hợp. Để xác minh tính năng và xây dựng bê tông nhồi, có thể tham khảo Hướng dẫn thi công bê tông vữa với máy rung [63].

C.3.5.2 Để kiểm tra tính năng và thi công cọc ván bê tông dự ứng lực (cọc ván PC), có thể tham khảo Hướng dẫn kỹ thuật Cọc ván PC cho xây dựng cảng [64].

C.3.5.3 Các loại bê tông đặc biệt khác bao gồm bê tông cường độ cao, bê tông nhẹ, bê tông nặng, bê tông có độ dẻo cao, bê tông có độ chảy vừa phải, bê tông giãn nở, bê tông cốt sợi, bê tông cốt sợi liên tục, bê tông đóng gói sẵn và bê tông phun. Để xác minh tính năng và cấu tạo của các loại bê tông đặc biệt này, có thể tham khảo các Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho kết cấu bê tông, "Vật liệu và xây dựng." [43].

C.3.6 Vật liệu cọc bê tông

C.3.6.1 Các giá trị vật lý của vật liệu cọc bê tông được sử dụng trong các công trình cảng phải được thiết lập một cách thích hợp có cân nhắc đầy đủ đến các đặc tính của chúng. Nói chung, cọc bê tông kém hơn cọc thép về khả năng bảo dưỡng. Việc sửa chữa và gia cố cọc bê tông so với cọc thép đặc biệt khó khăn nếu cọc bê tông này được lắp đặt trong nước biển hoặc trên biển với các thanh thép bên trong bị ăn mòn nặng hơn.

C.3.6.2 Cọc bê tông đúc sẵn được đúc ly tâm

Cọc bê tông đúc sẵn ép bằng lực ly tâm bao gồm cọc BTCT là loại cọc bê tông cốt thép được chế tạo trong nhà máy; Cọc PC là loại cọc bê tông có khả năng chịu kéo và uốn được cải thiện bằng cách tác dụng lực kéo lên cáp PC (và chúng được phân loại thành Loại A, B và C, tùy thuộc vào lượng ứng suất trước có hiệu); và Cọc PHC là cọc PC làm bằng bê tông cường độ cao, cường độ thiết kế tiêu chuẩn từ 80 N/mm² trở lên. Gần đây, cọc PHC đã trở thành xu hướng chính của cọc bê tông đúc sẵn. Ngoài các loại trên, cọc bê tông đúc sẵn bao gồm cọc PRC là cọc PHC với sự gia cố của các thanh thép dùng để tăng độ dẻo và cọc SC là loại cọc thép có bê tông cường độ cao dùng làm lớp lót để đạt được khả năng chịu uốn và chịu cắt lớn. Tiêu chuẩn JIS tương ứng với cọc bê tông đúc sẵn là JIS A 5372 Sản phẩm bê tông cốt thép đúc sẵn cho cọc RC và SC và JIS A 5373 Sản phẩm bê tông dự ứng lực cho cọc PC, PHC và PRC.

Khi thiết lập các giá trị đặc trưng của cường độ bê tông và cường độ chảy của vật liệu thép cho cọc bê tông đúc sẵn trong xác minh tính năng của các công trình cảng, có thể tham khảo JIS A 5372 và JIS A 5373. Đối với thanh thép PC, thép thanh cho cọc PRC và ống thép cho cọc SC, cũng có thể tham khảo JIS G 3137 Thép thanh đường kính nhỏ cho bê tông dự ứng lực, JIS G 3112 Thép thanh làm cốt bê tông và Cọc ống thép JIS A 5525, tương ứng.

C.3.6.3 Cọc bê tông đúc tại chỗ

Cọc bê tông đúc tại chỗ được phân thành hai loại là loại có và loại không có vỏ ngoài. Đặc điểm của cọc bê tông đúc tại chỗ là chúng được thi công tại vị trí chính xác dưới lòng đất, nơi cuối cùng chúng được lắp đặt. Vì vậy, không giống như trường hợp cọc PRC, không cần quan tâm đến ảnh hưởng của các tác động khi cọc được đóng vào đất. Tuy nhiên, khác với trường hợp cọc được chế tạo trong điều kiện được kiểm soát hoàn toàn trên đất liền, cọc đúc tại chỗ cần được thi công dưới lòng đất đồng thời chịu tác động của các cọc lân cận đang thi công. Do đó, cần lưu ý rằng cọc đúc tại chỗ, đặc biệt là cọc không có vỏ, không chắc chắn đảm bảo chất lượng công trình. Để biết chi tiết về cọc đúc tại chỗ, có thể tham khảo các Thông số kỹ thuật và Bình luận cho Cầu đường cao tốc Vol. IV, Kết cấu bên dưới [65].

C. 4 Đá

C.4.1 Khái quát

C.4.1.1 Vật liệu đá phải được lựa chọn có tính đến chất lượng và tính năng yêu cầu phù hợp với mục đích sử dụng và hiệu quả kinh tế.

C.4.1.2 Nói chung, vật liệu đá được sử dụng với số lượng lớn để xây dựng các công trình cảng, chẳng hạn như đê chắn sóng và cầu cảng. Việc lựa chọn vật liệu đá phải được xem xét cẩn thận vì chúng có ảnh hưởng lớn đến sự ổn định của công trình và thời gian xây dựng cũng như chi phí.

C.4.1.3 Bảng C.16 tóm tắt kết quả nghiên cứu về các loại và tính chất vật lý của các vật liệu đá chính liên quan đến phát triển cảng. Cần lưu ý rằng ngay cả các vật liệu đá cùng loại cũng có thể có sự khác biệt lớn về tính chất vật lý tùy thuộc vào khu vực sản xuất và vị trí khai thác đá.

Cũng cần phải chú ý đến sự khác biệt có thể có giữa trọng lượng thực tế và đơn vị thiết kế của vật liệu đá vì đơn vị trọng lượng dao động theo độ rỗng mà thay đổi tùy thuộc vào hình dạng và kích thước của vật liệu đá.

Bảng C.16 - Tính chất vật lý của đá

Phân loại đá	Loại đá	Trọng lượng riêng (biểu kiến)	Tỷ lệ hấp thụ nước (%)	Độ bền nén (N/mm ²)
Đá magma	Granite	2.60 đến 2.78	0.07 đến 0.64	85 đến 190
	Andesite	2.57 đến 2.76	0.27 đến 1.12	78 đến 269
	Đá bazan	2.68 (true)	1.85	85
	Gabbro	2.91 (true)	0.21	177
	Peridotite	3.18	0.16	187
	Diabase	2.78 đến 2.85	0.008 đến 0.03	123 đến 182
Đá trầm tích	Tuff	2.64	0.16	377
	Đá phiến	2.65 đến 2.74	0.08 đến 1.37	59 đến 185
	Sa thạch	2.29 đến 2.72	0.04 đến 3.65	48 đến 196
	Đá vôi	2.36 đến 2.71	0.18 đến 2.59	17 đến 76
	Chert	2.64	0.14	119
Đá biến chất	Hornfels	2.68	0.22	191

Lưu ý: (true) có nghĩa là trọng lượng riêng thực. Các giá trị không ở dạng này là giá trị trung bình.

C.4.2 Đê đá đổ làm nền

C.4.2.1 Đá được sử dụng làm đá đổ cho nền phải có hình dạng thích hợp, không dẹt hoặc mảnh và phải cứng, đặc, bền và không có nguy cơ bị hư hỏng do thời tiết và đóng tan băng.

C.4.2.2 Vật liệu đá được sử dụng phải được xác định trên cơ sở chất lượng vật liệu đã được xác nhận thông qua các thử nghiệm, tính sẵn có, khả năng vận chuyển và chi phí.

C.4.2.3 Loại đá được phân loại là đá magma thường được sử dụng cho các nền móng bằng đá đổ. Tuy nhiên, ngoài các phần của nền móng đá đổ chịu trực tiếp tải trọng lớn, chẳng hạn như các khu vực ngay bên dưới các thùng chìm, một loại đá khác được phân loại là đá trầm tích, chẳng hạn như cát chặt hoặc vật liệu đá nhân tạo, chẳng hạn như xi tép hydrat hóa cứng, có thể được sử dụng như đá đổ với điều kiện là chúng đáp ứng yêu cầu về tính năng.

C.4.2.4 Shoji đã nghiên cứu các đặc trưng chịu cắt của đá đổ làm móng bằng cách tiến hành các thí nghiệm nén ba trục tỷ lệ lớn trên cơ sở điều kiện sử dụng thực tế của đá đổ trong các công trình xây dựng cảng.

C.4.2.5 Như một hướng dẫn để xác định các hằng số cường độ mà không cần tiến hành các thử nghiệm ba trục tỷ lệ lớn, Minakami và Kobayashi đã báo cáo rằng đá đổ có cường độ chịu có thoát nước từ 30 N/mm² trở lên được dự kiến có lực dính biểu kiến là 0,02 N/mm² và góc kháng cắt là 35 °.

C.4.3 Vật liệu đắp

C.4.3.1 Vật liệu đắp phải được lựa chọn có xem xét đến các đặc tính của chúng, chẳng hạn như góc kháng cắt và trọng lượng đơn vị.

C.4.3.2 Nói chung, vật liệu đá được sử dụng để đắp là đá đổ, sỏi không sàng, đá cuội và xỉ thép.

C.4.3.3 Các giá trị trong Bảng C.17 có thể được sử dụng làm giá trị đặc trưng cho vật liệu đắp nền.

C.4.3.4 Trong phần này, đá đổ có nghĩa là vật liệu đá được sử dụng trong các công trình liên quan đến cảng và tuân thủ theo tiêu chuẩn JIS A 5006 Đá đổ.

C.4.3.5 Sỏi không sàng là hỗn hợp của các phần cát và sỏi bằng nhau.

C.4.3.6 Độ dốc là giá trị tiêu chuẩn của độ dốc của vật liệu đắp khi chúng được ổn định tự nhiên dưới nước trong quá trình xây dựng.

Nói chung, các giá trị nhỏ hơn của gradient được sử dụng cho các khu vực đắp có ảnh hưởng nhỏ của sóng và các giá trị lớn hơn của gradient cho các khu vực đắp có ảnh hưởng lớn của sóng.

C.4.3.7 Khi sử dụng xỉ thép, cần kiểm tra cẩn thận vì chất lượng của nó khác nhau tùy thuộc vào các nhà máy sản xuất. Đối với các chi tiết về xỉ thép, Phần II, Chương 11, 7.2.2 Xỉ thép, OCDI 2020 có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

C.4.3.8 Có những trường hợp cốt liệu nhẹ được sử dụng làm vật liệu đắp để giảm áp lực đất.

Bảng C.17 - Các giá trị đặc trưng của vật liệu chèn lấp

		Góc kháng cắt (°)	Trọng lượng đơn vị		Độ dốc
			Trên mực nước dư (kN/m ³)	Dưới mực nước dư Trọng lượng hiệu quả dưới nước (kN/m ³)	
Đá đổ	Loại thông thường	40	18	10	1:1.2
	Loại giòn	35	16	9	1:1.2
Sỏi không sàng		30	18	10	1:2 – 1:3
Đá cuội		35	18	10	1:2 – 1:3

C.4.4 Đá lớp phủ

C.4.4.1 Đá lớp phủ chịu tác động của khí tượng thủy văn khắc nghiệt và tác động mài mòn của cát do sóng mang theo. Do đó, đối với đá đổ làm nền móng, vật liệu đá dùng làm đá lớp phủ phải cứng, đặc, trọng lượng riêng lớn, bền và không bị hư hỏng do thời tiết và đóng tan băng.

C.4.4.2 Vật liệu đá được sử dụng phải được xác định trên cơ sở chất lượng vật liệu đã được xác nhận thông qua các thử nghiệm, tính sẵn có, khả năng vận chuyển và chi phí.

C.4.4.3 Ngoài vật liệu đá tự nhiên, vật liệu đá nhân tạo, chẳng hạn như xi thép hydrat hóa cứng, đã được sử dụng cho đá lớp phủ.

C.4.5 Vật liệu nền móng

C.4.5.1 Vật liệu nền móng phải được lựa chọn có tính đến khả năng chịu lực cần thiết, tính chịu nén và độ bền.

C.4.5.2 Thông thường, vật liệu dạng hạt, đất gia cố xi măng hoặc đất gia cố bitum được sử dụng làm vật liệu nền.

Vật liệu dạng hạt bao gồm đá đổ, xi thép, sỏi không sàng, sỏi đào, đá xay không sàng, bụi đá xay và cát. Các vật liệu dạng hạt này có thể được sử dụng độc lập hoặc hỗn hợp với các loại vật liệu dạng hạt khác.

C.4.5.3 Các lớp nền này phân tán trọng lượng tải trọng được áp dụng trên chúng và chuyển tải phân tán đến các lớp bên dưới. Nói chung, các lớp nền móng được tách thành các lớp nền móng thấp hơn và cao hơn. Các lớp thấp hơn có khả năng chịu lực tương đối thấp và được xây dựng bằng vật liệu rẻ tiền. Ngược lại, các lớp trên được xây dựng bằng vật liệu chất lượng cao, có khả năng chịu lực lớn. Các thông số kỹ thuật về khả năng chịu lực cần thiết và sử dụng vật liệu của các lớp nền móng khác nhau

giữa mặt đường bê tông và mặt đường bê tông nhựa. Đối với những yêu cầu này, Mặt đường bê tông xi măng và Các điểm cần thiết của Mặt đường nhựa trong Phần III, Chương 5, 9.18 Thêm, có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

C.5 Xi

C.5.1 Khái quát

Có một số loại xi, bao gồm xi sắt và thép (xi lò cao và xi thép), xi kim loại màu (xi đồng, xi ferronickel, xi kẽm) và xi sinh thái. Đặc điểm của các loại xi tương ứng được mô tả dưới đây.

Trong số đó, xi lò cao, xi lò điện oxy hóa, ferronickel, xi đồng và xi sinh thái đã được tiêu chuẩn hóa làm cốt liệu bê tông trong JIS.

C.5.2 Xi sắt và thép

C.5.2.1 Xi sắt và thép là các sản phẩm phụ công nghiệp được tạo ra với số lượng lớn từ ngành thép và phần lớn được phân loại thành xi lò cao và xi thép. Xi lò cao được tạo ra từ quá trình sản xuất gang (khoảng 300 kg xi từ 1 tấn gang) và tiếp tục được phân loại thành xi lò cao làm mát bằng không khí, được sản xuất bằng cách làm nguội chậm bằng không khí xung quanh và phun nước, và xi lò cao dạng hạt, được sản xuất thông qua xử lý dập tắt bằng các tia nước có áp suất. Xi thép được tạo ra từ quá trình sản xuất thép từ gang và tiếp tục được phân loại thành xi biến đổi và xi lò điện, tùy thuộc vào loại lò luyện thép (khoảng 130 kg xi từ 1 tấn thép thô). Đối với các thành phần hóa học, tính chất vật lý và phương pháp sử dụng của xi sắt và thép, Hướng dẫn Công nghệ Tái chế cho Xây dựng và Bảo trì Cảng và Sân bay [66] có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

C.5.2.2 Xi lò cao làm mát bằng không khí là vật liệu dạng hạt và được sử dụng làm vật liệu xây dựng đường bộ.

C.5.2.3 Xi hạt lò cao là một loại vật liệu cát nhẹ và được sử dụng làm nguyên liệu sản xuất xi măng lò cao Portland, vật liệu đắp của các công trình cảng và dùng cho các cọc cát đầm, tận dụng được đặc tính nhẹ của nó. Khi sử dụng xi lò cao dạng hạt trong các công trình xây dựng cảng, có thể sử dụng Hướng dẫn kỹ thuật sử dụng xi lò cao tạo hạt trong xây dựng và bảo trì bến cảng và sân bay [46] làm tài liệu tham khảo. Ngoài ra, khi sử dụng xi lò cao dạng hạt làm vật liệu đắp, phải tham khảo Phần III, Chương 2, 5.7 Phương pháp thay thế đất bằng xi lò cao dạng hạt, OCDI 2020.

C.5.2.4 Xi thép là vật liệu dạng hạt, có mật độ hạt lớn hơn cát và phân bố cỡ hạt thuận lợi. Xi thép trải qua quá trình trương nở và phân hủy khi một trong các thành phần của nó, với tự do, phản ứng với nước. Do đó, xi thép thường được sử dụng sau khi được ổn định thông qua xử lý lão hóa bằng hơi nước. Ngoài các ví dụ sử dụng xi thép làm vật liệu làm đường và cải tạo mặt bằng, có trường hợp sử dụng xi thép làm vật liệu cho cọc cát đầm, tận dụng các đặc tính của xi thép có góc kháng cắt lớn. Nó được biết, ngoài việc xử lý lão hóa, trộn xi thép với tro than có thể là một phương pháp gia cố hiệu quả để ngăn xi thép bị trương nở và phân hủy, và xi thép như vậy đã được sử dụng làm cốt liệu bê tông trong xây dựng tại Cảng Kashima. Trong những năm gần đây, phương pháp sử dụng xi thép bằng cách trộn nó với đất nạo

vét (xem Phần II, Chương 11, 7.6 Đất nạo vét, OCDI 2020) đã được phát triển. Khi sử dụng xỉ thép trong xây dựng cảng, có thể sử dụng Hướng dẫn kỹ thuật về sử dụng xỉ thép trong xây dựng và bảo trì cảng và sân bay [67] làm tài liệu tham khảo.

C.5.2.5 Gần đây đã có những trường hợp sử dụng xỉ thép đông đặc qua quá trình thủy hóa làm vật liệu xây dựng dân dụng của kết cấu cảng, chẳng hạn như các khối dè dặng và các khối bảo vệ chân mái dốc. Để biết chi tiết về các trường hợp như vậy, có thể sử dụng Sổ tay Kỹ thuật Sử dụng Xỉ thép hóa rắn qua quá trình hydrat hóa [68] làm tài liệu tham khảo.

C.5.3 Xỉ kim loại màu

Xỉ kim loại màu là vật liệu được sản xuất bằng cách làm đông đặc xỉ nóng chảy, được sản xuất dưới dạng phụ phẩm từ quá trình nấu chảy các vật liệu kim loại không phải là sắt (đồng, ferronickel và kẽm trong phần này), thông qua làm nguội chậm hoặc làm nguội bằng không khí hoặc nước. Đối với chi tiết về xỉ màu, có thể sử dụng Hướng dẫn Công nghệ Tái chế cho Xây dựng và Bảo trì Cảng và Sân bay [66] và Hướng dẫn Kỹ thuật Sử dụng Xỉ màu trong Xây dựng Cảng và Sân bay [69] làm tài liệu tham khảo.

C.5.3.1 Xỉ đồng

Xỉ đồng là một vật liệu cát được sản xuất bằng cách làm nguội xỉ nóng chảy với nước, như trường hợp của xỉ lò cao dạng hạt trong quá trình nấu chảy đồng. Xỉ đồng có mật độ hạt lớn hơn cát và không có tính chất đông kết thủy lực. Mặc dù xỉ đồng có khả năng bị nghiền thành hạt, nhưng nó có góc kháng cắt và độ thấm tương đương với cát biển. Đã có những ghi nhận về tính năng sử dụng xỉ đồng làm cốt liệu bê tông, lấp các thùng chìm và vật liệu cải tạo đất (chẳng hạn như phương pháp cọc cát đầm).

C.5.3.2 Xỉ Ferronickel

Xỉ Ferronickel là vật liệu được tạo ra khi sản xuất ferronickel, là nguyên liệu thô của thép không gỉ. Xỉ Ferronickel có mật độ hạt lớn hơn cát, không có đặc tính thủy lực. Các hồ sơ tính năng đã có về việc sử dụng xỉ ferronickel làm cốt liệu bê tông, lấp các thùng chìm và vật liệu cải tạo đất (chẳng hạn như phương pháp cọc cát đầm), vật liệu tạo bãi và vật liệu làm mặt đường.

C.5.3.3 Xỉ kẽm

Xỉ kẽm là một vật liệu cát được sản xuất bằng cách làm nguội xỉ nóng chảy, Trong đó: hàm lượng sắt và silica trong nguyên liệu thô được liên kết với nhau với nước áp suất cao trong quá trình nấu chảy kẽm. Xỉ kẽm có tỷ trọng lớn và hầu như không có tính chất đông kết thủy lực. Đã có những ghi nhận về tính năng sử dụng xỉ kẽm lấp các thùng chìm.

C.5.4 Xỉ sinh thái

Xỉ sinh thái được sản xuất bằng cách đông đặc xỉ nóng chảy thành các chất thủy tinh hoặc tinh thể theo cách làm nguội các chất vô cơ nóng chảy và tro còn lại sau khi đốt các chất hữu cơ có chủ yếu trong chất thải thông thường (chất thải rắn đô thị) và bùn thải ở nhiệt độ 1200 ° C hoặc cao hơn. Đối với các

thành phần hóa học, tính chất vật lý và phương pháp sử dụng của xỉ sinh thái, Hướng dẫn Công nghệ Tái chế cho Xây dựng và Bảo trì Cảng và Sân bay [66] có thể được sử dụng để tham khảo.

Việc sử dụng xỉ sinh thái đồng đặc trong xây dựng cảng đã được kiểm tra. Xỉ sinh thái đã được kiểm tra chất lượng và bảo quản thích hợp trong suốt quá trình sản xuất và do đó, đáp ứng các tiêu chuẩn về rửa giải và chứa một lượng chất độc hại, được quy định trong các thông báo liên quan, khi nó thực sự được sử dụng. Loại xỉ sinh thái được sản xuất bằng cách làm nguội xỉ nóng chảy với nước có dạng hạt cát và có thể được sử dụng làm vật liệu cho bê tông, cải tạo đất (phương pháp cọc cát đầm), đất đắp, đất lấp và lát bãi.

C.6 Tro than

C.6.1 Tro than sinh ra khi đốt than nghiền thành bột tại các nhà máy nhiệt điện than. Tính chất của tro than thay đổi tùy thuộc vào loại than và phương pháp đốt của lò hơi.

C.6.2 Tro than phần lớn được phân loại thành tro bay và tro clinker, tùy thuộc vào địa điểm sản xuất. Tro bay được thu gom từ khí đốt của lò hơi thông qua thiết bị hút bụi. Tro clinker được sản xuất bằng cách nghiền nhỏ tro than bám dưới đáy lò hơi.

C.6.3 Tro bay có sự phân bố kích thước hạt tương tự như hoạt tính của phù sa và pozzolanic, là một đặc tính thiết lập thủy lực. Tro clinker có phân bố cỡ hạt tương tự như cát, và độ thấm của nó cũng tương đương với cát. Cả tro bay và tro clinker đều có đặc điểm là tỷ trọng hạt của chúng thấp hơn cát.

C.6.4 Tro bay đã được sử dụng rộng rãi như một nguyên liệu thô của xi măng và một loại vật liệu hỗn hợp của bê tông. Ngoài ra, nó đã được sử dụng làm vật liệu đắp nền, lấp đất và vật liệu nền để tận dụng các đặc tính thủy lực và nhẹ của nó.

Ngoài ra, có trường hợp sử dụng tro bay làm vật liệu cải tạo nền trong việc trộn sâu gia cố đất và gia cố bề mặt nền đất yếu. Trong những trường hợp này, tro bay thường được sử dụng như một nguyên liệu cấu thành trộn với xi măng, nước và đất để sản xuất vật liệu đóng rắn và nghiền nhỏ, vật liệu đóng rắn và tạo hạt, vật liệu dạng vữa, vật liệu tro than dẻo. Đối với các đặc tính của tro bay và các vật liệu trộn tro than tương ứng và phương pháp sử dụng của chúng, Hướng dẫn Công nghệ Tái chế cho Xây dựng và Bảo trì Cảng và Sân bay [66] và Hướng dẫn Sử dụng Vật liệu Trộn Tro Than trong Xây dựng Bến cảng [70]. có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

C.6.5 Tro clinker, nhẹ và dễ thấm, đã được sử dụng làm vật liệu tôn tạo và lấp đất. Nó cũng có thể được sử dụng như một loại vật liệu móng thấp hơn với tính năng tương đương với cát được yêu cầu trong công việc làm mặt bãi.

Đối với các đặc tính và phương pháp sử dụng của tro clinker, Hướng dẫn Công nghệ Tái chế cho Xây dựng và Bảo trì Cảng và Sân bay (Bản sửa đổi) [66] có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

C.7 Bê tông mảnh vỡ

C.7.1 Bê tông mảnh vỡ được tạo ra thông qua việc phá dỡ kết cấu bê tông. Các vật liệu sắt, chẳng hạn như thanh thép, thường được loại bỏ khỏi khối bê tông. Bảng C.18 tóm tắt các dạng sử dụng chính của

bê tông mảnh vỡ. Trong bảng, các hình thức sử dụng được liệt kê phía trên yêu cầu ít năng lượng hơn để phá dỡ và tái chế bê tông mảnh vỡ.

Bảng C.18 - Các dạng sử dụng của bê tông mảnh vỡ

Hình thức sử dụng		Ứng dụng tiêu biểu
Như nó là		Đáy bể cá, đá phủ mặt
Dạng khối từ 20 đến 40cm		Vật liệu đá như đá đổ
Hình thức nghiền	Đá đổ thô	Vật liệu đá như lớp nền móng và đất đắp
	Cốt liệu thô	Cốt liệu thô tái chế và vật liệu nền móng
	Cốt liệu mịn	Cốt liệu mịn tái chế
Bột được tạo ra thông qua quá trình phá dỡ		Vật liệu cải tạo đất, chất độn

C.7.2 Bê tông mảnh vỡ chủ yếu được sử dụng làm vật liệu nền mặt bãi.

C.7.3 Các tiêu chuẩn bê tông tạm thời về khối lượng bê tông tái chế được sử dụng làm cốt liệu cho bê tông, vật liệu nền bãi và vật liệu chèn lấp cũng như vật liệu đắp nền được quy định trong Tiêu chuẩn chất lượng tạm thời khi sử dụng để tái chế phụ phẩm bê tông [71] . Cốt liệu tái chế cho bê tông phải chịu sự gắn kết của vữa, có nguồn gốc từ kết cấu bê tông trước khi phá dỡ và chất lượng của cốt liệu tái chế, chẳng hạn như độ hấp thụ và độ đặc chắc, thay đổi tùy thuộc vào mức độ kết dính của vữa đó và do đó ảnh hưởng phần lớn đến các đặc tính của bê tông. Cốt liệu tái chế cho bê tông với chất lượng cao đã được tiêu chuẩn hóa trong JIS (JIS A 5021 Cốt liệu tái chế cho bê tông-Loại H. Ngược lại, đối với cốt liệu tái chế cho bê tông có chất lượng trung bình và thấp, JIS quy định chất lượng bê tông sử dụng cốt liệu (JIS A 5022 Bê tông tái chế loại M và JIS A 5023 Bê tông tái chế sử dụng cốt liệu tái chế Loại L) .

C.7.4 Rất khó để chỉ ra các giá trị tiêu chuẩn của các hằng số vật liệu, chẳng hạn như góc kháng cắt, khi bê tông mảnh vỡ được sử dụng làm vật liệu đất và đá vì các giá trị này thay đổi tùy thuộc vào bê tông mảnh vỡ sẽ được tạo ra. Tuy nhiên, các hằng số vật liệu có thể được thiết lập với tham chiếu tài liệu [24], với điều kiện là tính năng của bê tông trước khi phá dỡ tương đương với tính năng được chỉ ra trong tài liệu tham khảo.

C.8 Mảnh vỡ bê tông nhựa

C.8.1 Mảnh vỡ bê tông nhựa là các mảnh vụn nhựa đường được tạo ra khi loại bỏ hoặc cào mặt đường. Nhiều hướng dẫn kỹ thuật đã được thiết lập để tái chế khối lượng bê tông nhựa, thúc đẩy việc sử dụng tương đối rộng rãi bê tông nhựa mảnh vỡ tái chế. Nó đã được sử dụng chủ yếu trong lĩnh vực mặt đường, và các ứng dụng sử dụng của nó gần như gấp đôi: cấp phối của mặt đường nhựa, chẳng hạn như lớp nền bề mặt và các lớp nền ổn định; và nguyên liệu cơ bản dạng hạt, chẳng hạn như đá nghiền tái chế do máy nghiền chạy và kiểm soát kích thước.

C.8.2 Các đặc tính mảnh vỡ bê tông nhựa khác nhau vì nó được thu thập trong nhiều trường hợp từ các địa điểm xây dựng khác nhau. Do đó, sự thay đổi về chất lượng của hỗn hợp bê tông nhựa tái chế lớn

hơn so với hỗn hợp bê tông nhựa mới. Cần ngăn không cho các chất lạ lẫn vào hỗn hợp nhựa đường tái chế trong quá trình vận chuyển và bảo quản.

C.8.3 Vì quá trình lão hóa làm cho nhựa đường trở nên cứng hơn, nên nhựa đường mới và phụ gia cho nhựa đường tái chế thường được thêm vào để nhựa đường tái chế có thể đáp ứng tốc độ kim thâm nhập theo yêu cầu.

C.8.4 Khi sử dụng mảnh vỡ bê tông nhựa cho mặt đường, cần phải xác nhận rằng chất lượng mảnh vỡ bê tông nhựa thỏa mãn các tiêu chuẩn liên quan được liệt kê trong Hướng dẫn công nghệ tái chế cho xây dựng và bảo trì bến cảng và sân bay [66].

C.8.5 Khi hỗn hợp bê tông nhựa tái chế được sử dụng làm lớp mặt và lớp nền đáp ứng các yêu cầu trong các tiêu chuẩn liên quan, chúng được coi là có chất lượng tương đương với hỗn hợp bê tông nhựa chỉ được sản xuất bằng nguyên liệu thô mới. Tuy nhiên, khi các vấn đề liên quan đến việc sử dụng các phương tiện sử dụng hỗn hợp bê tông nhựa tái chế được xác định trong hồ sơ tính năng trước đây và lịch sử hư hỏng, thì cần phải kiểm tra xem hỗn hợp bê tông nhựa tái chế đó có chất lượng tương đương với hỗn hợp bê tông nhựa mới hay không thông qua các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm hoặc thử nghiệm trên mặt đường. Thử nghiệm theo dõi vết bánh xe là một trong những thử nghiệm trong phòng thí nghiệm để kiểm tra tính lưu động và khả năng chống bong tróc của nhựa đường.

C.8.6 Mảnh vỡ bê tông nhựa tái chế được coi là sẵn có để làm vật liệu đắp đất nền. Tuy nhiên, do chưa tích lũy được đầy đủ thông tin về các công nghệ áp dụng, nên cần phải xác nhận xem mảnh vỡ bê tông nhựa tái chế có đáp ứng yêu cầu hay không, thông qua các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm và thí công thử nghiệm, nếu cần.

C.9 Đất nạo vét

C.9.1 Đất nạo vét thường được sử dụng làm vật liệu chôn lấp hoặc được chứa tại các bãi chứa chất thải trong khu vực cảng trong trường hợp không có bãi chôn lấp nào đang được xây dựng tại thời điểm nạo vét. Tuy nhiên, trong quá trình phát triển cảng và sân bay ngoài khơi, một lượng lớn đất (vật liệu nền) đã được sử dụng thường xuyên để đắp tường bến và kè, lấp đất tôn tạo, cải tạo nền đất yếu, phát triển bãi nông và bãi bùn (Phần III, Chương 11, 3.6 Bảo tồn Môi trường Tự nhiên, OCDI 2020), và các lớp phủ cát (Tài liệu tham khảo (Phần I), Chương 3, 3 Bảo tồn và Phục hồi Môi trường Tự nhiên, OCDI 2020). Do đó, việc tăng tỷ lệ đất nạo vét trong vật liệu nền có thể là một phương tiện cực kỳ hiệu quả để kéo dài tuổi thọ của các bãi xử lý chất thải và giảm chi phí xây dựng.

C.9.2 Sử dụng đất cát nạo vét làm bãi chôn lấp hoặc vật liệu đất lấp làm cho mặt đất được lấp đầy sẽ được ổn định tĩnh nhưng dễ bị hóa lỏng khi tác động của động đất lên nó, do đó đòi hỏi phải thực hiện một số biện pháp đối phó hóa lỏng. Ngoài ra, việc sử dụng đất nạo vét kết dính làm vật liệu chôn lấp hoặc đắp khiến nền đất được lấp rất mềm với hàm lượng nước cao, do đó cần phải cải tạo đất sau khi lấp.

Một phương pháp cải tạo mặt bằng đã được sử dụng thường xuyên trong những trường hợp đó là làm rắn chắc lớp bề mặt, bằng cách lấp đặt các bác thấm đứng để tăng cường sự cố kết.

C.9.3 Trong những năm gần đây, một phương pháp đã được phát triển để làm rắn chắc đất kết dính đã nạo vét và sử dụng nó như một vật liệu tạo bãi hoặc đất đắp, và một phương pháp như vậy đã được thực hiện theo cách sử dụng một tàu chuyên dụng khi đất nạo vét được làm rắn chắc trước được sử dụng để chôn lấp; làm đặc chắc đất nạo vét trong một tàu chở cát, với một chất làm rắn được trộn với nó, trong quá trình vận chuyển đến bãi chôn lấp; và làm rắn chắc đất nạo vét tại chỗ bằng chất làm rắn được trộn với nó. Ngoài đất hóa rắn xi măng, đất hóa rắn xi thép chuyển đổi đã được đưa vào sử dụng thực tế. Tuy nhiên, do cường độ chịu cắt của đất đã được làm rắn chắc thay đổi đáng kể tùy thuộc vào lượng phụ gia của chất đóng rắn và tính chất của đất nạo vét, nên cần phải làm rắn chắc đất nạo vét một cách hợp lý, phù hợp với mục đích sử dụng và môi trường sử dụng. Để biết chi tiết về đất rắn chắc từ xi thép chuyển đổi, có thể tham khảo Hướng dẫn kỹ thuật cho việc sử dụng đất biến tính Calcia trong xây dựng bến cảng, sân bay và ven biển [72].

C.9.4 Phương pháp trộn dòng khí nén là một trong những phương pháp làm rắn chắc được phát triển để thực hiện bãi chôn lấp sử dụng đất nạo vét một cách tiết kiệm và hiệu quả. Phương pháp này cho phép vận chuyển và nhào trộn đất nạo vét được thực hiện đồng thời theo cách bơm chất rắn vào đường ống nơi đất nạo vét được vận chuyển bằng khí nén. Nó nâng cao tính năng của thiết bị trộn với tác dụng nhào trộn của dòng chảy nút được tạo ra trong các đường ống khi đất nạo vét được vận chuyển bằng khí nén trong chúng. Nhiều phương pháp đã được đề xuất để trộn đất nạo vét và chất rắn, bao gồm những phương pháp: làm cho đất nạo vét và chất rắn đi qua máy trộn dòng; thêm và trộn các chất làm rắn dạng bột vào và với đất nạo vét; làm cho đất nạo vét với chất rắn được thêm vào sơ bộ để nó đi qua nhiều ống uốn cong để tăng cường hiệu ứng nhào trộn; và bơm trực tiếp chất làm rắn dạng bùn vào dòng chảy của đất nạo vét kết dính đi qua các đường ống vận chuyển có bố trí nhiều ống phun chất rắn dạng bùn Trong đó:.

C.9.5 Phương pháp xử lý đất nhẹ tạo ra vật liệu chôn lấp nhẹ, sử dụng đất nạo vét theo cách bùn đất nạo vét bằng cách điều chỉnh độ ẩm đến giới hạn lỏng hoặc cao hơn và trộn nó với chất rắn gốc xi măng và vật liệu tiết kiệm trọng lượng, chẳng hạn như bong bóng hoặc hạt mở rộng. Phương pháp xử lý đất nhẹ có các đặc điểm sau.

- a) Phương pháp này có thể sử dụng hiệu quả đất nạo vét và phát triển mặt đất ổn định, thậm chí cả dưới đáy biển.
- b) Phương pháp có thể điều chỉnh đơn vị trọng lượng của đất từ 10 đến 12 kN/m³ để giảm bớt độ lún cố kết của đất nền, giảm áp lực đất và ngăn đất nổi do lực đẩy nổi.
- c) Phương pháp có thể điều chỉnh cường độ nén thoát nước của đất đến 200 đến 600 kN/m² tương đương với đất cứng.

Mặc dù chi phí của phương pháp đất nhẹ đã qua xử lý phần lớn dao động tùy thuộc vào quy mô xây dựng, số lượng các trường hợp áp dụng đã tăng lên ổn định kể từ lần đầu tiên áp dụng cho các công trình khôi phục thảm họa động đất ở Cảng Kobe. Các trường hợp ứng dụng khác bao gồm triển khai quy

mô lớn tại các phần trên của đường hầm lá chắn dưới sân đỗ của nhà ga quốc tế và tại phần chung của đường băng D ở Sân bay Quốc tế Haneda.

Có một phương pháp khác, sản xuất vật liệu chôn lấp bằng cách khử nước đất nạo vét với một nhà máy khử nước, và đã được áp dụng trên quy mô lớn, làm vật liệu đắp, nâng cao độ cao của bãi thải đất ngoài khơi Cảng Shin Moji.

C.10 Vật liệu khác

C.10.1 Vật liệu kim loại trừ sản phẩm thép

C.10.1.1 Khi sử dụng các vật liệu kim loại không phải là sản phẩm thép (thép cacbon), phải lựa chọn các vật liệu phù hợp nhất có tính đến vị trí sử dụng, mục đích, điều kiện môi trường, độ bền và hiệu quả kinh tế.

C.10.1.2 Các sản phẩm bằng kim loại không phải thép (thép cacbon) được sử dụng cho các cơ sở tuân theo các tiêu chuẩn kỹ thuật bao gồm thép không gỉ, nhôm và titan. Các vật liệu kim loại được sử dụng cho các công trình cảng phải có chất lượng cần thiết để đạt được tính năng cần thiết của các công trình này. Tiêu chuẩn Công nghiệp Nhật Bản (JIS) là ví dụ điển hình của các vật liệu kim loại này đáp ứng các điều kiện như vậy.

Thép không gỉ

Bảng C.19 cho thấy các loại sản phẩm thép không gỉ, trong số những sản phẩm tuân thủ JIS, thường được sử dụng trong các công trình kỹ thuật dân dụng. Thép không gỉ được sử dụng chủ yếu để chống ăn mòn, nhưng khả năng chống ăn mòn của thép không gỉ trong môi trường biển thay đổi đáng kể tùy thuộc trên các loại thép không gỉ. Do đó, nên chọn loại thép không gỉ thích hợp có tham chiếu đến kết quả thử nghiệm và hồ sơ tính năng trong quá khứ. Ngoài ra, khi thiết kế và xây dựng kết cấu thép không gỉ, có thể tham khảo Hướng dẫn thiết kế và xây dựng kết cấu công trình dân dụng bằng thép không gỉ [73].

Các ví dụ về thép không gỉ được sử dụng với số lượng lớn cho các công trình trong môi trường biển bao gồm SUS 312L với khả năng chống ăn mòn cao trong nước biển được sử dụng làm vật liệu phủ cho phần ống lồng của đường băng D ở Sân bay Quốc tế Haneda; và SUS 304 N2, SUS 323L và SUS 821 L1 sử dụng cho các công trình cửa lấy nước.

Gần đây, thép không gỉ đã được sử dụng làm thanh cốt bê tông (tham khảo Phần II, Chương 11, 3.1 Vật liệu bê tông, OCDI 2020).

Bảng C.19 - Tiêu chuẩn chất lượng cho các sản phẩm thép không gỉ

Tiêu chuẩn		Kí hiệu	Áp dụng
JIS G 4303	Thanh thép không gỉ	SUS304 (L) SUS316 (L), SUS304N2	Các bộ phận thép nói chung
JIS G 4304	Tấm và dải thép không gỉ cán nóng,	SUS304 (L), SUS316 (L), SUS821L1, SUS323L	Các bộ phận thép nói chung
		SUS312L	Lớp phủ chống ăn mòn của kết cấu thép
JIS G 4305	Tấm và dải thép không gỉ cán nguội	SUS304 (L), SUS316 (L), SUS821L1, SUS323L	Các bộ phận thép nói chung
		SUS312L	Lớp phủ chống ăn mòn của kết cấu thép
JIS G 4309	Thép dây không gỉ	SUS304 (L), SUS316 (L)	Dây
JIS G 4317	Các mặt cắt thép không gỉ tạo hình nóng	SUS304 (L), SUS316 (L)	Các bộ phận thép nói chung
JIS G 4321	Thép không gỉ cho kết cấu xây dựng	SUS304A, SUS316A, SUS304N2A	Các bộ phận thép nói chung
JIS G 4322	Thanh thép không gỉ cho cốt thép bê tông	SUS410-SD, SUS304-SD	Thanh cốt thép bê tông
JIS B 1054	Tính chất cơ học của các bộ phận liên kết bằng thép không gỉ chống ăn mòn	A2-50(tương đương với SUS304), A4-50(tương đương với SUS316)	Các bộ phận liên kết (bu lông)

Nhôm

Nhôm và hợp kim nhôm có ưu điểm là nhẹ, tỷ trọng từ 2,65 đến 2,80 kg/m³; chống ăn mòn và điều kiện thời tiết cao; có khả năng được sản xuất với cường độ và màng bề mặt tùy theo mục đích sử dụng; và rất tốt trong khả năng thi công. Bảng C.20 cho thấy các loại vật liệu nhôm, trong số các loại vật liệu tuân thủ JIS, thường được sử dụng trong các công trình xây dựng dân dụng. Ví dụ về các công trình mà vật liệu nhôm được sử dụng bao gồm cửa dẫn nước, âu tàu, cửa thủy triều, hàng rào bảo vệ phương tiện, hàng rào ngăn chặn xâm nhập, tháp chiếu sáng, lối đi kiểm tra, tay vịn và lan can cầu. Ngoài ra, hợp kim nhôm đã được sử dụng rộng rãi làm cực dương của phương pháp bảo vệ catốt bằng cực dương điện (tham khảo Phần II, Chương 11, 2 Sản phẩm thép, OCDI 2020).

Bảng C.20 - Tiêu chuẩn chất lượng cho vật liệu nhôm

Tiêu chuẩn		Kí hiệu	Áp dụng
JIS H 4000	Tấm, dải nhôm và hợp kim nhôm	A5052P, A5083P, A3004P	Cửa lấy nước, âu tàu, cửa thủy triều, tháp chiếu sáng và mái các công trình
JIS H 4100	Các hình dạng nhôm và hợp kim nhôm hình loại đùn ra	A5083S, A5052S, A6061S, A6063S, A6N01S	Cửa lấy nước, âu tàu, cửa thủy triều, hàng rào bảo vệ xe, lan can cầu, hàng rào chống xâm nhập, tháp chiếu sáng, lối đi kiểm tra và mái các công trình
JIS H 8602	Kết hợp lớp phủ oxit anốt và lớp phủ hữu cơ trên nhôm và hợp kim nhôm	A1, A2	Lớp phủ bề mặt của nhôm và nhôm hợp kim

Titan

Titan có tỷ lệ khối lượng-độ bền lớn. Nghĩa là, titan rất mạnh (độ bền kéo từ 350 đến 520 N/mm²) đối với trọng lượng của nó (mật độ khoảng 4,5 kg/m³). Titan cũng có khả năng liên kết oxy cao và dễ bị thụ động hóa với một lớp oxit (TiO₂) có độ dày khoảng vài chục angstrom được hình thành trên bề mặt của nó. Do đó, titan hầu như không bị ăn mòn và cho thấy khả năng chống ăn mòn vết rỗ và vết nứt cực kỳ cao ngay cả dưới biển. Tận dụng những đặc tính này, titan đã được sử dụng làm vật liệu để ngăn các sản phẩm thép khỏi bị ăn mòn. Bảng C.21 cho thấy các loại vật liệu titan, trong số các loại vật liệu tuân thủ JIS, được sử dụng tương đối thường xuyên cho các công trình cảng. Các ví dụ về vật liệu sử dụng titan bao gồm thép phủ titan và vỏ bảo vệ cho lớp phủ gốc dầu mỡ.

Ngoài ra, có những trường hợp sử dụng lưới hoặc khung titan làm vật liệu anốt của phương pháp dòng điện ngoài làm phương pháp bảo vệ catốt cho các thanh thép của bê tông cốt thép tận dụng trong thực tế là các cực dương đó có thể hoạt động ổn định mà không bị hư hỏng vật liệu ngay cả sau khi đặt dòng điện anốt vào chúng trong một khoảng thời gian dài.

Bảng C.21 - Tiêu chuẩn chất lượng của vật liệu titan

Tiêu chuẩn		Kí hiệu	Áp dụng
JIS H 4600	Titan và tấm hợp kim titan, tấm và dải	TP270C	Lớp phủ titan, vỏ bảo vệ cho lớp phủ gốc dầu mỏ
JIS H 4650	Titan và thanh hợp kim titan		

C.10.2 Vật liệu gia cố bằng sợi

Các vật liệu gia cố bằng sợi điển hình là: 1) vật liệu được gia cố bằng sợi liên tục sử dụng các sợi liên tục; và 2) vật liệu gia cố sợi ngắn sử dụng sợi ngắn trộn trong vật liệu gốc xi măng. Các vật liệu thô thường được sử dụng cho các vật liệu gia cố bằng sợi liên tục là sợi carbon, thủy tinh và sợi aramid. Nguyên liệu thô tương tự cũng được sử dụng để sản xuất vật liệu cốt sợi ngắn nhưng có trường hợp sử dụng sợi thép thay vì chúng.

C.10.2.1 Vật liệu gia cố bằng sợi liên tục

Vật liệu cốt sợi liên tục đã được sử dụng làm thép thanh và các sản phẩm thép PC cho bê tông tensioned các đặc tính của chúng là có khả năng chống ăn mòn cao (tham khảo Phần II, Chương 11, 3.1 Vật liệu bê tông, OCDI 2020).

Ngoài ra, có những trường hợp sử dụng vật liệu cốt sợi liên tục làm bộ phận kết cấu. Ví dụ, FRP (Nhựa gia cường sợi) được sử dụng cho giàn giáo của các cơ sở kiểm tra. Khi thiết kế và xây dựng kết cấu sử dụng FRP, có thể tham khảo Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho cấu trúc hỗn hợp, Thiết kế [74] và Thông số kỹ thuật tiêu chuẩn cho cấu trúc hỗn hợp, xây dựng [75]. Có những trường hợp sử dụng tấm FRP làm ván khuôn chôn trong bê tông và tấm FRP như vật liệu gia cố của các kết cấu dầm và bản sàn.

C.10.2.2 Vật liệu gia cố sợi ngắn

Vật liệu cốt sợi ngắn thường được trộn trong vật liệu gốc xi măng được gọi là bê tông cốt sợi. Các đặc tính của bê tông cốt sợi bao gồm khả năng chống nứt cao và độ dẻo cao. Khi thiết kế và xây dựng bê tông cốt sợi, có thể tham khảo Hướng dẫn thiết kế cho các bộ phận cột bê tông cốt sợi thép [76] và Thiết kế và Hướng dẫn xây dựng cho Bê tông cốt sợi thép cường độ siêu cao [77] .

C.10.3 Chất dẻo và cao su

C.10.3.1 Khi sử dụng nhựa và cao su, phải lựa chọn loại thích hợp có tính đến các yếu tố sử dụng nhựa và cao su, mục đích sử dụng, điều kiện môi trường, độ bền và hiệu quả kinh tế.

C.10.3.2 Sau đây là các ví dụ về việc sử dụng các sản phẩm nhựa và cao su trong xây dựng cảng.

C.10.3.2.1 Vật liệu tổng hợp địa kỹ thuật

Thuật ngữ vật liệu tổng hợp địa kỹ thuật gọi chung là vải địa kỹ thuật (sản phẩm tấm polyme có thể thấm qua) và màng địa kỹ thuật là những sản phẩm có kết cấu giống như màng không thấm. Vật liệu tổng hợp địa kỹ thuật bao gồm vải địa, màng địa và vật liệu tổng hợp địa kỹ thuật.

Vật liệu tổng hợp địa kỹ thuật phần lớn được phân tách thành vật liệu thấm và không thấm. Đặc tính của vật liệu tổng hợp địa kỹ thuật tương ứng như sau.

a) Vải địa thấm nước

Vải địa dệt là một loại vải dệt từ polyester nói chung và có kết cấu là các sợi dọc và sợi ngang vuông góc với nhau.

Vải địa không dệt có cấu trúc như loại dệt được sản xuất không phải bằng cách dệt mà bằng cách làm cho các sợi kết dính hoặc liên kết với nhau hoặc cả hai thông qua các phương tiện cơ học hoặc hóa học hoặc các phương tiện khác sử dụng môi trường dung môi.

1) Sợi dài: một vật liệu, được biểu thị bằng spunbond, được làm từ các sợi cực dài. Nhìn chung nó có độ dày tương đối mỏng từ 10 mm trở xuống và độ dày không thể điều chỉnh dễ dàng.

2) Sợi ngắn: một loại vật liệu, được biểu thị bằng ni, được làm từ các sợi ngắn có chiều dài từ 3 đến 5 cm. Nó có độ dày từ 10 mm trở lên và độ dày có thể được điều chỉnh dễ dàng.

b) Vải địa lý không thấm nước

Vải địa không thấm được thể hiện bằng các tấm không thấm có cấu trúc màng không thấm với vinyl clorua mềm được áp dụng cho vải dệt.

Ngoài ra, sau đây là các ví dụ về các ứng dụng của vải địa trong xây dựng cảng

1) Biện pháp gia cố đất lấp

Khi rải đất chất lượng lên mặt đất đã được lấp bằng đất dính nạo vét, các tấm hoặc lưới vải địa tổng hợp được đặt trực tiếp trên bề mặt của mặt đất để tạo ra một lớp đất chất lượng cần thiết để cho phép các thiết bị nặng di chuyển trên đó đồng thời ngăn chặn đất chất lượng khỏi bị chìm. Trong quá trình xây dựng đất lấp gần đây trên các khu vực bãi chôn lấp yếu, đã có nhiều trường hợp sử dụng lưới vải địa tổng hợp.

2) Ngăn chặn rửa trôi cát và xói mòn

Khi vải địa tổng hợp được sử dụng làm vật liệu lọc để ngăn cát rửa trôi, vải địa tổng hợp ngăn chặn sự xâm nhập của cát thường được đặt ở mặt sau của đá lấp hoặc các đê đá đổ của tường bến và trên toàn bộ mặt đáy hoặc một phần của các phần ở mặt biển của những đê đá đổ. Vải địa tổng hợp ngăn cát xâm nhập như vậy cũng được sử dụng như một biện pháp đối phó để ngăn chặn sự xói mòn do sóng. Để biết thêm chi tiết về việc rửa trôi cát và ngăn ngừa xói mòn, tham khảo Phần II, Chương 2, 7.5 Rửa trôi và xói mòn cát, OCDI 2020.

C.10.3.2.2 Vật liệu mối nối

Vật liệu địa tổng hợp được sử dụng cho các mối nối xây dựng của kết cấu bê tông bao gồm tấm bịt khe, tấm mối nối và vật liệu bít nối. Các tấm bít hầu hết được làm bằng nhựa vinyl clorua mà chất lượng yêu cầu đã được tiêu chuẩn hóa trong JIS K 6734 Chất dẻo-Các tấm poly (vinyl clorua) không hóa dẻo. Các tấm mối nối phần lớn được làm bằng bột nhựa như polyetylen vinyl clorua, polyetylen. Vật liệu làm kín mối nối chủ yếu là các hợp chất làm kín đàn hồi được làm bằng polysulfide, silicon, cao su butyl hoặc cao su chloroprene.

C.10.3.2.3 Đệm tàu

Vật liệu được sử dụng cho đệm tàu nói chung là cao su tự nhiên hoặc cao su tổng hợp dòng diene như cao su styrenebutadiene. Đệm tàu cao su phải chịu các thử nghiệm vật lý, nén tĩnh và độ bền vì chúng cần phải có tính năng vật lý như khả năng chống lão hóa và ôzôn, tính năng chịu nén đối với sự hấp thụ năng lượng và phản lực, và tính năng độ bền đối với tải trọng lặp lại. Đối với các phương pháp thử nghiệm này, tham chiếu đến Phần II, Chương 1, 5.7 Đệm tàu, OCĐI 2020. Các đệm tàu được lựa chọn trong quá trình xác minh tính năng phải là những đệm có khả năng hấp thụ năng lượng cập bến của tàu khi chúng đến dọc theo cầu cảng. Khi lựa chọn đệm tàu cần lưu ý rằng tính năng hấp thụ năng lượng của đệm bị ảnh hưởng phần lớn bởi vật liệu cấu thành và hình dạng của chúng. Để xác minh tính năng của đệm tàu, Phần III, Chương 5, 9.2 Hệ thống đệm tàu, OCĐI 2020 có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo. Khi xác định có nên thay thế (làm mới) đệm tàu cao su hay không thông qua việc đánh giá mức độ lão hóa và hư hỏng trong quá trình bảo trì đệm tàu cao su, có thể tham khảo Hướng dẫn Bảo trì đệm tàu cao su [78].

C.10.3.2.4 Vật liệu bịt kín

Vật liệu bịt kín được sử dụng cho các mối nối của ống xả cát và làm kín các miếng đệm cao su của các bộ phận hầm chìm.

C.10.3.2.5 Chất kết dính

Có những chất kết dính làm từ một số loại nhựa tổng hợp được sử dụng để ghép nối các thành viên cầu hoặc các tấm bê tông đúc sẵn và sửa chữa các vết nứt trên bê tông.

C.10.3.2.6 Vật liệu thoát nước

Có hai loại vật liệu thoát nước: một loại có cấu tạo gồm lõi làm từ lõi đặc biệt cứng và lõi lọc không dệt; và loại còn lại có cấu trúc đơn nhất xốp được làm bằng polyvinyl clorua được xử lý đặc biệt.

C.10.3.2.7 Mối nối và ổ trục

Trong cầu cảng, các khe co giãn bằng cao su và các gối đệm cao su một lớp hoặc nhiều lớp đã được sử dụng.

C.10.3.2.8 Các công trình phụ trợ

FRP cũng đã được sử dụng cho các phương tiện nổi như phao và pontoon. FRP và cao su đã được sử dụng cho một số loại thang, tay vịn và gờ chắn xe.

C.10.3.2.9 Polystyrene mở rộng

Tận dụng đặc tính nhẹ của nó, polystyrene mở rộng đã được sử dụng làm vật nổi của phao và pontoon; một phần của kết cấu công trình dân dụng; vật liệu xây dựng dân dụng như khối EPS và hạt nhựa nở. Các khối EPS đã được sử dụng như một biện pháp đối phó để giảm áp lực đất, ngăn chặn sự lún của đất đắp được xây dựng trên nền đất yếu, ngăn bề mặt đất tạo ra chênh lệch cao độ, và tạo điều kiện xây dựng nền móng bãi tạm thời. Hạt nhựa nở ra đã được sử dụng như một vật liệu để sản xuất vật liệu đắp nền nhẹ theo cách trộn đất địa phương với chất đóng rắn như xi măng để giảm độ lún và áp lực đất.

C.10.3.3 Dưới đây là mô tả về tấm và tấm ngăn cát xâm thực cũng như thảm cao su thường được sử dụng trong các công trình cảng.

a) Vải ngăn cát xâm thực

Các loại vải được sử dụng cho vải ngăn cát xâm thực ngăn đất trộn vào vật liệu đắp là vải không dệt, dệt nhiều lớp, dệt nhiều lớp có độ bền cao, dệt nhiều lớp có độ giãn dài cao, vải không dệt sợi ngắn và vải không dệt sợi dài. Khi xác định loại vải, nên cân nhắc phù hợp với điều kiện thi công bao gồm sóng truyền qua các đê trong quá trình xây dựng, sóng và gió ở các khu vực đất đắp, sự hao mòn do tác động của tia cực tím, sự xuống cấp, phương pháp lấp đất, mực nước dư, độ chính xác của công việc san lấp và sóng truyền qua các đê sau khi xây dựng. Khi đặt vải ngăn cát xâm nhập, phải đảm bảo các tấm vải tiếp giáp được bố trí đủ tiêu chuẩn cho phép và được may bằng vật liệu có độ bền và đàn hồi để không để lại khe hở. Độ bền và độ đàn hồi của các phần được may giữa các tấm vải tiếp giáp phải gần với độ bền và độ đàn hồi của chính tấm vải theo cả chiều dọc và chiều ngang.

Để ngăn chặn cát xâm nhập, vải có thể bị nổi lên và bị mài mòn bởi đá bồi lấp, nên thực hiện các biện pháp ngăn chặn bằng cách đặt bao cát, cài dây xích neo và đặt lưới thép trên vải ngay sau khi đặt vải. Khi thực hiện các biện pháp phòng ngừa như vậy, cũng cần đặc biệt chú ý để đảm bảo rằng vải được che phủ đầy đủ mà không bị trôi nổi ở các điểm dừng của các biện pháp phòng ngừa nơi vải dễ bị mài mòn. Đối với áp lực do sóng truyền qua các đê, Phần II, Chương 2, 6 Lực sóng, OCDI 2020 có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

Các loại vải ngăn cát xâm nhập được đặt dưới các đê đá đổ để ngăn đất nền không bị rửa trôi phải được lựa chọn dựa trên các điều kiện xây dựng như độ cao của sóng, dòng triều và kích thước của các đê đá đổ.

Bảng C.22 cho các tiêu chuẩn tối thiểu đã được áp dụng cho vải dệt và vải không dệt cho đến nay. Tốt hơn là sử dụng các sản phẩm phù hợp với tác động của ngoại lực

Bảng C.22 (a) - Các tiêu chuẩn tối thiểu đã được áp dụng cho vải ngăn cát xâm nhập (vải dệt)

Loại	Độ dày	Độ bền kéo	Độ giãn dài	Khối lượng	Nhận xét
Vải không dệt	4,2 mm hoặc lớn hơn	880 N/5cm hoặc lớn hơn	60% hoặc lớn hơn	500 g/m ² hoặc lớn hơn	JIS L 1908

Lưu ý: Độ dày 4,2 mm hoặc lớn hơn được áp dụng cho vải chịu tải 2 kN/m² theo tiêu chuẩn JIS L 1908. Khi không chịu tải, độ dày phải là 5 mm hoặc lớn hơn.

**Bảng C.22 (b) - Các tiêu chuẩn tối thiểu đã được áp dụng cho vải ngăn cát xâm nhập
(vải không dệt)**

Loại	Độ dày	Độ bền kéo	Độ giãn dài	Khối lượng
Vải dệt	0.47 mm hoặc lớn hơn	4,080 N/5cm hoặc lớn hơn	15% hoặc lớn hơn	JIS L 1908

b) Tấm ngăn cát xâm nhập

Các tấm ngăn cát xâm nhập được sử dụng như các biện pháp chống lại sự xâm nhập và được lắp đặt tại các khớp thẳng đứng của thùng chìm được làm bằng polyvinyl clorua dẻo hoặc cao su. Để ngăn không cho đất đắp bị rửa trôi qua các khe hở giữa các tấm ngăn cát và các mối nối, các tấm ngăn cát xâm nhập phải được lắp lại để cách ly đất đắp với các tấm. Ngoài ra, vì các khoảng trống bên trong các mối nối phải chịu áp lực của sóng, tốt nhất nên xác định các tấm ngăn cát xâm nhập để ngăn các tấm không bị hư hại do sóng trong thời gian sử dụng. Đối với áp suất sóng bên trong các mối nối, Phần II, Chương 2, 6 Lực sóng , OCDI 2020 có thể được sử dụng làm tài liệu tham khảo.

Bảng C.23 và C.24 cho các tiêu chuẩn tối thiểu đã được áp dụng cho các tấm ngăn cát xâm nhập cho đến nay. Tốt hơn là sử dụng các sản phẩm phù hợp với tác động của ngoại lực.

Bảng C.23 - Các tiêu chuẩn tối thiểu đã được áp dụng cho các tấm ngăn cát xâm nhập (trường hợp tấm Vinyl clorua dẻo có độ dày 5 mm)

Hạng mục thử nghiệm	Nội dung thử nghiệm		Giá trị tiêu chuẩn
	Phương pháp	Hướng kéo	
Độ bền kéo	Tuân thủ JIS K 6723 Mẫu thử nghiệm quả tạ loại 1	Ngang	740 N/cm hoặc lớn hơn
Độ bền chọc thủng	Tuân thủ JIS K 6252 Thử nghiệm hình dạng góc không cắt của mẫu	Theo chiều dọc	250 N hoặc lớn hơn
Giãn dài	Tuân thủ JIS K 6723 Mẫu thử nghiệm quả tạ loại 1	Ngang	180% hoặc lớn hơn
Tỷ lệ độ bền kéo trong nước biển và độ bền kéo còn lại	Tuân thủ JIS K 6773	Ngang	90% hoặc lớn hơn
Tỷ lệ độ giãn dài trong nước biển và độ giãn dài còn lại	Tuân thủ JIS K 6773	Ngang	90% hoặc lớn hơn
Trọng lượng riêng	Tuân thủ JIS K 7112	-	1,2 – 1,5
Độ bền xé rách	Tuân thủ JIS K 6256 Chiều rộng 25 x 250 mm mẫu hình dài	Theo chiều dọc	30 N/cm hoặc lớn hơn

Bảng C.24 - Các tiêu chuẩn tối thiểu đã được áp dụng cho các tấm ngăn chặn sự xâm thực của cát (tấm cao su ốp lưng)

Hạng mục thử nghiệm	Nội dung thử nghiệm		Giá trị tiêu chuẩn
	Phương pháp	Hướng kéo	
Độ bền kéo	JIS K 6404-2	-	4.400 N/cm hoặc lớn hơn

c) Thẩm cao su

Thẩm cao su được sử dụng để tăng ma sát, có hai loại: làm bằng cao su tái chế và làm bằng cao su mới. Thẩm cao su có chất lượng nêu trong Bảng C.25 và C.26 đã được sử dụng trong nhiều trường hợp.

Bảng C.25 - Chất lượng cao su tái chế

Hạng mục thí nghiệm			Tính năng	Điều kiện / phương pháp thử nghiệm
Thí nghiệm vật lý	Trước lão hóa	Độ bền kéo Độ bền chọc thủng Độ cứng Độ giãn dài	4.9 Mpa hoặc lớn hơn 18 N/mm hoặc lớn hơn 55-70 Graduations 160% hoặc lớn hơn	JIS K 6251 JIS K 6252 JIS K 6253 JIS K 6251
	Sau lão hóa	Độ bền kéo Độ bền chọc thủng Độ cứng Độ giãn dài	3.9 Mpa hoặc lớn hơn - Trong khoảng + - 8 của giá trị trước khi lão hóa 140% hoặc lớn hơn	JIS K 6251 Kiểm tra độ lão hóa theo JIS K 6257 JIS K 6253 Nhiệt độ lão hóa 70 ^o ±1 ^o JIS K 6251 Thời gian lão hóa 96 0/-2 giờ

Bảng C.26 - Chất lượng cao su mới

Hạng mục thí nghiệm			Tính năng	Điều kiện / phương pháp thử nghiệm
Thí nghiệm vật lý	Trước lão hóa	Độ bền kéo Độ bền chọc thủng Độ cứng Độ giãn dài	9.8Mpa hoặc lớn hơn 25 N/mm hoặc lớn hơn 70+-5 Graduations 250% hoặc lớn hơn	JIS K 6251 JIS K 6252 JIS K 6253 JIS K 6251
	Sau lão hóa	Độ bền kéo Độ bền chọc thủng Độ cứng Độ giãn dài	9.3 Mpa hoặc lớn hơn - Trong khoảng + - 8 của giá trị trước khi lão hóa 200% hoặc lớn hơn	JIS K 6251 Kiểm tra độ lão hóa theo JIS K 6257 JIS K 6253 Nhiệt độ lão hóa 70°+-1° JIS K 6251 Thời gian lão hóa 96 0/-2 giờ
	Biến dạng nén lâu dài		45% hoặc lớn hơn	JIS K 6262 Nhiệt độ lão hóa 700+-10 Thời gian lão hóa 24 0/-2 giờ

C.11 Hệ số ma sát

C.11.1 Hệ số ma sát tĩnh có thể được sử dụng làm hệ số ma sát của vật liệu được sử dụng để tính toán lực cản ma sát chống trượt của công trình. Trong trường hợp như vậy, tốt hơn là nên đặt các hệ số ma sát của vật liệu một cách thích hợp có xét đến các đặc tính của công trình và vật liệu.

C.11.2 Các giá trị được liệt kê trong Bảng C.26 thường có thể được sử dụng làm giá trị đặc trưng của hệ số ma sát tĩnh trong việc xác minh tính năng của các công trình cảng. Cần lưu ý rằng các phép đo hệ số ma sát cho thấy sự thay đổi lớn ngay cả khi các phép đo thu được thông qua các thử nghiệm lặp lại

trong các điều kiện giống hệt nhau. Các giá trị trong Bảng C.26 đã được quy ước sử dụng làm hệ số ma sát thích hợp theo kinh nghiệm.

Đối với những trường hợp không có trong bảng, nên tiến hành thử nghiệm để xác định các giá trị của hệ số ma sát.

C.11.3 Các giá trị trong Bảng C.26 chỉ có thể được sử dụng để kiểm tra độ ổn định của các công trình liên quan đến trượt và không thể được sử dụng làm hệ số ma sát trong việc kiểm tra sức chịu tải của cọc dựa trên ma sát thành bên giữa vùng bên ngoài của cọc và đất; xác minh tính ổn định của dè chắn sóng mái nghiêng; tính toán lực cản ma sát khi lao các thùng chìm qua đường trượt; và tính toán áp lực đất dựa trên các góc của ma sát tường. Ngược lại, mặc dù các giá trị trong Bảng C.26 là hệ số ma sát tĩnh đối với các tác động tĩnh, chúng có thể được sử dụng làm hệ số ma sát đối với các tác động động như dịch chuyển mặt đất do động đất vì không có sẵn dữ liệu thích hợp về hệ số ma sát động. .

Bảng C.27 - Các giá trị đặc trưng của hệ số ma sát tĩnh

Bê tông và bê tông	0.5
Bê tông và nền móng	0.5
Bê tông dưới nước và đá tảng	0.7 đến 0.8 ^{ghi chú 1)}
Bê tông và đá dăm	0.6
Gạch vụn và gạch vụn	0.8
Gỗ và gỗ	0.2 (ướt) đến (khô)
Thảm tăng cường ma sát và đá vụn	0.75

CHÚ THÍCH

1) Trong trường hợp ma sát giữa bê tông dưới nước và đá gốc, hệ số ma sát có thể là 0,8 trong các điều kiện tiêu chuẩn với điều kiện là giá trị này cần phải giảm xuống 0,7 tùy thuộc vào mức độ nghiêm trọng của độ giòn hoặc vết nứt của đá gốc hoặc chuyển động của cát phủ đá gốc.

2) Các hệ số ma sát trong xác minh tính năng của các khối ô vữa, có thể tham khảo Phần III, Chương 5, 2.2 Bến cảng kiểu trọng lực, OCDI 2020.

C.11.4 Đối với khả năng chống trượt và ma sát, có thể sử dụng Tài liệu tham khảo từ [79] đến [84]. Ngoài ra, đối với hệ số ma sát giữa đáy của tường chắn đất (trên đất liền) và nền móng, có thể tham khảo Hướng dẫn đào đắp đường bộ và tường chắn đất [85].

C.11.5 Hệ số ma sát của thảm tăng cường ma sát

Nói chung, vật liệu làm thảm tăng cường ma sát phải được lựa chọn cẩn thận với kết quả thử nghiệm hệ số ma sát ngoài độ bền của vật liệu được sử dụng, tầm quan trọng của công trình, điều kiện thủy văn và hiệu quả kinh tế. Như thể hiện trong Bảng B.26, hệ số ma sát 0,75 có thể được sử dụng khi vật liệu bitum hoặc cao su được sử dụng cho thảm tăng cường ma sát. Trong trường hợp các vùng lạnh, nên thiết lập hệ số ma sát thông qua các thử nghiệm riêng biệt. Các quy định trên sẽ không được áp dụng

cho các trường hợp hệ số ma sát được xác nhận riêng lẻ, ví dụ thông qua các thử nghiệm trên cơ sở các điều kiện thiết kế và điều kiện kết cấu của các công trình riêng lẻ. Để tham khảo, hệ số ma sát lớn nhất giữa thảm tăng cường ma sát và đá đổ là 0,8 trong thiết kế trước đây. Khi sử dụng thảm tăng cường ma sát cho các phương tiện neo đậu, có thể tham khảo Phần III, Chương 5, Cơ sở neo đậu, 2.2.3 Xác minh hoạt động, OCDI 2020.

C.11.6 Hệ số ma sát của bê tông đúc tại chỗ

Trong số các giá trị của hệ số ma sát tính trong Bảng C.26, các giá trị liên quan đến bê tông được coi là thay đổi tùy thuộc vào việc bê tông được đúc tại chỗ hay đúc sẵn. Cần thiết lập các hệ số ma sát của bê tông đúc tại chỗ một cách thích hợp có tính đến các đặc tính của vật liệu và các điều kiện tự nhiên.

Phụ lục D
(Tham khảo)

Thí nghiệm mô hình thủy lực (OCDI 2020)

D 1 Yêu cầu chung

D 1.1 Mục tiêu

Hầu hết tất cả các phương trình đánh giá và bản vẽ thiết kế bao gồm công thức lực sóng và biểu đồ tính toán đối với lượng sóng tràn mô tả tính năng của kết cấu, được rút ra hoặc xác minh không chỉ bằng các bài kiểm tra lý thuyết mà còn cả các thí nghiệm mô hình thủy lực. Lý do là sóng, như một ngoại lực, thể hiện tính phi tuyến. Đặc biệt, trong trường hợp nước nông và sóng cao với chu kỳ dài, sóng thường thể hiện phi tuyến đáng kể. Hiện tượng sóng vỡ là một ví dụ điển hình. Cho đến nay, thí nghiệm mô hình thủy lực là phương pháp duy nhất có thể mô hình hóa các hiện tượng sóng như vậy. Trong những năm gần đây, người ta đã có thể kiểm tra sự biến đổi của sóng một cách chi tiết bằng cách sử dụng phân tích số. Tuy nhiên, trong trường hợp các phân tích số không thể tái tạo chính xác các hiện tượng quan tâm, đặc biệt là đối với các hành vi phi tuyến mạnh như biến đổi sóng bao gồm các xoáy mạnh do sóng vỡ trên địa hình rạn san hô, thì việc đánh giá bằng thí nghiệm mô hình thủy lực là rất quan trọng. Nếu các cấu trúc tương tác với nhau, hiện tượng trở nên phức tạp hơn, và việc đánh giá bằng phân tích số yêu cầu mô hình hóa cấu trúc hoặc chính bản thân hiện tượng đó. Tuy nhiên, để đánh giá thiết kế tính năng liên quan đến độ ổn định của kết cấu, cần phải đánh giá chế độ phá hoại với sự chuyển động hoặc biến dạng của các kết cấu này. Trong những trường hợp như vậy, rất khó để tiến hành đánh giá nếu chỉ sử dụng phương pháp xử lý lý thuyết và phân tích số.

Đối với sự tương tác giữa sóng và cấu trúc, mặc dù có thể tiến hành quan sát và đánh giá hiện trường, nhưng rất khó để đánh giá hoạt động của cấu trúc bằng quan sát hiện trường. Điều này là do hầu như không thể lường trước được các điều kiện tương tự như điều kiện thiết kế do không thể kiểm soát được các điều kiện ngoại lực, không thể tiến hành quan sát với các điều kiện kết cấu khác nhau và cần phải có nỗ lực đáng kể, bao gồm cả chi phí, cho việc quan sát hiện trường.

Ngay cả đối với các công thức thiết kế và sơ đồ thiết kế trong quá khứ, ứng dụng của chúng thường bị giới hạn trong một số phạm vi cụ thể nhất định tùy thuộc vào các điều kiện ngoại lực như chiều cao và chu kỳ của sóng, và các điều kiện tự nhiên, chẳng hạn như độ sâu của nước. Nếu các điều kiện nằm ngoài phạm vi áp dụng, cần phải xác nhận thông qua thí nghiệm mô hình thủy lực.

Trong điều kiện hiện nay mà phân tích số đang trở thành kỹ thuật chủ đạo, thí nghiệm mô hình thủy lực là cần thiết, và mục đích của thí nghiệm là để hiểu rõ hơn, xác nhận các hiện tượng thủy lực liên quan đến sóng, đánh giá các dạng hư hỏng của kết cấu được yêu cầu. Để xác minh tính năng, xây dựng phương pháp xác minh tính năng cho kết cấu và xác minh các mô hình phân tích số.

D 1. 2 Phân loại thí nghiệm mô hình thủy lực cho kết cấu

Các thí nghiệm mô hình thủy lực cho kết cấu được phân loại như sau:

- a) Thí nghiệm mô hình thủy lực về ổn định chống sóng của kết cấu
- b) Thí nghiệm mô hình thủy lực về tính năng phản xạ và truyền sóng của kết cấu
- c) Thí nghiệm mô hình thủy lực về các biện pháp đối phó với sóng tràn của kết cấu

Mặc dù các thí nghiệm nói trên hầu hết được thực hiện dưới dạng thí nghiệm mô hình mặt cắt, nhưng việc xác minh tính năng có thể được thực hiện bằng các thí nghiệm mô hình mặt phẳng trong trường hợp các đặc điểm của sóng phẳng, ảnh hưởng của địa hình đáy biển phức tạp và ảnh hưởng của việc bố trí mặt phẳng của các cấu trúc cần phải được xem xét

D 1.3 Thiết bị thí nghiệm và dụng cụ đo lường

- a) Máy tạo sóng
- b) Dụng cụ đo đạc

D 1.4 Thiết lập các điều kiện tự nhiên cho một thí nghiệm mô hình

- a) Mức thủy triều
- b) Sóng
- c) Địa hình đáy biển

D 1.5 Các điểm chú ý trong thí nghiệm mô hình thủy lực

- a) Quy tắc tương tự và quy mô mô hình
- b) Đặc điểm của sóng trong bể sóng
 - 1) Hao tổn do ma sát và bụi bẩn trên mặt nước
 - 2) Ảnh hưởng của sóng phản xạ
 - 3) Sóng xung quanh phần trước của chuỗi sóng
 - 4) Điều chế sự mất ổn định
 - 5) Tạo sóng bằng cách cộng hưởng với bể sóng
 - 6) Tạo đỉnh sóng thứ cấp
 - 7) Tạo ra các sóng chu kỳ dài
- c) Thời gian đo
 - 1) Thử nghiệm với sóng điều hoà
 - 2) Thử nghiệm với các sóng ngẫu nhiên
- d) Các biện pháp chống lại sóng phản xạ
- e) Kiểm tra sóng thí nghiệm

D. 2 Thí nghiệm mô hình thủy lực về ổn định chịu sóng của kết cấu

D.2.1 Tính ổn định chống sóng

Thí nghiệm mô hình thủy lực về ổn định chịu sóng của kết cấu được thực hiện để đánh giá lực sóng sử dụng trong thiết kế kết cấu, xác nhận tính ổn định bằng cách đánh giá các điều kiện giới hạn hư hỏng do trượt của kết cấu trọng lực và biên trong thiết kế chịu sóng (sau đây gọi là , biên chống sóng), và để đánh

giá tỷ lệ thiệt hại và số lượng ổn định được sử dụng cho thiết kế chống sóng của đá bao phủ và khối tiêu sóng.

Biên thường được định nghĩa là tỷ lệ giữa các điều kiện thiết kế với các điều kiện giới hạn hư hỏng và đồng ý với cái gọi là các hệ số an toàn trong thiết kế. Tuy nhiên, hiếm khi xảy ra trường hợp các biên và các hệ số an toàn thực sự đồng ý với nhau, và thường là những trường hợp tạo ra những khoảng trống có hệ thống.

Các công trình mục tiêu là đê chắn sóng (kiểu caisson, kiểu dốc, kiểu tần sóng thẳng đứng và đê chắn sóng kiểu thân nổi), ngoài ra còn có các bộ phận gắn liền với đê chắn sóng như bộ giáp cũng như các khối tiêu sóng đặt trên bề mặt trước của đê chắn sóng, kè, và những thứ tương tự.

Liên quan đến độ ổn định chống sóng, do cần phải hiểu các dạng hư hỏng của kết cấu, cần phải xây dựng các kế hoạch thí nghiệm bao gồm xác nhận ứng xử của kết cấu chống lại sóng.

Các hiện tượng cần được xem xét khi đánh giá tính ổn định chịu sóng của kết cấu bao gồm a) áp suất sóng hoặc lực sóng tác động lên kết cấu, b) phân bố áp suất sóng hoặc lực sóng tác dụng lên các thành phần kết cấu, c) trượt và lật của mặt cắt thẳng đứng của cấu trúc kiểu trọng lực, độ ổn định của các khối chắn sóng nghiêng và tần sóng, d) độ ổn định của các đơn vị áo giáp và công việc bảo vệ chân, và e) độ ổn định khi neo các cấu trúc kiểu thân nổi.

D.2.2 Thông số kỹ thuật của sóng và mực nước triều cho thí nghiệm

Đối với ngoại lực cần thiết để đánh giá tính ổn định chống sóng, phải có dải chiều cao sóng từ thấp đến cao (vượt sóng thiết kế), tập trung vào các sóng thiết kế của các cấu trúc. Đặc biệt, trong các thí nghiệm để khẳng định biên độ chịu sóng và trượt và lật của thân của kết cấu kiểu trọng lực, cần phải thực hiện khảo sát từ độ cao sóng thấp hơn điều kiện thiết kế. Trong đó: kết cấu cho thấy vẫn ổn định, đến chiều cao sóng vượt quá sóng thiết kế. Trong đó: thiệt hại nghiêm trọng xảy ra. Được biết, khối tiêu tán sóng là kết cấu có biên độ chịu sóng tương đối lớn, không xảy ra hỏng hóc nghiêm trọng, kể cả đối với những điều kiện vượt sóng thiết kế. Trên cơ sở này, chiều cao sóng được sử dụng cho các thí nghiệm phải được đặt trong phạm vi từ 0,7 đến 2 lần chiều cao sóng thiết kế. Mặc dù chu kỳ sóng thường được thiết lập kết hợp với chiều cao sóng bằng cách xem xét các điều kiện thời tiết hàng hải tại một vị trí mục tiêu, các sóng có chu kỳ dài hơn thời gian của sóng thiết kế nên được đưa vào.

Liên quan đến mực nước thủy triều, thường là nếu nó cao hơn, chiều cao sóng cũng trở nên cao hơn và tạo ra các điều kiện khắc nghiệt hơn cho sự ổn định của các công trình. Khi có điều kiện xảy ra hiện tượng sóng vỡ mạnh trong mối quan hệ giữa độ sâu mực nước và chiều cao sóng, thì mực nước triều này cũng phải được bổ sung vào các điều kiện.

Đối với các khối giáp và các khối bảo vệ chân để bị ảnh hưởng của dòng chảy, vận tốc sóng có thể cao hơn khi mực nước thủy triều xuống, và cần thiết lập các điều kiện thích hợp trong phạm vi giữa LWL (mức nước thấp nhất trung bình hàng tháng mức) và HHWL (mức nước cao nhất được ghi nhận) dựa trên điều kiện hiện trường.

D.2.3 Tỷ lệ mô hình và chế tạo

Mặc dù mong muốn rằng các mô hình cho thí nghiệm chống sóng phải càng lớn càng tốt, tỷ lệ mô hình phải được xác định bằng cách xem xét kích thước của bể sóng thí nghiệm và chiều cao tối đa của sóng có thể tạo ra. Tỷ lệ mô hình khoảng 1/10 đến 1/50 thường được sử dụng và tỷ lệ mô hình từ 1/20 đến 1/30 thường được áp dụng nhất.

Các mô hình sẽ được thu nhỏ dựa trên quy tắc tương tự Froude. Do đó, trong các thí nghiệm về trượt và lật của caisson, khối lượng của mô hình caisson sẽ được giảm xuống lũy thừa thứ ba của tỷ lệ mô hình, và vị trí của trọng tâm phải được điều chỉnh để nó ở cùng vị trí với điều kiện hiện trường. Trong trường hợp thí nghiệm trượt, hệ số ma sát giữa caisson và riprap cần phải phù hợp với điều kiện thiết kế dựa trên thí nghiệm ma sát. Mặc dù các mô hình cho caissons thường được sản xuất bằng cách tạo hình hộp bên ngoài bằng vữa hoặc bê tông, hiện nay người ta thường sản xuất các mô hình bằng acryl, tương đối dễ gia công và có đủ độ bền. Trong trường hợp này, một số biện pháp là cần thiết, chẳng hạn như xây dựng bản đáy bằng vật liệu bê tông để ma sát giống như hiện trường.

Nếu đo được áp lực sóng và lực sóng tác động lên thân đề chắn sóng và các thành phần thì không thể đo chính xác áp suất sóng hoặc lực sóng khi thân đề chắn sóng di chuyển. Do đó, các biện pháp liên quan đến việc làm cho các khối đề chắn sóng trở nên nặng nề hoặc cố định các khối vào các mô hình đáy biển được xem xét để ngăn chặn sự rung chuyển do ngoại lực lớn.

Các mô hình khối tiêu tán sóng được sản xuất bằng cách sử dụng vữa hoặc bê tông với cốt liệu có đường kính nhỏ. Các quả cân làm bằng các miếng sắt hoặc chì nhỏ được nhúng vào các khối để điều chỉnh vị trí của trọng tâm và quả nặng.

Trong trường hợp thí nghiệm neo của đề chắn sóng nổi được thực hiện, nếu hình dạng và trọng lượng của vật nổi phù hợp với nhau dựa trên quy tắc tương tự Froude và vị trí của trọng tâm được điều chỉnh, thì trọng tâm nổi và chiều cao trung tâm, được tái tạo trong quy mô mô hình. Đối với dây buộc, xem xét đặc tính lò xo của dây buộc thực tế, mô hình chuỗi hoặc dây được làm từ vật liệu thích hợp sẽ được sử dụng để tái tạo các đặc tính trong tỷ lệ mô hình.

Địa hình đáy biển sẽ được mô hình hóa để tái tạo sự chuyển đổi của sóng ở mặt trước của các công trình. Trong trường hợp độ dốc đáy biển tại hiện trường có thể được coi là đồng nhất, thì địa hình đáy biển mô hình được thiết lập để có cùng độ dốc đáy biển. Trong trường hợp địa hình thay đổi phức tạp, địa hình hiện trường có thể được tái tạo bằng cát và vữa. Mặt khác, do sự biến đổi sóng bị ảnh hưởng mạnh nhất bởi độ dốc đáy biển trung bình xấp xỉ một bước sóng, địa hình địa phương có thể được làm phẳng để tạo thành độ dốc đáy biển với một bước hoặc một số bước như một giá trị gần đúng.

Biên giới giữa mô hình địa hình đáy biển và các thành bên của bể tạo sóng phải được lấp đầy bằng silicon hoặc vật liệu tương tự để ngăn rò rỉ nước. Nếu biện pháp này không được thực hiện, áp suất sẽ giảm do rò rỉ nước, dao động bề mặt nước sẽ bị ảnh hưởng và không thể tái tạo chính xác sự biến đổi của sóng như sóng xô bờ. Điều này cũng đúng với ranh giới giữa một mô hình và các thành bên của bể chứa sóng. Nếu nước vào và ra, lực sóng không thể đo chính xác vì áp suất giảm. Trong trường hợp

- 4) Đặt thiết bị đo lường như máy đo áp suất sóng vào mô hình.
- 5) Đặt thiết bị đo lường như máy đo lực thành phần dưới nước.
- 6) Cài đặt mô hình dưới đáy biển.
- 7) Điều chỉnh mực nước theo cài đặt mực thủy triều.
- 8) Lắp đặt thiết bị đo lường như máy đo sóng và máy đo dòng điện.
- 9) Để mô hình lắng xuống cho đến khi không có xáo trộn trên bề mặt nước cũng như dòng nước.
- 10) Đặt các điều kiện như độ cao và chu kỳ của sóng, bắt đầu tạo sóng và thu được các dữ liệu khác nhau bằng thiết bị đo lường.

Sau đó lặp lại 9) và 10) cho các điều kiện khác nhau.

Đối với quy trình 10), cần lưu ý rằng nếu thí nghiệm được tiến hành trong khi mặt nước đang chuyển động thì có thể không đạt được độ tái lập của thí nghiệm. Phép đo lực sóng tác động lên kết cấu dạng thân nổi sẽ được tiến hành theo cách tương tự, nhưng sẽ bao gồm nhiều thông số đo hơn như lực căng dây neo và chuyển động của phao nổi.

Thí nghiệm trượt và lật của kết cấu

Sau khi các thủ tục 1) đến 4) được tiến hành, các thủ tục sau được thực hiện: 5) Lắp đặt mô hình xuống đáy biển. 6) Điều chỉnh mực nước theo cài đặt mực thủy triều. 7) Lắp đặt thiết bị đo lường, chẳng hạn như máy đo sóng, máy đo dòng điện và máy đo độ dịch chuyển, để đo vị trí của thân đề chấn sóng. 8) Để mô hình lắng xuống cho đến khi không có xáo trộn trên bề mặt nước cũng như dòng nước. 9) Đặt các điều kiện, chẳng hạn như chiều cao và chu kỳ của sóng, bắt đầu tạo sóng và thu được các dữ liệu khác nhau bằng thiết bị đo lường. Sau đó, trong trường hợp không xảy ra trượt hoặc lật thân đề chấn sóng sau khi bắt đầu tạo sóng, hãy lặp lại quy trình 8) và 9) cho các điều kiện khác nhau. Đối với các điều kiện sóng, chiều cao sóng sẽ được tăng dần từ thấp đến cao. Nếu xảy ra trượt hoặc lật, lặp lại từ quy trình 5).

Thí nghiệm ổn định của khối tiêu tán sóng

Liên quan đến độ ổn định của các khối tán sóng, đá giáp và khối bảo vệ chân, người ta biết rằng thiệt hại tăng gần như tỷ lệ với căn bậc hai của độ dài thời gian tác động của sóng.

Do đó, điều cần thiết là các sóng phải hoạt động bằng thời lượng sóng dự kiến hoặc lâu hơn. Số lượng sóng hoạt động tiêu chuẩn sẽ là 1.000 và số lượng nhóm sóng hoạt động tiêu chuẩn là 3. Tuy nhiên, tùy thuộc vào độ ổn định của các khối tiêu tán sóng và điều kiện sóng tại hiện trường, số lượng sóng có thể tăng lên. Ngoài ra, khi sự chuyển động của các khối tán sóng dần dần tiến triển, rất khó để phán đoán liệu có xảy ra hư hỏng hay không, trừ khi sự phát triển của quá trình này được theo dõi liên tục. Do đó, thường xảy ra trường hợp các quy trình sau được lặp lại trong thí nghiệm cho đến thời điểm tác động của sóng cuối cùng: tạo sóng dùng một cách thích hợp, kiểm tra sự phát triển của tình hình hư hỏng bằng cách thu thập hình ảnh và tiếp tục tạo sóng tiếp theo trong cùng điều kiện sóng. . Ngoài ra, áp suất

sóng tác động lên các khối tán sóng có thể được đo bằng máy đo áp suất sóng. Quy trình thí nghiệm giống như "Thí nghiệm trượt và lật của kết cấu" từ 1) đến 7), nhưng "Thí nghiệm ổn định của các khối tán sóng" 8) trở lên sẽ như sau. Sau đó, 8) thiết lập các điều kiện như thời gian tác động của sóng để kiểm tra độ cao, chu kỳ của sóng, sự phát triển của tình hình thiệt hại và những thứ tương tự, và thời gian tác động của sóng cuối cùng. 9) Để ngăn chặn sự không đồng đều trong các khối tiêu tán sóng chồng lên nhau và để thúc đẩy sự nén chặt, các sóng sơ bộ có chiều cao sóng thấp hơn các sóng được sử dụng trong thí nghiệm được tạo ra. 10) Để nước lắng xuống cho đến khi không có chuyển động trong bề mặt nước cũng như dòng chảy của nước. 11) Bắt đầu tạo sóng và tiếp tục tạo cho đến thời điểm tác động của sóng để kiểm tra sự phát triển của tình hình hư hỏng. 12) Có được hình ảnh về tình hình thiệt hại. Lặp lại các quy trình từ 10) đến 12) cho đến thời điểm hành động cuối cùng. Khi đạt đến thời gian hành động cuối cùng, quay lại 5) và lặp lại thí nghiệm trong các điều kiện tiếp theo.

b) Vị trí của thiết bị đo lường và phương pháp đo lường

Một hoặc hai đơn vị đo sóng phải được đặt ở mặt trước của thiết bị tạo sóng để kiểm tra tình hình tạo sóng. Trong khu vực phía trước của thân đề chắn sóng mô hình có độ sâu nước đồng đều, phải đặt khoảng 3 máy đo sóng để tách sóng tới và sóng phản xạ. Ngoài ra, một máy đo sóng có thể được đặt ở mặt trước của thân đề chắn sóng để kiểm tra sự tương ứng với áp lực sóng tác động lên thân đề chắn sóng để sử dụng làm dữ liệu tham khảo so sánh với mô phỏng số. Trong trường hợp xảy ra sóng truyền của sóng tràn, một máy đo sóng cũng có thể được đặt ở mặt sau của thân đề chắn sóng.

Để đo lực sóng tác động lên thân đề chắn sóng, các đồng hồ đo áp suất sóng không chỉ được đặt ở mặt trước của thân đề chắn sóng và phần bản đáy mà còn ở mặt sau. Hơn nữa, trong trường hợp thân đề chắn sóng chìm trong nước hoặc dòng chảy tràn đáng kể, đồng hồ đo áp suất ave cũng phải được đặt ở mặt trên của thân đề chắn sóng trong những khoảng thời gian thích hợp. Điều mong muốn là khoảng thời gian lắp đặt đồng hồ đo áp suất sóng phải đủ ngắn để nắm bắt được hiện tượng mục tiêu. Người ta thường sử dụng một đường đo ở tâm mô hình thân đề chắn sóng hoặc hai đường đo xung quanh tâm mô hình thân đề chắn sóng. Khi một áp kế sóng được lắp vào mô hình, một đồ gá sẽ được sử dụng để cố định áp kế sóng. Tuy nhiên, cần phải có biện pháp thích hợp, chẳng hạn như khắc trên bề mặt mô hình để lắp đặt áp kế sóng sao cho bề mặt nhận áp suất của áp kế sóng hoặc đồ gá cố định ngang với bề mặt mô hình. .

Do có nhiều loại máy đo dòng chảy có cơ chế đo khác nhau như máy đo dòng chảy từ, máy đo dòng chảy siêu âm, máy đo dòng chảy cánh quạt, máy đo dòng chảy laze, nên cần lựa chọn thiết bị phù hợp để phù hợp với điều kiện thí nghiệm. Trong các thí nghiệm mô hình thủy lực để xác minh tính năng của kết cấu, đồng hồ đo dòng chảy thường được lắp đặt xung quanh kết cấu, và đồng hồ đo dòng chảy điện từ thường được sử dụng vì chúng tương đối dễ xử lý. Trong đánh giá độ ổn định của các đơn vị lớp phủ, vận tốc gần bề mặt đáy được đo bởi vì vận tốc tại vị trí mà các đơn vị lớp phủ bị hư hại là rất quan trọng. Tuy nhiên, do các giá trị vận tốc gần bề mặt đáy thay đổi tùy theo độ cao đo, nên cần phải chú ý không chỉ đến vị trí lắp đặt, mà còn phải phân tích dữ liệu đo có xem xét các ảnh hưởng này.

Đối với các khối tiêu sóng, các khối lớp phủ và các khối bảo vệ chân, để dễ nhận biết chuyển động của các khối trong ảnh thu được, các khối thường được tô màu với chiều rộng tùy ý.

Trong các thí nghiệm liên quan đến sự ổn định của các kết cấu vật thể nổi, lực căng của dây neo thường được đo tại điểm neo bằng cách sử dụng máy đo lực căng. Tuy nhiên, rất khó để đo trực tiếp lực căng dưới nước vì đồng hồ đo lực căng hoặc đồng hồ đo tải trọng chịu một lực chất lỏng và điều này ảnh hưởng đến sức căng của dây neo.

Ngoài ra, trong trường hợp kết cấu thân nổi, cần phải đo mức độ rung động. Một máy đo gia tốc và thiết bị đo độ nghiêng ba chiều phải được lắp đặt trên thân nổi để đo gia tốc và góc nghiêng. Gia tốc đo được phải được tích hợp hai lần ngoại tuyến để được chuyển thành giá trị dịch chuyển, để thu được dữ liệu rung bao gồm độ dịch chuyển và góc nghiêng. Trong trường hợp độ dịch chuyển đó có được nhờ sự tích hợp thứ hai của một gia tốc kế, thì độ chính xác của phép đo thay đổi tùy thuộc vào tần số. Cần phải biết rằng sai số trong dịch chuyển, đặc biệt là ở phía tần số thấp, trở nên lớn. Do những tiến bộ gần đây trong công nghệ phân tích hình ảnh, thiết bị đã được phát triển ứng dụng để đo chuỗi thời gian của dịch chuyển ba chiều và góc nghiêng bằng cách cài đặt một số mục tiêu có trọng lượng đủ nhỏ hơn so với mô hình trên vật thể nổi và bằng cách giám sát thay đổi vị trí của các mục tiêu theo thời gian bằng cách sử dụng nhiều máy ảnh Thiết bị ghép đôi (CCD). Do có thể đo chuyển vị của các cấu trúc mà không cần tiếp xúc, dữ liệu rung động có độ chính xác cao có thể thu được bằng cách sử dụng công nghệ này.

Dữ liệu thử nghiệm được thu thập bằng máy tính cá nhân hoặc máy ghi dữ liệu được trang bị bảng chuyển đổi Analog sang Digital (AD). Cần phải hình dung dữ liệu đo bằng màn hình và kiểm tra trường hợp thu được dữ liệu, chẳng hạn như mức ồn trong quá trình thử nghiệm. Khoảng thời gian lấy mẫu của dữ liệu thí nghiệm cần được thiết lập đúng theo hiện tượng. Đối với các hiện tượng như dữ liệu sóng có thang thời gian tương tự như chu kỳ sóng, độ phân giải xấp xỉ 20 Hz là đủ.

Tuy nhiên, đối với các hiện tượng như dữ liệu áp suất sóng thu được tại thời điểm tác động phá sóng đang hoạt động, dữ liệu có thể thu được ở tần số lấy mẫu 1.000 Hz. Trong trường hợp các hiện tượng chuyển tiếp như sóng vỡ được kiểm tra, tần số lấy mẫu có thể được xác định sau khi thực hiện các thí nghiệm sơ bộ để xác định xem các đặc tính của hiện tượng đích có được phản ánh đầy đủ trong dữ liệu hay không.

Việc quay video các thí nghiệm từ nhiều góc độ là mong muốn để theo dõi tiến trình của các thí nghiệm. Khi kiểm tra dữ liệu thực nghiệm, điều quan trọng nhất là phải hiểu loại hiện tượng nào xảy ra trong bể sóng. Ví dụ về thí nghiệm áp suất sóng được trình bày trong Hình D.2.



(a) Bố trí đồng hồ đo áp lực sóng



(b) Trạng thái thí nghiệm áp lực sóng

Hình D.2 - Ví dụ thí nghiệm áp lực sóng

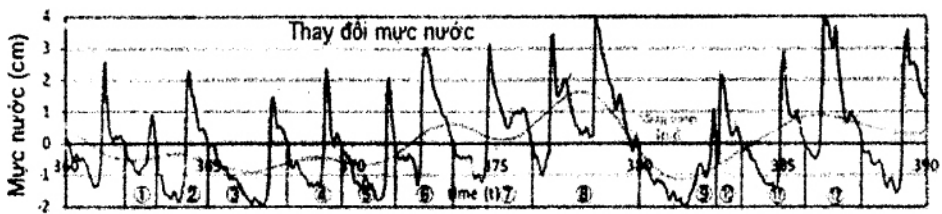
c) Tổ chức dữ liệu thử nghiệm

1) Xử lý sơ cấp dữ liệu thử nghiệm

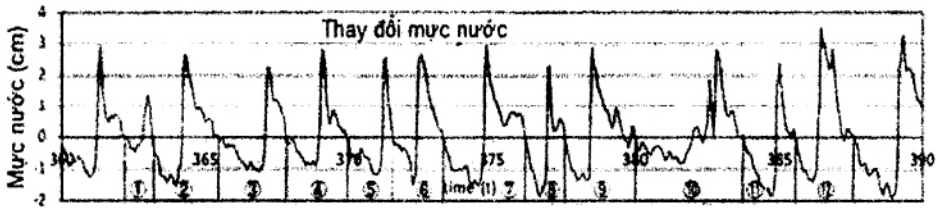
Đầu tiên, phải xác nhận rằng dữ liệu không chứa nhiễu. Mặc dù cấu hình sóng chuỗi thời gian có thể được in và kiểm tra trực quan, nhưng dữ liệu chuỗi thời gian thường được xử lý bằng số và trong trường hợp phát hiện thấy nhiễu tăng đột biến, một ngưỡng thích hợp sẽ được thiết lập và phán đoán sẽ được đưa ra dựa trên lượng hoặc tốc độ thay đổi của các giá trị dữ liệu trước và sau nhiễu, và dữ liệu sẽ được điều chỉnh nếu cần. Nếu tồn tại tiếng ồn trắng tần số cao, có thể loại bỏ tiếng ồn bằng cách sử dụng bộ lọc thông số thấp. Tuy nhiên, trong trường hợp độ phân giải dữ liệu tại thời điểm đo thấp so với tần số nhiễu, việc loại bỏ nhiễu là rất khó. Do đó, một trong hai tiếng ồn phải được loại bỏ tại thời điểm thử nghiệm để mức tiếng ồn tần số cao trở nên nhỏ hơn hoặc khoảng thời gian lấy mẫu phải được đặt càng nhỏ càng tốt khi dữ liệu được ghi lại và tiếng ồn phải được xử lý bằng bộ lọc thông số thấp.

Trong thí nghiệm với sóng ngẫu nhiên, trong trường hợp độ sâu mực nước tại điểm đo là nông thì biên độ các thành phần của sóng dài kỳ và sóng pháp tuyến có thể cùng thứ tự. Như được trình bày trong Hình D.3, nếu sóng dài hạn và sóng bình thường cùng tồn tại, thì định nghĩa chiều cao sóng theo phương pháp giao nhau từ 0 lên hoặc phương pháp đi qua điểm 0 xuống có thể không mô tả đầy đủ các sóng riêng lẻ. Hình D.3 cũng cho thấy rằng việc loại bỏ sự thay đổi mực nước trung bình và sau đó áp dụng đường đi qua điểm 0 (đặc biệt là liên quan đến các bước 8), 9), 10) có thể tạo ra kết quả thích hợp hơn.

Nếu độ sâu của nước nông, cần lấy độ cao của sóng bằng cách chỉ trích xuất các thành phần sóng bằng cách sử dụng bộ lọc thông số cao. Trong trường hợp này, một phân tích phổ phải được tiến hành trước. Căn cứ vào thực tế là phổ công suất có hai cực đại của sóng chu kỳ dài và sóng bình thường nói chung, tần số tại các vạch phân chia giữa hai cực đại sẽ được đặt làm tần số để phân chia sóng chu kỳ dài và sóng bình thường.



(1) Áp dụng phương pháp cắt qua điểm không mà không loại bỏ mực nước trung bình



(2) Áp dụng phương pháp cắt qua điểm không sau khi loại bỏ mực nước trung bình

**Hình D.3 - Ví dụ về sự khác biệt trong quá trình xử lý mực nước trung bình
trong phân tích sóng**

2) Phân tích dữ liệu thử nghiệm

Chiều cao sóng của các sóng riêng lẻ, biên độ sóng, biên độ vận tốc, các thông số tương tự sẽ được tính toán dựa trên dữ liệu độ cao mặt nước, dữ liệu vận tốc, dữ liệu áp suất sóng / lực sóng và dữ liệu chuyển vị của các cấu trúc sử dụng số không phương pháp vượt cận. Hơn nữa, các đại lượng trung bình, chẳng hạn như chiều cao sóng trung bình phải được xác định bằng cách sử dụng xử lý thống kê thích hợp. Trong trường hợp sóng thường xuyên, vì dữ liệu thay đổi do dao động ở phần trước của tàu sóng, hoạt động tính trung bình dữ liệu sẽ được tiến hành cho phần dữ liệu ổn định trong khoảng thời gian cho đến khi sóng phản xạ trở lại và giá trị trung bình của Tính chiều cao sóng, biên độ sóng, biên độ vận tốc, áp suất sóng và biên độ lực sóng.

Trong trường hợp sóng ngẫu nhiên, phải thu được các giá trị thống kê, chẳng hạn như giá trị lớn nhất, giá trị quan trọng và giá trị trung bình. Khi dữ liệu được phân tích, các giá trị thống kê này thường được sử dụng để thảo luận.

Đối với dữ liệu sóng, trong các thí nghiệm với sóng điều hoà, chiều cao sóng trung bình thu được bằng phép tính trung bình sẽ được sử dụng làm chiều cao sóng. Trong trường hợp sóng ngẫu nhiên, chiều cao sóng lớn nhất, chiều cao sóng có nghĩa, chiều cao sóng trung bình và chu kỳ tương ứng của chúng được tính toán. Nếu ảnh hưởng của sóng phản xạ là đáng kể trong trường hợp sóng ngẫu nhiên, thì tốc độ phản xạ đại diện của một nhóm sóng sẽ được tính theo phương pháp tiếp cận của Goda. Chiều cao sóng có nghĩa và chiều cao sóng trung bình của thành phần sóng tới được tính toán dựa trên tỷ lệ phản xạ đại diện có thể được sử dụng để phân tích.

Mặc dù dữ liệu về áp suất sóng của kết cấu cũng phải được xử lý thống kê như trong trường hợp chiều cao sóng (liên quan đến lực sóng, cần phải trích xuất các điều kiện khắc nghiệt nhất đối với kết cấu), nó là điển hình cho giá trị lớn nhất được sử dụng trong các thí nghiệm. với các sóng ngẫu nhiên. Để tính toán lực sóng từ các thí nghiệm áp suất sóng, độ rộng thích hợp của tác động áp suất sóng phải được phân bổ cho mỗi máy đo áp suất sóng và giá trị áp suất sóng tại mỗi thời điểm phải được nhân với độ rộng áp suất sóng được phân bổ cho mỗi phạm vi đánh giá lực sóng (ví dụ: mặt trước của thân đề chắn sóng, bản sàn, mặt sau của thân đề chắn sóng và mặt trên của thân đề chắn sóng) để tính toán chuỗi thời gian của lực sóng cho từng phạm vi đánh giá. Bằng cách xử lý thống kê dữ liệu chuỗi thời gian, tương tự như phân tích dựa trên sóng đã được thảo luận trước đó, các giá trị đại diện của lực sóng sẽ được tính toán.

Trong các thí nghiệm liên quan đến trượt của kết cấu, lượng trượt được định nghĩa là lượng dịch chuyển từ vị trí ban đầu của thân đề chắn sóng khi sử dụng máy đo độ dịch chuyển. Bằng cách sử dụng dữ liệu thu được từ máy đo độ dịch chuyển, có thể nắm bắt chuỗi thời gian của tình huống trượt, nhưng phân tích thường được tiến hành dựa trên tổng lượng trượt sau khi sóng tấn công.

Đối với chuyển động của các khối tiêu tán sóng, các khối lớp phủ và các khối bảo vệ chân, khoảng cách di chuyển đạt đến kích thước của một hoặc một nửa khối hoặc riprap sẽ được xác định là "chuyển động" và thông thường sẽ tính chuyển động dựa trên số lượng khối hoặc riprap đã di chuyển. Số khối hoặc riprap được tính để di chuyển trong một khoảng thời gian nhất định của các đợt sóng tấn công sẽ được chia cho tổng số khối hoặc riprap trong vùng mục tiêu để tính toán tỷ lệ hư hỏng.

3) Phân tích và đánh giá dữ liệu thử nghiệm

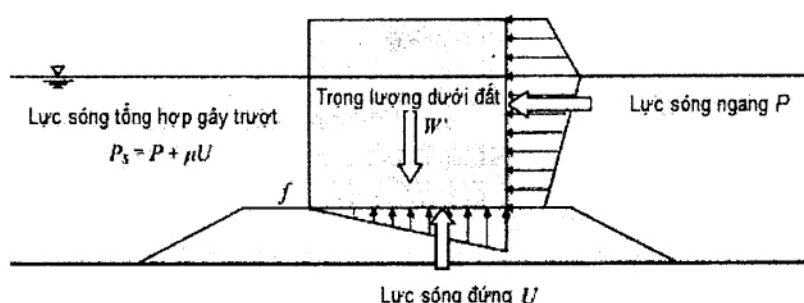
Khi so sánh các giá trị đo được của lực sóng, người ta thường tổ chức và phân tích kết quả bằng cách sử dụng độ cao sóng đo được tại thời điểm kiểm tra sóng tới. Thành phần sóng tới của chiều cao sóng đo được trong quá trình thí nghiệm phải được so sánh với chiều cao sóng tại thời điểm kiểm tra sóng tới. Phải khẳng định rằng không có sự khác biệt đáng kể giữa hai loại này và dữ liệu sẽ được sử dụng.

Đối với lực sóng, trong trường hợp sóng điều hoà, lực sóng phải được liên kết với chiều cao sóng được đánh giá như mô tả ở trên. Trong trường hợp sóng ngẫu nhiên, giá trị lực sóng tại thời điểm xuất hiện là giá trị lớn nhất và sự phân bố của áp lực sóng xung quanh thân đề chắn sóng phải được xác định dựa trên chuỗi thời gian của toàn bộ lực sóng thu được như mô tả trong phần trước. Các giá trị lực sóng và áp suất sóng này phải liên quan đến chiều cao sóng cao nhất để xác định mối quan hệ với chiều cao sóng. Đối với ý tưởng thiết kế hiện tại, giá trị lớn nhất của lực sóng phải được đánh giá là chiều cao sóng tương ứng với chiều cao sóng cao nhất. Tuy nhiên, trong trường hợp sóng ngẫu nhiên nói chung, giá trị lớn nhất của lực sóng không nhất thiết phải do sóng có chiều cao sóng lớn nhất tạo ra.

Do đó, khi kết quả thí nghiệm được tổ chức, giá trị lớn nhất của lực sóng và chiều cao sóng cao nhất phải được coi là đại diện của các nhóm sóng và lực sóng phải được đánh giá. Dữ liệu về lực sóng của các thành viên phải được phân tích và đánh giá bằng cách sử dụng các ý tưởng giống nhau. Đối với lực sóng, do trượt của thân đề chắn sóng là phương thức phá hủy chính, chỉ số lực sóng được gọi là lực

sóng trượt tương đương có thể được sử dụng để đánh giá. Lực sóng trượt tương đương được tính bằng cách nhân lực sóng dọc với hệ số ma sát của thân đê chắn sóng và gò, khi đóng góp theo phương ngang của lực sóng dọc hướng lên (hướng lên là dương) và cộng với lực sóng ngang (Hình D.4).

Đối với toàn bộ lực sóng, lực sóng thành phần, lực sóng trượt tương đương, lượng trượt và các lực tương tự, các mối quan hệ với chiều cao sóng cao nhất sẽ được khảo sát. Khi tỷ lệ hư hỏng hoặc số lượng ổn định được đánh giá, các mối quan hệ phải được tổ chức bằng cách sử dụng chiều cao sóng đáng kể. Các mối quan hệ này phải được so sánh với các công thức thiết kế hiện có và các công thức thiết kế sẽ được sửa đổi nếu cần thiết và được sử dụng để thẩm tra thiết kế.



Hình D.4 - Tính toán lực sóng gây trượt tương đương

D.3 Thí nghiệm mô hình thủy lực về tính năng phản xạ và truyền qua của kết cấu

a. Hiệu suất phản xạ và truyền qua

Các tiêu chuẩn đánh giá về tính năng chính của kết cấu bao gồm phản xạ và tốc độ truyền qua của kết cấu tiêu sóng, bao gồm đê chắn sóng nghiêng và kết cấu đục lỗ, và tốc độ truyền sóng ra phía sau do sóng tràn của đê chắn sóng và hiện tượng tương tự. Việc đánh giá hoạt động của các cấu trúc này là rất quan trọng để đạt được sự yên tĩnh của bến cảng và đánh giá tác động của sóng đối với các khu vực đại dương xung quanh.

b. Thông số kỹ thuật của sóng và mực nước thủy triều được sử dụng cho các thí nghiệm

Độ tĩnh lặng của bến phải đạt được so với 97,5% sóng thường đến. Tuy nhiên, các cấu trúc tiêu tán sóng giúp tăng cường sự yên tĩnh của bến cảng thường được xây dựng ở các vùng biển được chắn sóng bởi các đê chắn sóng. Do đó, các điều kiện ảnh hưởng đến việc xếp dỡ hàng hóa là điều kiện sóng, là mục tiêu của sự tiêu sóng. Tuy nhiên, hãy xem xét những ảnh hưởng đến các vùng biển xung quanh, các điều kiện hàng hải và các điều kiện hạn chế xuất phát của các tàu như tàu đánh cá, nơi dễ bị sóng nhất, trở thành mục tiêu. Nói chung, hiệu suất của sóng phản xạ và sóng truyền đi đối với sóng bình thường có chiều cao sóng từ 1,5 m đến 2,5 m là đã điều tra. Các cấu trúc tiêu sóng thường có chu kỳ phụ thuộc vào tính năng tiêu sóng. Trong các cấu trúc chung, tốc độ phản xạ có xu hướng tăng lên khi độ dốc của sóng càng nhỏ. Tuy nhiên, chúng có thể biểu hiện sự phụ thuộc vào chu kỳ và có tỷ lệ phản xạ cao hơn trong những chu kỳ nhất định tùy theo dạng cấu trúc của chúng.

Do đó, thường mong muốn thiết lập một khoảng chu kỳ mục tiêu tương đối rộng có xem xét đến các điều kiện hiện trường và đặc điểm của cấu trúc.

Do các cấu trúc cho thấy tính năng tiêu tán sóng thay đổi tùy thuộc vào độ sâu của nước, cần phải đặt mực nước triều ở một phạm vi nhất định có tâm xung quanh MSL (mực nước biển trung bình), có tính đến các đặc điểm của chúng.

c. Tỷ lệ mô hình và chế tạo mô hình

Khi đánh giá tính năng tiêu tán sóng và hiệu suất truyền, ảnh hưởng của sự suy giảm sóng do lan truyền trong bể sóng là có vấn đề. Cho rằng chiều cao sóng mục tiêu tương đối thấp, cần chuẩn bị sao cho không xuất hiện ảnh hưởng của sức căng bề mặt do chất bẩn trên mặt nước trong bể sóng thí nghiệm. Tuy nhiên, để tái tạo quá trình tiêu tán năng lượng ở một mức độ nhất định, cần phải đánh giá đúng tác động của xoáy nước trong các cấu trúc. Để thực hiện được mục tiêu này, tỷ lệ mô hình được sử dụng cho các thí nghiệm càng lớn càng tốt. Xem xét yêu cầu này, các mô hình có tỷ lệ từ 1/50 đến 1/20 thường được sử dụng cho các thí nghiệm, như trong trường hợp thí nghiệm áp suất sóng.

Cho rằng các dạng cấu trúc là cực kỳ quan trọng để đánh giá chính xác sự tiêu tán và truyền sóng, do đó cần phải tạo ra các mô hình càng chính xác càng tốt. Ngoài ra, cho rằng các quan sát bên trong thân để chẩn đoán của mô hình được yêu cầu để khảo sát cơ chế tiêu tán và truyền sóng, sử dụng các mô hình acrylic trong suốt và thu thập các biện pháp để có thể quan sát các cấu trúc một cách thuận tiện trong quá trình thử nghiệm. Để xác nhận tính năng tiêu tán sóng và truyền sóng, cần phải thay đổi các thông số kỹ thuật của các thân kết cấu. Do đó, cần chuẩn bị nhiều hơn một mô hình.

Mô hình địa hình đáy biển có thể được tạo ra bằng cách mô hình hóa thích hợp Khoảng cách giữa thành bên của bể và mô hình địa hình đáy biển hoặc mô hình thí nghiệm cũng cần được lắp đầy để không xảy ra hiện tượng rò rỉ nước như trong trường hợp "Thí nghiệm mô hình thủy lực về ổn định chịu sóng của kết cấu".

d. Phương pháp thực nghiệm

Các thí nghiệm phải được tiến hành theo các quy trình được trình bày trong Hình D.5 : 1) Xác định vị trí của mô hình trong bể sóng xem xét tác động của sóng lên cấu trúc, sự an toàn của vùng nước cần thiết để các sóng truyền ở mặt sau trở nên ổn định. 2) Sau khi cài đặt địa hình đáy biển, 3) kiểm tra sóng và 4) cài đặt mô hình cấu trúc. 5) Cấp nước vào bể tạo sóng và đặt mực nước triều. 6) Định vị đồng hồ đo sóng và đồng hồ đo dòng chảy, nếu cần. 7) Đặt các điều kiện sóng và 8) rời khỏi thiết bị cho đến khi các dao động trong bể sóng lắng xuống. 9) Tạo ra sóng và đo độ cao mặt nước và dao động vận tốc. Tiếp theo, thay đổi điều kiện sóng và lặp lại quy trình 7) đến 9). Nếu hoàn thành các thí nghiệm cho tất cả các điều kiện sóng ở cùng độ sâu mực nước, hãy thay đổi độ sâu mực nước nếu cần và lặp lại quy trình từ 5) đến 9). Nếu các thông số kỹ thuật của mô hình cần được thay đổi, hãy cài đặt một mô hình mới và lặp lại các quy trình từ 4) đến 9).

Các máy đo sóng để tách sóng tới và sóng phản xạ phải được định vị giống như trong Tài liệu tham khảo Phần I, Chương 1, 2.10.6 Thí nghiệm mô hình thủy lực về ổn định chịu sóng của kết cấu, OCDI 2020.

Trong trường hợp các sóng truyền qua được đo ở phía sau của một thân đế chắn sóng, một máy đo sóng phải được lắp đặt để đo ở khoảng cách cách nhau một bước sóng so với mặt sau của thân đế chắn sóng vì một khoảng cách là cần thiết để sóng tràn hoặc dòng chảy trở nên ổn định.

Đối với đồng hồ đo hiện tại, trong trường hợp độ sâu mực nước nông đến một mức độ nhất định, có thể thực hiện phép đo tỷ số phản xạ bằng thước đo sóng đặt ngay phía trên, đồng hồ đo dòng có thể được sử dụng nếu cần thiết.

Trong trường hợp cơ chế tạo ra sóng tần hoặc sóng truyền cũng phải được khảo sát, thì có thể đo sự dao động của bề mặt nước hoặc vận tốc bên trong công trình nếu cần thiết. Hình D.6 trình bày một ví dụ về thí nghiệm về sóng phản xạ và sóng truyền qua.

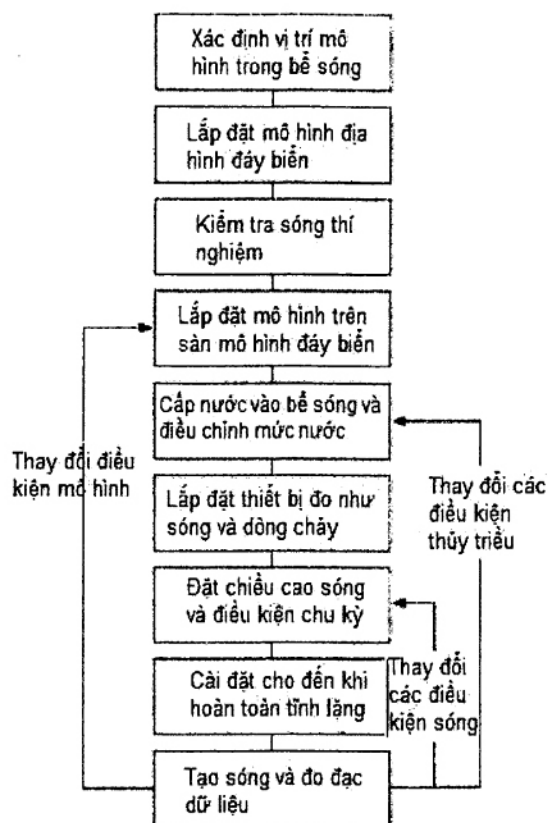
e. Tổ chức dữ liệu thử nghiệm

1) Xử lý sơ cấp dữ liệu thử nghiệm

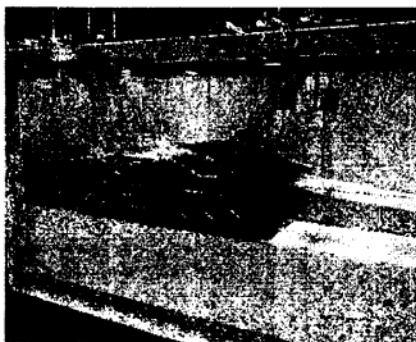
Cho rằng về nguyên tắc chỉ tổ chức dữ liệu sóng, dữ liệu phải được xử lý theo cách tương tự như trong Thí nghiệm mô hình thủy lực về ổn định chịu sóng của kết cấu.

2) Phân tích dữ liệu thử nghiệm

Tương tự như cách tiếp cận trong "Thí nghiệm mô hình thủy lực về tính ổn định chịu sóng của kết cấu", phương pháp cộng gộp 0 và các phương pháp liên quan sẽ được áp dụng cho dữ liệu độ cao mặt nước và dữ liệu vận tốc để thu được chiều cao sóng của các sóng riêng lẻ, sóng biên độ, biên độ vận tốc nước và các thông số liên quan khác. Ngoài ra, dữ liệu được xử lý thống kê để xác định chiều cao sóng trung bình. Trong trường hợp sóng đều, dữ liệu phải được tính trung bình trong khoảng thời gian ổn định từ khoảng thời gian cho đến khi sóng phản xạ lại từ cánh khuấy tạo sóng trở lại để thu được chiều cao sóng trung bình và chu kỳ tương ứng của nó. Trong trường hợp có sóng ngẫu nhiên, sẽ tiến hành phân tích dựa trên phương pháp đi qua điểm không của độ cao mặt nước, và sử dụng chiều cao sóng và chu kỳ sóng có ý nghĩa thu được từ các giá trị thống kê của chiều cao sóng để tổ chức dữ liệu.



Hình D.5 - Các quy trình liên quan đến các thí nghiệm mô hình thủy lực về phản xạ, truyền và sóng tràn



(a) Thí nghiệm mặt trước dải mái dốc



(b) Thí nghiệm mặt sau dải mái dốc

Hình D.6 - Ví dụ thí nghiệm sóng phản xạ và sóng truyền qua

Đối với việc tính toán tốc độ phản xạ, sự tách sóng tới / phản xạ được ước tính bằng phương pháp của Goda sẽ được sử dụng để thu được tốc độ phản xạ đại diện của nhóm sóng. Đối với tốc độ truyền sóng, chiều cao sóng có nghĩa thu được từ quá trình xử lý thống kê dao động mặt nước của các sóng truyền

qua, và tốc độ truyền sóng phải được xác định dựa trên tỷ lệ với chiều cao sóng tới được sử dụng để kiểm tra thực nghiệm. sóng.

3) Phân tích và đánh giá dữ liệu thử nghiệm

Đối với tốc độ phản xạ và tốc độ truyền sóng thu được thông qua các thí nghiệm, tỷ lệ cấu trúc đóng góp vào các đặc tính của sóng phản xạ và truyền qua hoặc các đặc tính tiêu tán sóng của cấu trúc như tỷ lệ giữa chiều dài biểu thị cấu trúc so với bước sóng, độ sâu tương đối của nước, chiều rộng tương đối của thân đê chắn sóng và các thông số dựa trên các giá trị khác nhau tương ứng với các chu kỳ sóng như bước sóng, sẽ được sử dụng để nghiên cứu mối quan hệ giữa tốc độ phản xạ và tốc độ truyền. Hơn nữa, các đặc tính của sóng phản xạ và truyền qua được đánh giá.

D.4 Thí nghiệm mô hình thủy lực về các biện pháp chống lại sóng tràn của kết cấu

a) Hiệu suất ngăn sóng tràn

Liên quan đến kè và tường ngực, giảm thiệt hại do sóng trong nội địa và đảm bảo an toàn là những chức năng quan trọng cần có của kết cấu. Đặc biệt, sóng tràn gây cản trở sinh hoạt của con người và các phương tiện giao thông trong nội địa. Hơn nữa, sự gia tăng tốc độ dòng chảy của sóng tràn ảnh hưởng đến sự ổn định trong nội địa và điều này có thể dẫn đến phá hủy cấu trúc. Hiện tượng sóng tràn của kết cấu bị ảnh hưởng bởi hình dạng mặt cắt và các đặc tính tán sóng của kết cấu. Các đặc tính của sóng tác động lên một cấu trúc, bao gồm đặc điểm sóng tới và các tác động của địa hình đáy biển cũng ảnh hưởng đến hiện tượng này. Do đó, mặc dù Goda và cộng sự đã trình bày sơ đồ tính toán, có thể phải thực hiện các thí nghiệm mô hình thủy lực tùy thuộc vào hình dạng mặt cắt của kết cấu và đặc điểm của sóng tới. Trong trường hợp ngăn chặn sự xâm nhập của nước vào khu vực do sóng tràn hoặc cho phép một lượng sóng tràn nhất định, thì có thể xây dựng kênh thoát nước do sóng tràn ở phía sau kết cấu. Trong trường hợp đó, với việc đánh giá các đặc tính biến thiên theo thời gian của lưu lượng sóng tràn như lưu lượng sóng tràn trong thời gian ngắn là bắt buộc để thiết kế kênh thoát nước tràn sóng, thường cần tiến hành các thí nghiệm mô hình thủy lực. Do đó, các thí nghiệm mô hình thủy lực về các biện pháp chống lại sóng tràn của các công trình được tiến hành với mục tiêu đánh giá tốc độ dòng chảy của sóng tràn của kè, tường cầu cảng và các công trình bảo vệ bờ biển. Ngoài ra, chúng còn góp phần vào việc xác định chiều cao của đỉnh để đảm bảo an toàn trong nội địa của các công trình và trong việc thiết kế các kênh thoát nước tràn sóng.

b) Thông số kỹ thuật của sóng và mực nước thủy triều được sử dụng trong các thí nghiệm

Trong các thí nghiệm mô hình thủy lực về việc ngăn chặn sóng tràn, các sóng cao bằng sóng thiết kế được giả định và các thí nghiệm được tiến hành bằng cách sử dụng chiều cao sóng được đặt ở giá trị xấp xỉ này. Đối với mực nước thủy triều, mực nước cao nhìn chung trở nên quan trọng vì các thông số kiểm soát sóng tràn không chỉ liên quan đến độ sâu nước và chiều cao sóng, mà còn liên quan đến chiều cao đỉnh của cấu trúc (chiều cao tính từ mặt nước tĩnh bề mặt đến chiều cao kết cấu đỉnh). Do đó, thường xảy ra trường hợp thí nghiệm được tiến hành với mực nước triều là một thông số thí nghiệm bị thay đổi xung quanh điều kiện mực nước cao.

c) Tỷ lệ mô hình và chế tạo mô hình

Trong trường hợp chiều cao đỉnh của kết cấu tương đối cao và lưu lượng sóng tràn tương đối nhỏ, ảnh hưởng của độ nhớt của nước và sức căng bề mặt xuất hiện khi sóng tràn. Do đó, tỷ lệ mô hình nên càng lớn càng tốt.

Trong các thí nghiệm về sóng tràn, chiều cao đỉnh của cấu trúc mục tiêu là thông số quan trọng nhất và chiều cao đỉnh tương đối với chiều cao sóng cũng rất quan trọng. Các yếu tố xác định chiều cao của kết cấu đỉnh là chiều cao của cấu trúc và mực nước thủy triều, và cần phải chế tạo các mô hình đồng thời chú ý đến các thông số này. Do việc tái tạo chiều cao sóng ở mặt trước của các công trình chống lại sóng tràn như kè là quan trọng, nên địa hình đáy biển cũng phải được mô hình hóa một cách thích hợp.

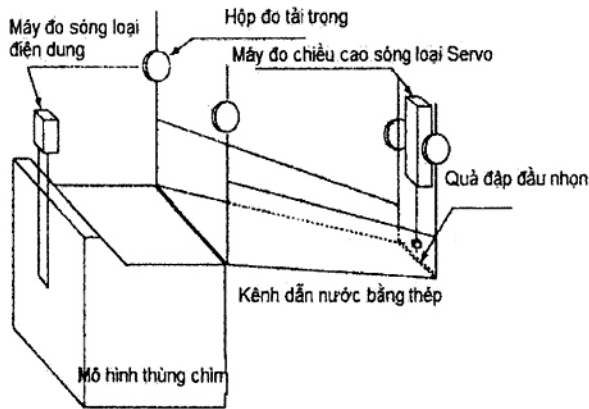
d) Phương pháp thực nghiệm

Các thí nghiệm sẽ được tiến hành theo quy trình tương tự như trong Thí nghiệm mô hình thủy lực về tính năng phản xạ và truyền sóng của kết cấu, với việc bổ sung thiết bị đo lường sóng tràn. Để đánh giá mức độ sóng tràn, các sóng ngẫu nhiên thường được sử dụng. Sóng tràn cực kỳ dễ bị ảnh hưởng bởi độ cao sóng tới hoặc mực nước trung bình, kể cả mực nước triều. Hơn nữa, sóng tràn xảy ra có chọn lọc theo giá trị độ cao của sóng. Do đó, không thể đạt được sự hiểu biết đầy đủ về hiện tượng tràn sóng bằng cách đánh giá hiện tượng này bằng cách sử dụng sóng thường xuyên và áp dụng phép chồng chất tuyến tính cho các kết quả.

Một phương pháp được sử dụng để đo lưu lượng sóng tràn là đặt một thùng chứa (sau đây gọi là thước đo sóng tràn) ở phía sau của thân tường để thu nước từ sóng tràn và để đo trọng lượng gia tăng của sóng khi kết thúc thí nghiệm. Một phương pháp khác là đo lường sóng tràn từ mực nước trong thước đo sóng tràn bằng cách sử dụng thiết bị để xác định mực nước, chẳng hạn như máy đo sóng kiểu điện dung. Sợi lưới có thể được sử dụng để tiêu tán sóng trong biện pháp ngăn sóng để nước không tràn ra khỏi thùng chứa này do năng lượng của sóng tràn khi nước chảy vào trong. Giá trị đo được đối với lưu lượng sóng tràn phải được chia cho thời gian tác động của sóng để tính toán lưu lượng sóng tràn.

Để đánh giá lưu lượng sóng tràn ngắn hạn, phải thu được các thay đổi theo thời gian của lưu lượng sóng tràn. Nếu có thể xác định chính xác chuỗi thời gian của dao động mặt nước trong phép đo sóng tràn thì có thể tính toán được các thay đổi theo thời gian của lưu lượng sóng tràn. Tuy nhiên, do mực nước trong thước đo sóng tràn dao động khi nước tràn sóng chảy vào trong, nên cần phải triệt tiêu dao động trong thước đo sóng tràn. Cũng có thể có được những thay đổi theo thời gian liên quan đến lượng tràn sóng bằng cách hỗ trợ thước đo sóng tràn bằng cảm biến lực và đo trọng lượng của thước đo sóng tràn theo thời gian. Tuy nhiên, nếu lượng sóng tràn lớn thì biện pháp sóng tràn cũng phải lớn và phải xác định các phương pháp giải quyết tình huống phù hợp. Sekimoto và cộng sự đã lắp đặt một đập tràn hình chữ nhật ở phía đối diện với điểm cuối nơi sóng tràn vào bên trong và tính toán lưu lượng sóng tràn ngắn hạn bằng cách xác định trọng lượng của thước đo sóng tràn và tốc độ dòng chảy ra từ thùng chứa này. phương pháp, độ chính xác của ước tính tỷ lệ dòng chảy ra từ đập có đỉnh nhọn bị ảnh hưởng. Do đó, bằng cách đưa một kênh đầu vào, với chiều rộng xấp xỉ 1/3 của ống thí nghiệm ở mặt trước của thước

đo chấn sóng, thể tích dòng vào thước đo sóng tràn do sóng tràn có thể bị triệt tiêu và công suất yêu cầu biện pháp giảm sóng tràn. Do đó, một đập ngăn sóng là không cần thiết và hệ thống đo lường trở nên đơn giản. Kết quả là có thể cải thiện độ chính xác của phép đo (Hình E.7).



Hình D.7 - Thiết bị đo sự thay đổi theo thời gian của sóng tràn

e) Tổ chức dữ liệu thử nghiệm

Lưu lượng sóng tràn phải được đánh giá bằng lượng sóng tràn của các sóng riêng lẻ và được tính bằng tốc độ sóng tràn trung bình trong suốt thời gian của sóng bão. Lượng tràn sóng thu được phải được tạo ra không có thứ nguyên bằng cách sử dụng gia tốc trọng trường và chiều cao sóng có nghĩa ở mặt trước của thân tường, và phải được tổ chức như là lượng tràn sóng không thứ nguyên. Các thông số giải thích của lưu lượng sóng tràn là chiều cao sóng có nghĩa ở mặt trước của kết cấu như kè, độ sâu và bước sóng của nước, chiều cao đỉnh được xác định là chiều cao từ mặt nước tĩnh đến chiều cao đỉnh của cấu trúc thượng tầng, và độ dốc đáy biển. Hiện tại, dữ liệu được sắp xếp bằng cách sử dụng các tham số này là điển hình. Ban đầu chúng được sử dụng trong các phương trình để tính toán lưu lượng sóng tràn của kè nghiêng được trình bày trong sổ tay đánh giá lượng sóng tràn được sử dụng ở Châu Âu. Sau đó, Goda đã tổ chức lại một cơ sở dữ liệu gọi là CLASH được sử dụng để thiết lập sổ tay đánh giá lưu lượng sóng tràn và các phương trình đề xuất để đánh giá lưu lượng sóng tràn của các kè đứng sử dụng các thông số nói trên.

Trong trường hợp dữ liệu được so sánh với biểu đồ tính toán sóng tràn của Goda, lưu lượng sóng tràn không thứ nguyên sẽ được tổ chức bằng cách sử dụng chiều cao sóng nước sâu tương đương. Chiều cao sóng nước sâu tương đương phải được tính bằng cách chia chiều cao sóng có nghĩa trong khu vực có độ sâu nước đồng nhất thu được khi kiểm tra sóng thí nghiệm cho hệ số chấn động. Các thông số giải thích là tỷ lệ chiều cao sóng nước sâu tương đương độ sâu nước tại vị trí ở mặt trước của thân tường, chiều cao đỉnh tương đối không có thứ nguyên do sóng nước sâu tương đương và độ dốc sóng nước sâu tương đương.

Cuối cùng, lưu lượng sóng tràn cho phép phải được thiết lập theo tính năng yêu cầu đối với kè và nó phải được xác nhận bằng các thí nghiệm xem liệu lượng tràn sóng có được kiểm soát trong giá trị cho phép hay không khi sóng thiết kế tấn công kè có đỉnh chiều cao được thiết lập dựa trên cuộc thảo luận trước đó.

D.5 Thí nghiệm mô hình thủy lực trên trường sóng phẳng

a) Trường sóng mặt phẳng

Tùy thuộc vào ảnh hưởng của địa hình xung quanh công trình hoặc ứng xử của sóng đi kèm với dạng bố trí trên mặt phẳng của công trình, tính ổn định của công trình có thể bị giảm so với trường hợp mặt cắt ngang hai chiều. Vấn đề bao gồm, ví dụ, mật độ hoặc phân tán sóng đi kèm với khúc xạ sóng, mật độ hoặc phân tán sóng do nhiễu xạ sóng, tăng chiều cao sóng cục bộ do nhiễu xạ. Điều này cũng bao gồm sự phân tán của sóng bao gồm cả sóng phản xạ từ các cấu trúc và sự lan truyền chiều cao sóng đến các khu vực bị che chắn do sự lan truyền theo hướng của trường sóng đa hướng. Đã có thể phân tích số lượng sự truyền chiều cao sóng đến các khu vực bị che chắn do sự lan truyền theo hướng của sóng đa hướng hoặc sự tập trung chiều cao sóng do khúc xạ. Tuy nhiên, trong trường hợp địa hình phức tạp hoặc xảy ra hiện tượng sóng vỡ do sóng tập trung thì việc kiểm tra bằng phân tích số là không đủ. Trong những trường hợp này, thí nghiệm mặt phẳng là cần thiết. Các hiện tượng mục tiêu như sau: độ ổn định của các đầu đề chắn sóng, độ ổn định và sóng tràn ở các góc bên trong, độ ổn định của các đầu chắn sóng tách rời, độ ổn định của các công trình trên địa hình nơi tập trung sóng do khúc xạ xảy ra đáng kể, v.v.

Đối với sự ổn định của các đầu đề chắn sóng, đầu chắn sóng mái nghiêng hoặc đầu chắn sóng được bao phủ bởi các khối tiêu sóng có thể không được chống đỡ ở phía sau nhờ đá che phủ hoặc các khối tiêu sóng của đầu chắn sóng mái nghiêng, tùy thuộc vào hướng tới của sóng. Do đó, độ ổn định có thể bị giảm đáng kể so với được phủ thông thường bằng đá hoặc các khối tiêu sóng.

Sự gia tăng chiều cao sóng do tập trung sóng được quan sát thấy ở các góc bên trong của đầu chắn sóng. Trong một số trường hợp, hiện tượng sóng vỡ xảy ra kèm theo sự gia tăng chiều cao của sóng. Kết quả là, sự giảm độ ổn định của các khối tiêu sóng hoặc sự gia tăng lượng sóng tràn đã được quan sát thấy.

Về tính ổn định của đầu chắn sóng tách rời, chiều cao sóng có thể tăng cục bộ do ảnh hưởng bởi nhiễu xạ và tán xạ của đầu chắn sóng tách rời. Trong một số trường hợp, độ ổn định của thân đầu chắn sóng hoặc các khối tiêu sóng giảm và sóng tràn tăng lên.

Thí nghiệm mặt phẳng có thể đối phó với sự bất thường đa hướng của sóng. Trong sóng tràn tại kè, người ta biết rằng lưu lượng sóng tràn giảm do tính đa hướng của sóng. Có thể cần phải xem xét tính đa hướng của sóng để tiến hành các thí nghiệm chính xác.

Trong một số trường hợp, tính đa hướng của sóng có thể cho phép các điều kiện thiết kế thoải mái hơn so với trường hợp sóng đơn hướng và có thể thiết kế theo cách hợp lý. Đôi khi gặp khó khăn trong việc xác định xem các điều kiện thiết kế có nên được nới lỏng hay không, xem xét tính đa hướng của sóng

khi thiết kế kết cấu. Do đó có thể khẳng định rằng các điều kiện thiết kế có thể được nói lỏng một cách đáng tin cậy bằng các thí nghiệm mô hình thủy lực, v.v., điều này được coi là đáng được xem xét.

b) Thông số kỹ thuật của sóng và mực nước triều được sử dụng cho các thí nghiệm

Chiều cao sóng và mực nước thủy triều cho các thí nghiệm có thể được thiết lập thích hợp bằng cách xem xét các điều kiện hiện trường giống như trong các thí nghiệm mặt cắt khác nhau. Trong trường hợp khi sử dụng sóng ngẫu nhiên đa hướng, cần tiến hành phân tích biến đổi sóng dựa trên các tính toán sử dụng sóng đa hướng từ khu vực xa bờ. Các điều kiện đầu vào tại các vị trí tạo sóng, đặc biệt là thông tin về phổ sóng định hướng, phải được xác định.

c) Tỷ lệ mô hình và chế tạo mô hình

Trong các thí nghiệm trên mặt phẳng, tỷ lệ mô hình phải được xác định dựa trên cấu trúc mục tiêu và cơ sở nắm giữ. Cần lưu ý rằng nếu tỷ lệ nhỏ, các hiện tượng thực tế có thể không được tái tạo trong bể sóng do hiệu ứng tỷ lệ. Cần tiến hành các thí nghiệm sử dụng tỷ lệ mô hình càng lớn càng tốt cho thiết bị tạo sóng.

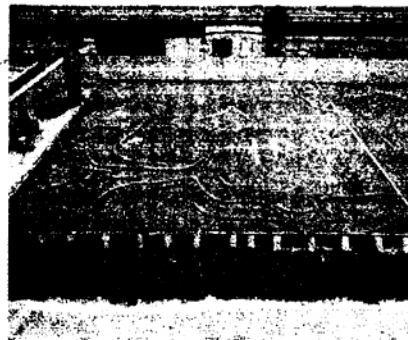
Các mô hình được tạo ra bằng cách thu nhỏ dựa trên quy tắc tương đồng Froude. Khi chế tạo và tái tạo địa hình hiện trường, khu vực tái tạo của cấu trúc và vị trí lắp đặt phải được xác định bằng cách xem xét miền tạo sóng hiệu quả và hướng sóng tương ứng với các sóng được tạo ra.

Các mô hình được tạo ra bằng cách thu nhỏ dựa trên quy tắc tương đồng Froude. Khi chế tạo và tái tạo địa hình hiện trường, khu vực tái tạo của cấu trúc và vị trí lắp đặt phải được xác định bằng cách xem xét miền tạo sóng hiệu quả và hướng sóng tương ứng với các sóng được tạo ra.

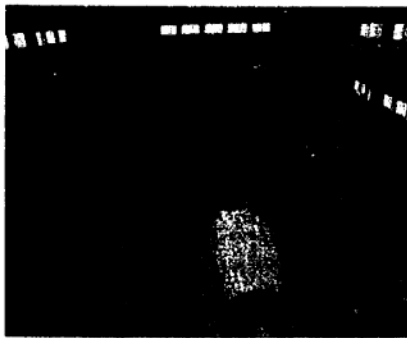
Để tái tạo địa hình hiện trường trong bể sóng, nền đất trước tiên phải được tạo ra bằng cách đóng và nén cát có tham chiếu đến hải đồ và những thứ tương tự. Sau đó, dựa trên các thông tin như hải đồ, vị trí của các đường đồng mức đáy biển sẽ được xác định và các cọc gỗ nhỏ sẽ được đóng dọc theo các đường đồng mức với những khoảng thời gian thích hợp. Phần đầu của các cọc gỗ phải được điều chỉnh ở độ cao cụ thể của các đường đồng mức. Các khoảng giữa các cọc gỗ này phải được nối với nhau bằng các tấm gỗ làm khuôn cho vừa sao cho dính khớp với cao độ đường đồng mức. Sau khi các đường đồng mức được tạo ra trong bể sóng theo cách này, các khoảng trống giữa các tấm mô tả các đường đồng mức với cát lên đến xấp xỉ 3 cm dưới các đường đồng mức được lấp đầy và cát được nén chặt. Vừa phải được đổ giữa các đường đồng mức còn lại, và dùng bay làm phẳng bề mặt để tránh không bằng phẳng. Khi đổ phải chú ý làm khô co ngót của vữa. Khi vữa khô, các đường đồng mức sẽ được đánh dấu và quá trình tạo địa hình hoàn thành (Hình D.8).



(a) Tạo nền đất bằng cách đóng cọc cát và nền chặt



(b) Vị trí của các mẫu phù hợp với chiều cao đường viên



(c) Rót vữa



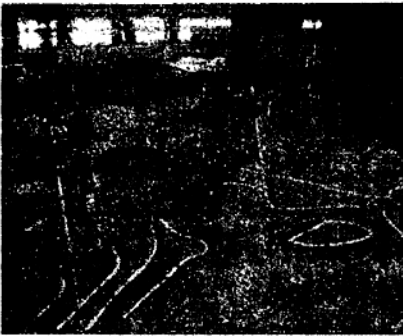
(d) Địa hình đáy biển sau khi hoàn thành

Hình D.8 - Tạo sàn mô hình trong thí nghiệm phẳng

d) Phương pháp thực nghiệm

Các quá trình thí nghiệm trong thí nghiệm mặt phẳng về cơ bản giống như trong thí nghiệm mặt cắt hai chiều. Tuy nhiên, trong các thí nghiệm với sóng ngẫu nhiên đa hướng, cần phải tiến hành kiểm tra các sóng thí nghiệm, bao gồm cả việc phổ sóng hướng đến đích có được tái tạo trong bể sóng hay không. Đầu tiên, lượng chuyển động của sóng, chẳng hạn như độ cao mặt nước hoặc dao động vận tốc phải được đo bằng cách sử dụng một loạt các máy đo sóng (màng hình sao, màng đường thẳng, v.v.) hoặc một mảng máy đo sóng kết hợp với đồng hồ đo hiện tại trong vùng nước có độ sâu đồng nhất ở mặt trước của cánh khuấy tạo sóng. Sau đó, phổ sóng định hướng phải được ước tính bằng cách sử dụng phương pháp khả năng xảy ra tối đa, phương pháp entropy cực đại, hoặc mô hình kiểu Bayes. Phổ sóng định hướng ước tính phải được so sánh với phổ sóng định hướng mục tiêu và tín hiệu tạo sóng phải được sửa đổi. Các quá trình này phải được lặp lại để tái tạo phổ sóng định hướng với độ chính xác quy định. Sau khi khớp dạng phổ với giá trị mục tiêu, mức độ cao sóng sẽ được điều chỉnh ở vị trí lắp đặt mô hình.

Ngoài ra, trong các thí nghiệm trên mặt phẳng, có thể kiểm soát sự hấp thụ của sóng phản xạ trong các nghiên cứu tạo sóng ngẫu nhiên đa hướng. Chức năng này có thể được sử dụng trong các sóng ngẫu nhiên và các thí nghiệm tương tự. Đối với sự truyền sóng bên ngoài vùng tạo sóng hiệu dụng, vật liệu tiêu tán sóng như sợi lưới, phải được đặt thích hợp để giảm thiểu ảnh hưởng của phản xạ. Sợi lưới với các kích thước mắt lưới khác nhau có sẵn trên thị trường và có thể tiêu tán sóng hiệu quả bằng cách đặt sợi có kích thước mắt lưới thô ở lối vào của sóng và sử dụng các sợi có kích thước mắt lưới càng mịn khi sóng truyền. Do các đặc tính phản xạ trong bể sóng thay đổi tùy theo dạng mô hình đã cài đặt, cần phải thử và sai để phát triển các biện pháp đối phó hiệu quả với sóng phản xạ. Một ví dụ về thiết lập của một thí nghiệm mặt phẳng được trình bày trong Hình D.9.



(a) Lắp đặt địa hình đáy bể, mô hình và thước đo chiều cao sóng

(b) Trạng thái đang thí nghiệm

Hình D.9 - Ví dụ thiết lập thí nghiệm phẳng

e) Tổ chức dữ liệu thử nghiệm

Các quá trình liên quan đến phân tích dữ liệu thí nghiệm về cơ bản cũng giống như trong trường hợp thí nghiệm hai chiều mặt cắt ngang. Tuy nhiên, trong trường hợp tỷ lệ phản xạ của cấu trúc được đánh giá, cần tiến hành phân tích phổ sóng định hướng bằng cách xem xét mối quan hệ pha giữa sóng tới và sóng phản xạ bằng cách sử dụng phương pháp khả năng cực đại mở rộng, cực đại mở rộng phương pháp entropy và mô hình kiểu Bayes mở rộng. Trong trường hợp này, cần đặt ít nhất một máy đo sóng ra khỏi dãy máy đo trong phạm vi vị trí 0,2 bước sóng từ kết cấu.

Ngoài ra, đối với mục đích của các thí nghiệm mô hình phẳng, cần tổ chức dữ liệu liên quan đến sự phân bố trong không gian của các đại lượng vật lý khác nhau, chẳng hạn như chiều cao sóng xung quanh các cấu trúc. Những điểm cần lưu ý trong thí nghiệm mặt phẳng

Sóng ngẫu nhiên một hướng hoặc sóng ngẫu nhiên đa hướng được sử dụng trong các thí nghiệm trên mặt phẳng. Cho rằng cánh khuấy tạo sóng là hữu hạn, năng lượng sóng lan truyền xung quanh do nhiễu xạ. Sự suy giảm năng lượng tương đối nhỏ trong phạm vi xấp xỉ 5° bên trong, từ cả hai đầu của cánh khuấy tạo sóng. Miền này được gọi là miền tạo sóng hiệu dụng. Miền thay đổi theo sự lan truyền có hướng của các sóng thành phần tạo thành các sóng ngẫu nhiên đa hướng. Mức độ tập trung năng lượng

định hướng càng nhỏ thì góc hướng sóng của các sóng thành phần càng rộng và phạm vi năng lượng sóng có thể đạt được khi sóng ngẫu nhiên đa hướng càng hẹp (đỉnh của tam giác với mặt phẳng tạo sóng là cơ sở tiếp cận mặt phẳng này). Kết quả là miền tạo sóng hiệu dụng giảm xuống. Cho rằng mô hình của một cấu trúc Trong đó: phải xem xét các hiệu ứng sóng, công trình phải nằm trong miền tạo sóng hiệu quả và cần phải xác định quy mô mô hình xem xét các ảnh hưởng này. Đối với bộ tạo sóng của các sóng ngẫu nhiên đa hướng thu được bằng cách đặt hai mái chèo tạo sóng theo hình chữ "L", người ta đã cho rằng có thể tiến hành các thí nghiệm mặt phẳng xem xét gần như toàn bộ diện tích của một sóng hình chữ nhật, , bề có hai bản này làm hai phía, làm miền tạo sóng hiệu dụng phụ thuộc vào hướng sóng chính.

Tính hữu hạn của mái chèo tạo sóng dẫn đến sóng phân tán từ các đầu của mái chèo tạo sóng. Kết quả là, sự thay đổi chiều cao sóng xảy ra dọc theo đường đỉnh sóng và không thể tạo ra sóng có chiều cao sóng đồng nhất trong không gian.

Để tránh sự dao động chiều cao sóng trong không gian này, có thể điều chỉnh hiệu suất tạo sóng sao cho chuyển động của một số mái chèo tạo sóng từ đầu đến cuối dần dần đạt 100%. Mặc dù hiện tượng này có thể được giảm bớt trong biện pháp này, nhưng miền tạo sóng hiệu quả sẽ hẹp hơn. Trong trường hợp sóng ngẫu nhiên một chiều lan truyền trong độ sâu nước đều dọc theo bờ biển, có thể triệt tiêu sự nhiễu xạ năng lượng và tán xạ từ các điểm cuối bằng cách đưa vào các tấm ống dẫn sóng. Tuy nhiên, trong trường hợp thí nghiệm sử dụng cấu trúc, cần lưu ý rằng nhiều phản xạ xảy ra trong miền bên trong các tấm ống dẫn sóng.

D.6 Thí nghiệm đáy động

Các thí nghiệm về đáy động phẳng về biến dạng bãi biển sẽ được mô tả vì bờ biển được định vị như một phần của các công trình bến cảng và tính năng cần thiết của chúng đối với bờ biển được quy định.

Như đã chỉ ra trước đây, việc thiết lập quy tắc tương đồng một cách thích hợp trong các thí nghiệm đáy động và thực hiện đánh giá định lượng là vô cùng khó khăn. Tuy nhiên, với sự hiểu biết đầy đủ về các điều kiện thực tế và đặc điểm của sự thay đổi địa hình ở các bờ biển mục tiêu và phân tích, đánh giá các kết quả thu được, có thể ① dự đoán định tính những thay đổi của địa hình liên quan đến tác động của các công trình bến cảng trên bờ biển, ② so sánh và nghiên cứu ảnh hưởng của các công trình bảo vệ bờ biển như cầu cảng và đê chắn sóng tách rời, và dự đoán định tính những thay đổi của đường bờ trên các bờ biển đằng sau các công trình ngoài khơi quy mô lớn. Do đó, thường xảy ra trường hợp điều tra toàn diện về biến dạng bãi biển được thực hiện dựa trên nhiều thông tin khác nhau sử dụng các quan sát hiện trường, mô phỏng số và các thí nghiệm đáy di động.

a) Tổ chức các điều kiện hiện trường

1) Tổ chức điều kiện địa hình

Liên quan đến địa hình của vị trí mục tiêu, kết quả của khảo sát độ sâu phải được thu thập và phân tích. Nói chung, khi đường bờ biển lùi lại sau khi sóng bão tấn công, độ dốc của đáy biển trở nên dốc hơn và

dài cát di chuyển ra ngoài khơi. Tuy nhiên, trong thời kỳ lặng sóng, khi cát di chuyển ra phía ngoài khơi, di chuyển vào hướng vào bờ, đường bờ tiến và độ dốc đáy biển trở nên nhẹ hơn. Ở một bờ biển ổn định, sự vận chuyển phù sa theo hướng xa bờ thường không đáng kể nếu tính trung bình trong một năm. Mặc dù mong muốn có được dữ liệu khảo sát độ sâu càng lâu càng tốt, nhưng nếu khó có được dữ liệu dài hạn, thì dữ liệu khảo sát trong điều kiện ổn định nhất tại các vị trí mục tiêu sẽ được lựa chọn từ thông tin hiện có.

2) Tổ chức các điều kiện sóng

Các điều kiện sóng phải được tổ chức một cách thích hợp dựa trên bản ghi đo được của sóng tại các trạm quan trắc. Trong trường hợp các trạm quan trắc sóng ở xa vị trí mục tiêu của cuộc điều tra, nếu cần thiết sẽ thực hiện tính toán khúc xạ sóng và tính toán sóng, đồng thời tính toán sóng tới cho các vị trí mục tiêu. Xét các sóng liên quan đến sự trôi dạt bờ biển, trong trường hợp khảo sát sự thay đổi địa hình trong thời gian dài, thì các sóng tương đương năng lượng được sử dụng. Trong trường hợp khảo sát sự thay đổi địa hình trong thời gian ngắn, thì thường sử dụng các đợt sóng đến nhiều lần trong năm. Chu kỳ của sóng tương đương năng lượng T_m , chiều cao sóng H_m và hướng sóng α_m sẽ được tính theo các biểu thức D1 đến D3.

$$T_m = \frac{1}{N} \sum T_i \quad D1$$

$$H_m = \left[\frac{1}{NT_m} \sum (H_i^2 T_i) \right]^{1/2} \quad D2$$

$$\alpha_m = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left\{ \frac{2 \sum (H_i^2 T_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i)}{NH_m^2 T_m} \right\} \quad D3$$

Trong đó:

H_i : Chiều cao sóng quan sát được (m)

T_i : Chu kỳ sóng có nghĩa (s)

α_i : Hướng sóng

N : Số sóng

Các sóng đến nhiều lần trong năm thường được tính bằng các phương pháp sau.

- Chiều cao sóng trung bình và chu kỳ trung bình của 5 đợt với 5 độ cao sóng cao nhất trong một năm
- Chiều cao sóng tương ứng với tỷ lệ xuất hiện tích lũy 99% ở tần số xâm nhập theo loại chiều cao sóng và chu kỳ sóng xuất hiện thường xuyên nhất tương ứng với chiều cao sóng
- Chiều cao sóng xác suất 1 năm và chu kỳ sóng xuất hiện thường xuyên nhất tương ứng với chiều cao sóng

Chu kỳ sóng có thể nhận được từ mối tương quan giữa chiều cao sóng và chu kỳ sóng nếu nó có sẵn.

Đối với mực nước triều, mực nước triều trung bình thường được sử dụng khi điều tra sự thay đổi địa hình trong thời gian dài và mực nước cao nhất trung bình hàng tháng sẽ được sử dụng khi điều tra sự thay đổi địa hình trong thời gian ngắn. Do đó, dữ liệu đo mực nước triều tại một trạm quan trắc mực nước trong khu vực lân cận sẽ được tham khảo và tổ chức.

3) Khảo sát trầm tích

Trong các thí nghiệm đáy động, việc lựa chọn lớp trầm tích là rất quan trọng. Vì mục đích này, cần phải hiểu sự phân bố của cỡ hạt và khối lượng đơn vị của trầm tích, ở ven bờ và theo hướng xa bờ.

b) Thiết lập khu vực thí nghiệm

Khu vực thí nghiệm có thể được xác định dựa trên các mũi đất hoặc cấu trúc giáp ranh với sự trôi dạt ven bờ. Tuy nhiên, trong trường hợp không thể tránh khỏi việc cắt bỏ một phần địa mạo so với quy mô thí nghiệm, cần phải tiến hành thí nghiệm bằng cách xem xét cẩn thận sự khác biệt giữa thực địa và mô hình thí nghiệm.

c) Lựa chọn tỷ lệ mô hình

Tỷ lệ mô hình sẽ được xác định theo quy tắc tương tự Froude dựa trên địa hình mục tiêu và quy mô thiết bị thí nghiệm. Các mô hình bị biến dạng thường không được sử dụng. Đối với tỷ lệ mô hình thí nghiệm được xác định theo cách này, quy tắc tương tự không thể được thỏa mãn hoàn toàn đối với bùn cát đáy và chuyển động của bùn cát.

d) Các thông số kỹ thuật của ngoại lực và kích thước hạt trầm tích đáy được sử dụng cho thí nghiệm.

Các ngoại lực được sử dụng trong các thí nghiệm phải được xác định bằng cách sử dụng quy tắc tương tự Froude cho các điều kiện sóng tại hiện trường được thu thập và tổ chức. Như đã đề cập, trong trường hợp điều tra sự thay đổi địa hình trong thời gian dài, mực nước trung bình sẽ được sử dụng làm mực nước triều và các sóng tương đương năng lượng sẽ được sử dụng làm sóng biển. Trong trường hợp điều tra sự thay đổi địa hình trong thời gian ngắn, mực nước cao nhất trung bình hàng tháng được lấy làm mực nước triều và các đợt đến nhiều lần trong năm được lấy làm sóng biển. Tuy nhiên, đối với kích thước hạt của trầm tích đáy tạo thành bờ biển, nếu tuân theo quy tắc tương tự Froude, các vật liệu như phù sa và đất dính sẽ được chấp nhận, và các điều kiện có thể trở nên khác với đặc tính của đất cát. Ngay cả trong đất cát, đất có kích thước hạt cực nhỏ có vận tốc lắng thấp hơn cũng bị ảnh hưởng bởi độ nhớt của nước. Do đó, kích thước hạt tối thiểu của trầm tích được sử dụng cho các thí nghiệm phải lớn hơn hoặc bằng khoảng 0,1 mm. Trong các thí nghiệm tầng di động, do quy mô thí nghiệm nhỏ hơn, hiện tượng trôi dạt ven bờ có thể không được đánh giá đầy đủ với lượng trầm tích sẵn có ở đáy. Trong trường hợp này, các điều kiện ngoại lực và kích thước hạt của trầm tích phải được lựa chọn xem xét sự tương đồng với số Tamm chán hoặc vận tốc lắng của trầm tích là ngoại lực. Ngoài ra, các thí nghiệm mặt cắt chuyển động trên mặt cắt về mối quan hệ giữa ngoại lực và chuyển động của bùn cát sẽ được tiến hành như các thí nghiệm sơ bộ nếu cần thiết, ngoại lực và kích thước hạt của trầm tích sẽ được lựa chọn.

e) Chế tạo mô hình kết cấu và sản mô hình

Các mô hình cấu trúc sẽ được thu nhỏ dựa trên quy tắc tương tự Froude và được tạo ra. Đáy biển mô hình phải được xác định bằng địa hình gần đúng thực địa dựa trên kết quả khảo sát độ sâu. Trong các thí nghiệm đáy biển động, do cần có nỗ lực đáng kể để hình thành địa hình ban đầu, đáy biển có độ dốc đồng đều dựa trên độ dốc đại diện của đáy biển thường được sử dụng làm địa hình ban đầu. Sau khi hình thành đáy biển mô hình, các mô hình cấu trúc sẽ được đặt và tiến hành các thí nghiệm.

f) Trường hợp thực nghiệm

Một thí nghiệm để xác nhận tình trạng hiện tại sẽ được tiến hành để xác nhận ban đầu tính hợp lệ của thí nghiệm đáy động và cung cấp dữ liệu kiểm soát để so sánh với các thí nghiệm sau đó nhằm dự đoán tương lai. Sau đó, các thí nghiệm để dự đoán tương lai bằng cách tái tạo dạng cấu trúc trong tương lai sẽ được lên kế hoạch và tiến hành.

Để cải thiện độ chính xác của các thí nghiệm dự đoán và để đạt được các kết quả hữu ích hơn, điều quan trọng là phải tái tạo tình hình hiện tại. Do đó, có thể cần điều tra thử và sai, bao gồm cả việc thiết lập các điều kiện ngoại lực.

g) Phương pháp thực nghiệm

Đầu tiên, khảo sát địa hình trong bể sóng phải được tiến hành đối với địa hình ban đầu. Nhìn chung, các tuyến khảo sát được đặt theo hướng dọc và địa hình dọc theo từng tuyến khảo sát phải được đo bằng máy đo bề mặt cát siêu âm.

Trong các thí nghiệm, thiết bị đo phải được đặt thích hợp để theo dõi trường sóng phẳng và trường dòng chảy gần bờ. Cho rằng quy mô thời gian của sự trôi dạt phụ thuộc vào độ lớn của sự trôi dạt, cần phải kéo dài thời gian sóng cuối cùng nếu lượng trôi dạt lớn. Cuối cùng, các tác động của sóng sẽ được áp dụng cho đến khi địa hình ổn định ở một mức độ nào đó và thí nghiệm hoàn thành. Để kiểm tra những thay đổi của địa hình xảy ra trong quá trình thí nghiệm, quá trình tạo sóng phải tạm thời dừng lại ở những khoảng thời gian đã thiết lập thích hợp, và địa hình phải được đo bằng các quy trình tương tự như khảo sát địa hình ban đầu.

h) Tổ chức và đánh giá kết quả thí nghiệm

Dữ liệu về trường sóng và vận tốc phải được sắp xếp, đồng thời kiểm tra sự biến đổi của sóng và các dạng dòng chảy. Nếu cần, dữ liệu sẽ được so sánh với kết quả mô phỏng số đối với sự biến đổi sóng và dòng chảy gần bờ. Dựa trên kết quả tính toán cho dòng chảy gần bờ, sự phân bố trong không gian của các chỉ số liên quan đến sự trôi dạt bờ biển, chẳng hạn như số lá chắn, cũng sẽ được tính toán.

Mức độ thay đổi của địa hình đáy biển thu được khi sử dụng khảo sát địa hình phải được tính toán, bao gồm cả dữ liệu thu được trong quá trình thí nghiệm. Các thay đổi được xem xét ngoài mối quan hệ với các chỉ số của ngoại lực và độ trôi bờ được đánh giá như đã chỉ ra trong phần trước.

Việc đánh giá định lượng các thí nghiệm đáy động là rất khó và kết quả thí nghiệm phải được phân tích dựa trên sự so sánh với khảo sát thực địa và mô phỏng số biến dạng của bãi biển. Cần phải tiến hành

TCVN 11820-6:2023

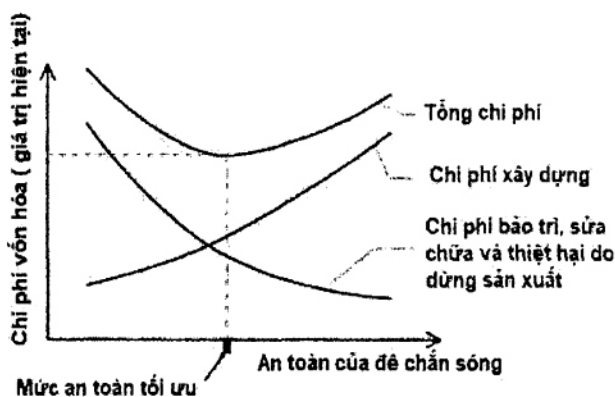
đánh giá lần cuối, xem xét độ chính xác của các cuộc khảo sát thực địa và các mô phỏng số, bên cạnh độ chính xác của các thí nghiệm đầy động.

Phụ lục E
(Tham khảo)

Thiết kế đê chắn sóng dựa trên phân tích chu kỳ tuổi thọ

E.1 Phụ lục này cung cấp nền tảng chung cho nghiên cứu tham số về độ tin cậy của đê chắn sóng dựa trên tối ưu hóa chi phí vòng đời.

Vì nguy cơ gây thương vong cho con người là thấp nên thường không tính đến rủi ro này khi thiết kế đê chắn sóng. Do đó, việc thiết kế các đê chắn sóng mới và phục hồi các đê chắn sóng hiện có có thể dựa trên phân tích vòng đời nhằm mục tiêu chi phí vòng đời tối thiểu, tức là chi phí xây dựng, bảo trì, sửa chữa và phá dỡ, chuyển đến chỗ bỏ đi và tái sử dụng vật liệu. Ba mục cuối thường rất hay bị bỏ sót do khó dự đoán trong thực tế. Nguyên tắc xác định mức độ an toàn tương ứng với chi phí vòng đời tối thiểu được minh họa trong Hình E.1.



Hình E.1 - Minh họa nguyên tắc xác định mức độ an toàn tương ứng với chi phí vòng đời tối thiểu

E.2 Đối với một nghiên cứu cụ thể cho một đê chắn sóng, quy trình thường bao gồm các bước sau:

1. Chuẩn bị (các) thiết kế sơ bộ của công trình và xác định tất cả các chế độ phá hoại và các liên kết của chúng sẽ được xem xét bằng cách sử dụng cây lỗi hoặc cây sự kiện. Các chế độ phá hoại liên quan đến phản ứng của kết cấu, ví dụ như xói mòn lớp phủ, phá hoại nền móng và trượt tường lan can và thùng chìm. Các chế độ phá hoại liên quan đến phản ứng thủy lực ví dụ như sóng tràn và truyền sóng quá mức. Các chế độ phá hoại tương quan với nhau theo hai cách: thông qua các thông số chung như H_s hoặc bằng tương tác vật lý như phá hoại lớp phủ chính được kích hoạt bởi phá hoại chân mái dốc. Loại tương quan cuối cùng chỉ được nghiên cứu và định lượng trong một số rất ít trường hợp và do đó thường bị bỏ qua trong các phân tích vòng đời.

2. Xác định tuổi thọ làm việc (thời gian phục vụ thiết kế) TL của kết cấu.

3. Xác định cho mỗi tiêu chí tính năng chế độ phá hoại cho các phản ứng kết cấu và thủy lực liên quan

đến các giai đoạn giới hạn thiết kế SLS và ULS. Hai trạng thái giới hạn này được yêu cầu trong ISO 2394 và ISO 21650 và được sử dụng trong Euro Norm EN 1990: 2002. Một trạng thái giới hạn có thể sửa chữa RLS cũng có thể được bao gồm. Tiêu chí tính năng phải bao gồm cả thước đo vật lý và xác suất xảy ra. Ví dụ liên quan đến SLS: xói mòn lớp đá phủ tương ứng với 5% đơn vị lớp phủ bị dịch chuyển với xác suất xuất hiện tối đa (tỷ lệ hỏng) $P_f = 0,2$ trong thời gian phục vụ TL. Trên thực tế, rủi ro liên quan đến các phá hoại lớn có thể được loại bỏ bằng cách đưa ra các tiêu chí tính năng rất chặt chẽ.

4. Ấn định đơn giá cho tất cả các yếu tố kết cấu liên quan đến chi phí xây dựng ban đầu và sửa chữa.

5. Xác định chính sách sửa chữa, ví dụ: việc sửa chữa nên diễn ra khi hư hỏng vượt quá mức hư hỏng tương ứng với SLS.

6. Thiết lập cho địa điểm thực tế số liệu thống kê về sóng và mực nước dài hạn dựa trên các ghi chép lịch sử và các nghiên cứu dự báo. Nếu dữ liệu tại địa điểm không có sẵn, thì dữ liệu ngoài khơi phải được sử dụng. Trong trường hợp các loại bão có các đặc điểm khác nhau như bão nhiệt đới và bão bình thường thì phải lập thống kê dài hạn cho từng loại bão. Xem xét ảnh hưởng của biến đổi khí hậu đối với mực nước biển dâng và cường độ bão.

7. Biến đổi sóng ngoài khơi đến vị trí của công trình, trên cơ sở từng cơn bão, bằng cách sử dụng mô hình biến đổi số bao gồm sóng nước nông, khúc xạ, nhiễu xạ, sóng vỡ, nước dâng do bão (thiết lập mực nước theo gió, sóng và áp suất khí quyển) và thủy triều thiên văn (thường không tương quan với triều cường). Đối với mỗi cơn bão thu được các giá trị đồng thời H_s , H_{max} , T_m hoặc / và T_p , hướng sóng và mực nước.

8. Điều chỉnh các phân bố cực trị với tập dữ liệu (các phân bố chung biên và nếu có thể) để có được trạng thái sóng trong chu kỳ trở lại (kết hợp độ cao sóng, chu kỳ sóng, hướng sóng và mực nước). Chọn phân phối phù hợp tối ưu với dữ liệu.

9. Xây dựng trên cơ sở phân bố cực trị đã chọn một mô hình thống kê về các cơn bão lịch sử xem xét tính không chắc chắn trong các dự đoán. Thông thường các cơn bão được mô hình hóa bởi một quá trình Poisson với tỷ lệ xuất hiện tương ứng với các cơn bão lịch sử.

10. Tạo ra, ví dụ như bằng mô phỏng Monte Carlo, một số lượng rất lớn lịch sử sóng trong vòng đời. Các hư hỏng / biến dạng cấu trúc khi chúng xảy ra trong thời gian được xác định và tích lũy. Ví dụ, trong trường hợp lớp phủ đá trên đê chắn sóng đá đổ thông thường, mô hình tích lũy của Melby và Kobayashi (1999 và 2011) có thể được sử dụng. Đối với các thùng chìm, sự trượt do các cơn bão đơn lẻ gây ra được tích lũy. Các phá hoại trượt địa kỹ thuật được coi là phá hoại sau cùng.

11. Đối với mỗi chế độ phá hoại, số lần xuất hiện/vượt quá tương đối của các trạng thái giới hạn tính năng, tức là xác suất xảy ra trong suốt thời gian tuổi thọ thiết kế, được ghi lại. Nếu những xác suất này vượt quá hoặc thấp hơn nhiều so với xác suất mục tiêu được xác định trước, cấu trúc được sửa đổi cho phù hợp và một vòng mô phỏng vòng đời mới phải được thực hiện. Đây là một quá trình thử và sai. Các

phương pháp dễ dàng và tự động hóa quá trình lập lại được trình bày và thảo luận trong Castillo và cộng sự (2004) và Castillo và cộng sự (2006).

12. Tính tổng chi phí cho mỗi thiết kế bao gồm chi phí xây dựng ban đầu và chi phí sửa chữa. Chi phí sửa chữa nên được chiết khấu theo giá trị hiện tại. Phá hoại của đê chắn sóng làm hạ thấp đỉnh đáng kể gây ra sự truyền sóng có thể ảnh hưởng đến việc neo đậu và hoạt động của bến. Sau đó, chi phí thời gian ngừng hoạt động liên quan phải được tính vào tổng chi phí vòng đời của đê chắn sóng. Sau đó, tổng chi phí cho mỗi thiết kế có thể được sử dụng để chọn một thiết kế ưa thích.

E.3 Tài liệu liên quan về độ tin cậy và phân tích vòng đời của đê chắn sóng

Smith, O.P. (1990): "Tối ưu hóa kinh tế gia tăng của đê chắn sóng bề cảng", Tạp chí Nghiên cứu Duyên hải, SI (7), trang 87-97. Bài báo này trình bày các nguyên tắc tối ưu hóa chi phí của đê chắn sóng đá đổ có lớp phủ. Không có ví dụ nào được đưa ra. Bài báo dựa trên báo cáo "Tối ưu hóa chi phí hiệu quả của mặt cắt đê chắn sóng đá đổ", Báo cáo kỹ thuật CERC-86-2, Trạm Thí nghiệm Đường thủy Kỹ sư Quân đội Hoa Kỳ, Trung tâm Nghiên cứu Kỹ thuật Duyên hải, Vicksburg, Hoa Kỳ.

PIANC MarCom Báo cáo của WG 12 (1992). Báo cáo chính trình bày các công thức cho các chế độ phá hoại của đê chắn sóng đá đổ và thảo luận về những điều không chắc chắn liên quan đến dữ liệu môi trường. Các khía cạnh xây dựng và giám sát được xử lý, và việc xác định các hệ số an toàn thành phần liên quan đến một loạt các phương trình thiết kế chế độ phá hoại được trình bày. Ví dụ về thiết kế sử dụng các hệ số an toàn thành phần được đưa ra. Hơn nữa, tính năng của một số cấu trúc đê đá đổ đã được đánh giá.

Trình bày toàn diện về các chủ đề được đưa ra trong Báo cáo các tiểu nhóm sau: A - Công thức cho các chế độ phá hoại của đê đá đổ. B - Dữ liệu môi trường và các sự kiện cực đoan. C - Phân tích rủi ro trong thiết kế đê chắn sóng. D - Sai lệch xây dựng và độ tin cậy của công trình. E – Điều tra các trường hợp đã chọn. F - Giới thiệu hệ số thành phần để thiết kế đê chắn sóng đá đổ.

Christiani, E., Burcharth, H.F., Sorensen, J.D. (1996): "Thiết kế tối ưu dựa trên độ tin cậy của đê chắn sóng mặt đứng được mô hình như một hệ thống phá hoại hàng loạt", Proc. Hội nghị Kỹ thuật Bờ biển Quốc tế lần thứ 25 (ICCE), Orlando (FL), Hoa Kỳ, Tập 2, trang.1589 -1602.

Burcharth, H.F. (1997): "Thiết kế dựa trên độ tin cậy của các công trình ven biển. Những tiến bộ trong Kỹ thuật Bờ biển và Đại dương ", Vol. 3, trang 145-214. Bài báo mô tả các nguyên tắc phân tích độ tin cậy của đê chắn sóng từ chế độ phá hoại đơn lẻ đến hệ thống chế độ phá hoại, chủ yếu dựa trên phương pháp chỉ số an toàn Cấp II và áp dụng các hệ số an toàn thành phần. Các ví dụ được đưa ra.

Burcharth, H.F. (1998): "Thiết kế đê chắn sóng thùng chìm tường đứng sử dụng các hệ số an toàn thành phần", Proc. Hội nghị Kỹ thuật Bờ biển Quốc tế lần thứ 25 (ICCE), Copenhagen. Đan Mạch, Tập 2. trang 2138-2151.

Burcharth, H.F. và Sorensen, J.D. (2000): "Hệ thống hệ số an toàn PIANC cho đề chắn sóng", Proc. Int.Conf. Coastal Structures '99, Santander, Tây Ban Nha, Balkema. Bài báo trình bày tất cả các hệ số an toàn PIANC dưới dạng hàm của xác suất hư hỏng trong tuổi thọ của kết cấu đối với hầu hết các chế độ phá hoại liên quan đến cả đề chắn sóng đá đổ và tường đứng.

Sorensen, J.D. và Burcharth, H.F. (2000): "Phân tích độ tin cậy của các dạng phá hoại địa kỹ thuật đối với đề chắn sóng tường đứng", Máy tính và Địa kỹ thuật, 26, tr.225-245.

Burcharth, H.F. (2002): "Thiết kế dựa trên độ tin cậy của các công trình ven biển", Chương 6, Sổ tay Kỹ thuật Bờ biển Phần VI (CEM), Trung tâm Nghiên cứu Kỹ thuật Bờ biển, Vicksburg, Hoa Kỳ, VI.6.1-VI.6.47. Nội dung mở rộng của Burcharth (1997) Trong đó: các hệ số an toàn thành phần cho nhiều phương trình thiết kế chế độ phá hoại khác được đưa vào.

Báo cáo PIANC MarCom của WG 28 (2003): "Đề chắn sóng với tường bê tông đứng và nghiêng".

Báo cáo chính và báo cáo Nhóm A và D thảo luận về các chế độ phá hoại đối với các loại đề chắn sóng tường đứng và cung cấp các phương trình thiết kế liên quan cho tải trọng sóng, kết cấu và phản ứng thủy lực. Các chế độ hư hỏng là trượt thủng chìm, xói mòn thềm trước, xói mòn, hư hỏng móng đề đá đổ trên đáy biển cứng và trên đáy biển cát và đất sét. Các hệ số an toàn thành phần tương ứng với các xác suất phá hoại khác nhau trong thời gian tồn tại của kết cấu đối với các chế độ phá hoại được đưa ra và các phương pháp thực hiện các hệ số an toàn này trong quá trình thiết kế được giải thích. Phần trình bày chi tiết về các hệ số an toàn được đưa ra trong báo cáo của Phân nhóm D. Tính năng của một số đề chắn sóng thủng chìm hiện có được phân tích. Các khía cạnh xây dựng, độ bền và đặc điểm kỹ thuật của bê tông cũng được giải quyết.

Castillo, E., Losada, MA, Minguez, R., Castillo, C. và Baquerizo, A. (2004): "Phương pháp thiết kế kỹ thuật tối ưu kết hợp các hệ số an toàn và xác suất phá hoại: Ứng dụng cho đề chắn sóng đá đổ", J. Đường thủy, Cảng, Bờ biển, Ocean Eng., ASCE, 130, tr.77-88. Bài báo trình bày một phương pháp lập hiệu quả để đáp ứng giới hạn dưới của hệ số an toàn và giới hạn trên của xác suất phá hoại trong khi chi phí xây dựng được giảm thiểu (vì lợi ích của việc sửa chữa đơn giản không được bao gồm). Phương pháp này được minh họa bằng cách ứng dụng vào thiết kế đề chắn sóng đá đổ với cấu trúc tường đỉnh bên trên. Thời gian sử dụng được đặt là 50 năm và xác suất phá hoại mục tiêu giới hạn trên rất thấp được chọn. Kết quả của các phép tính là xác suất phá hoại đối với tất cả các tổ hợp chế độ phá hoại được chỉ ra là thậm chí còn thấp hơn xác suất phá hoại mục tiêu rất thấp. (Lưu ý rằng xác suất phá hoại ước tính là không thực tế theo quan điểm tối ưu hóa chi phí và khác xa với các khuyến nghị được đưa ra trong ROM của Tây Ban Nha. Tuy nhiên, chúng là kết quả của các yếu tố an toàn mục tiêu ban đầu và chỉ số độ tin cậy được lựa chọn một cách có chủ ý cho nghiên cứu thực tế).

Burcharth, H.F. và Sorensen, J.D. (2005): "Mức an toàn tối ưu cho đề chắn sóng", Proc. Đường bờ biển, Cấu trúc và Đề chắn sóng, ICE, Luân Đôn, Vương quốc Anh, tr.483-493. Bài báo trình bày các mức an toàn dựa trên tối ưu hóa chi phí vòng đời đối với đề chắn sóng có lớp phủ hình khối và đá dăm thông thường cũng như đề chắn sóng thủng chìm hỗn hợp tường đứng trên cát và đất sét đáy biển.

Castillo, C., Minguez, R., Castillo, E. và Losada, M.A. (2006): "Một phương pháp thiết kế kỹ thuật tối ưu với các ràng buộc về tỷ lệ phá hoại và phân tích độ nhạy. Ứng dụng cho đề chắn sóng hỗn hợp", Kỹ thuật bờ biển 53, trang 1-25. Bài báo trình bày một cách tiếp cận đối với thiết kế đề chắn sóng hỗn hợp dựa trên việc giảm thiểu chi phí xây dựng theo giới hạn tỷ lệ phá hoại hàng năm cho tất cả các chế độ phá hoại.

Phương pháp độ tin cậy bậc nhất được sử dụng. Các dạng phá hoại trượt của thùng chìm, phá hoại nền móng như được đưa ra bởi Sorensen và Burcharth (2000), sự mất ổn định của thềm lớp phủ phía trước, và hiện tượng sóng tràn được đưa vào phân tích. Tỷ lệ phá hoại hàng năm được chỉ định giới hạn trên là 0,005 đối với sóng tràn (SLS), 0,003 đối với mất ổn định của thềm lớp phủ (SLS) và 0,001 đối với từng chế độ phá hoại nền móng được xem xét (ULS). Không bao gồm mối tương quan vật lý giữa các chế độ phá hoại, sửa chữa và tích lũy phá hoại. Một ví dụ số cho thấy thiết kế tối ưu của một đề chắn sóng hỗn hợp đặt trên đá đáy biển được bao gồm.

Minguez, R., Castillo, E., Castillo, C. và Losada, M.A. (2006): "Thiết kế chi phí tối ưu với phân tích độ nhạy sử dụng kỹ thuật phân hủy. Ứng dụng cho đề chắn sóng hỗn hợp". Một phương pháp để giảm thiểu tổng chi phí của cấu trúc trong suốt thời gian tồn tại dựa trên các phép gần đúng tuyến tính của hàm chi phí kỳ vọng được trình bày. Chi phí sửa chữa cho mỗi chế độ phá hoại được tính như một phần của chi phí xây dựng. Các chế độ phá hoại tương tự như đã xử lý trong Castillo và cộng sự (2006) được phân tích. Các mối tương quan vật lý giữa các chế độ phá hoại và tích lũy phá hoại không được bao gồm. Một ví dụ số cho thấy thiết kế tối ưu của một đề chắn sóng hỗn hợp đặt trên đá đáy biển đã được bao gồm. Tỷ lệ phá hoại tối ưu hàng năm là 0,01365 đối với trượt thùng chìm, 0,05326 đối với xói mòn lớp phủ trước, 0,00098 đối với lật thùng chìm, 0,01903 đối với phá hoại khả năng chịu lực trong nền đá, 0,00236-0,00545 đối với trượt trong nền đá, 0,000 đối với trượt hướng ra biển trong nền đá và 0,1176 đối với sóng tràn. Hình dạng của đề chắn sóng được phân tích không được đưa ra. Thiếu thông tin về giá trị trung bình của một số tham số đầu vào xác định và ngẫu nhiên (ví dụ: sóng và độ sâu nước).

Melby, J.A. (2010): "Phân tích vòng đời theo thời gian của đề chắn sóng", Hội nghị IAHR. Proc. lần thứ 4. Hội thảo ngắn. / Nội dung về Nghiên cứu ứng dụng vùng ven biển, trang 46-64. Bài báo tóm tắt một phương pháp phân tích vòng đời phụ thuộc vào thời gian để xem xét sự tiến hóa của đề chắn sóng nhiều lớp phủ thông thường. Phương trình tích lũy hư hỏng phía biển, phía sau và trên đỉnh cũng được bao gồm cũng như để truyền sóng. Phương pháp này bao gồm tính toán xác suất vượt quá các trạng thái giới hạn hư hỏng và cung cấp cơ sở để lựa chọn giải pháp thay thế có chi phí thấp nhất để phục hồi hoặc cho công trình mới. Không có ví dụ và mức độ an toàn nào được đưa ra.

Males, R.M. and Melby, J.A. (2011): "Mô hình mô phỏng Monte Carlo để đánh giá kinh tế của đề đá đổ bảo vệ đề chắn sóng ở bến cảng", Front. Earth Sci., 5(4), pp. 432-441. Bài báo trình bày phần mềm CSim mô phỏng cấu trúc bờ biển để phân tích cao trình quy hoạch của đề chắn sóng. Đây là một mô hình MCS kinh tế-kỹ thuật có thể được sử dụng để đánh giá các chiến lược thay thế cho xây dựng, cải tạo và sửa chữa đề chắn sóng đá đổ. Nó được thiết kế để nhất quán với phương pháp luận quy hoạch của US Army Corps of Engineers và thực hành tốt nhất. Cùng một phần mềm được trình bày trong Melby,

J.A., Nadal, N. và Males, R.M. (2012): "CSim: Phần mềm phân tích vòng đời Đê chắn sóng- bể cảng phụ thuộc thời gian ", Coastal Structures, Yokohama, Japan.

Melby, J.A., Nadal, N.C. và Winkelman, J. (2014): "Point Judith, Rhode Island đánh giá nguy cơ vỡ đê chắn sóng", Draft report ERDC/CHL TR-14-X, Coastal and Hydraulics Laboratory, US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Vicksburg, Miss, USA.. Báo cáo cung cấp phân tích vòng đời của bốn giải pháp thay thế để sửa chữa đê chắn sóng Point Judith chính phủ địa. Thiệt hại đối với đê chắn sóng và sự truyền sóng tràn liên quan và kết quả là khí hậu sóng trong vịnh được phân tích cũng như tác động của mực nước biển dâng. Kết quả của các phân tích được thảo luận trong bối cảnh các khả năng làm việc trong tương lai có và không có phục hồi chức năng. Không trình bày mức độ an toàn.

Salvadori, G., Durante, F., Tomasicchio, G.R. và D'Alessandro, F. (2015): 15. Kỹ thuật bờ biển 95, tr.77-83.

Thư mục tài liệu tham khảo

Điều 5

1. ALLSOP, N.W.H., L. FRANCO, and P.J. HAWKES. Wave Run-up on Steep Slopes. A Literature Review. Report SR 1. Wallingford: Hydraulics Research, 1985.
2. ALLSOP, N.W.H., P.J. HAWKES, F.A. JACKSON, and L. FRANCO. Wave Run-up on Steep Slopes: Model Tests Under Random Waves. Report SR 2. Wallingford: Hydraulics Research, 1985.
3. OWEN, M.W., Design of Sea Walls Allowing for Wave Overtopping. Report EX 924. Wallingford: Hydraulics Research, 1980.
4. JENSEN, O.J., and T. SORENSEN. Overspilling/overtopping of rubble-mound breakwaters. Coastal Engineering, 1979, 3.
5. BARENDT, F.B.J. Geotechnical aspects of rubble mound breakwaters. (Development in Breakwaters. Conference Proc. Institution of Civil Engineers. 1985).
6. ALLSOP, N.W.H., and L.A. WOOD. Hydro-geotechnical Performance of Rubble Mound Breakwaters: a Literature Review. Report SR 98. Wallingford: Hydraulics Research, March 1987.
7. BARTON, N., and B. KJAERUSLI. Shear strength of rockfill. Proc. American Society of Civil Engineers, 1981, 107 (G T7).
8. CHARLES, J.A., and M.M. SOARES. Stability of compacted rockfill slopes. Geotechnique, 1984, 34 (1).
9. NAGAI, S. Wave pressures on slit-type breakwaters. In: Proc. 16th Conference on Coastal Engineering. New York: American Society of Civil Engineers, 1978.
10. Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan. Ports and Harbours Research Institute, Ministry of Transport, Japan, 1980.

Điều 6

11. A Basic Study of the Level 1 Reliability Design Method for gravity-type breakwater ~ Performance verifications of sliding failure and overturning failure for composite breakwater and breakwater covered with wave-dissipating blocks ~ Takehiko SATO, Masahiro TAKENOBU, Masafumi MIYATA. National Institute for Land and Infrastructure Management Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan.
12. JSCE : STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES-2012, pp.126~132, 2012 (in Japanese).

13. Takeda, H., Y. Akatsuka and T. Kawaguchi: Hydraulic characteristics of block type upright wave absorbing structure, Proceedings of 23rd Conference on Coastal Engineering, JSCE, pp.120-123,1976 (in Japanese)
14. YAGYU, T. and Miyuki YUZA: A compilation of the existing data of up-right breakwater with wave dissipating Capacity, Technical Note of PHRI No. 358, p.314, 1980 (in Japanese)
15. Coastal Development Institute of Technology : Technical Manual for New-type breakwaters, 1994 (in Japanese)
16. Hisachika TAKANO, Masahiro TAKENOBU, Masafumi MIYATA, Takehiko SATO: A Study of the Level 1 Reliability Design Method for a Gravity-type Breakwater with a Slope ~Performance Verification of Sliding Failure and Overturning Failure~, TECHNICAL NOTE of National Institute for Land and Infrastructure Management No.995, 2017 (in Japanese)
17. Nakamura, T, H. Kamikawa, T. Kouno and K. Kimoto: Structural type of curtain wall breakwater that makes the reduction of transmit and reflected waves possible, Proceedings of Coastal Engineering, JSCE, Vol. 46, pp.786-790, 1999 (in Japanese)
18. Okiya, T., T. Sakakiyama, M. Shibata, O. Nakano and Y. Okuma: Characteristics of wave force on curtain wall structure having permeable lower portion, Proceedings of Offshore Development, Vol. 46, pp.791-795, 1999 (in Japanese)
19. Morihira. M., S. Kakizaki and Y. Goda: Experimental investigation of curtain-wall breakwater, Rept. of PHRI Vol. 3 No. 1, 1964 (in Japanese)
20. Hayashi, T., T. Kano, M. Sirai and S. Hattori: Hydraulic characteristics of cylindrical permeable breakwater, Proceedings of 12th Conference on Coastal Engineering, JSCE, pp.193-197,1965 (in Japanese)
21. Nagai, S., T. Kubo and K. Okinawa: Fundamental study on steel pipe breakwater 'Ise Report), Proceedings of 12th Conference on Coastal Engineering, JSCE, pp.209-218, 1965 (in Japanese)
22. Tsutomu KIHARA, Susumu NARUSE, Hiroyuki GESHI, Youichi SAKAI, Makoto TAKAHASHI: Development of breakwaters with wide footing on soft ground, Proceedings of 35th Conference on Coastal Engineering, JSCE, pp.742-746, 1988 (in Japanese)
23. Tsutomu KIHARA, Susumu NARUSE, Yasutoshi YOSHIMOTO, Kaoru IKEDA, Osamu NAKAI: Hydraulic Properties of breakwaters with wide footing on soft ground, Proceedings of 34th Conference on Coastal Engineering, JSCE, pp.631-635, 1987 (in Japanese)
24. Yoshiaki KIKUCHI, Lateral Resistance of soft landing moundless structure with piles, TECHNICAL NOTE OF THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE No.1039, 2003 (in Japanese)

25. Shimonoseki port and Airport Technical Survey Office, Kyu-shu Regional Development Bureau Home Page: Design Manual for breakwaters with wide footing on soft ground (Draft), 2006(in Japanese)
26. Yoshiyuki ITO, Shigeru CHIBA: An Approximate Theory of Floating Breakwaters, REPORT OF THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE MINISTRY OF TRANSPORT VOL.11 NO.2, pp.43-77, 1972 (in Japanese)
27. Ijima, T., M. Tabuchi and Y. Yumura: Motions of Rectangular-cross-section floating body due to wave action and the transformation of waves, Proceedings of JSCE, No. 202, pp.33-48, 1972 (in Japanese)
28. UEDA, S., Satoru SHIRAISHI and Kazuo KAI: Calculation Method of Shear Force and Bending Moment Induced on Pontoon Type Floating Structures in Random Sea, Technical Note of PHRI No.505, p.27, 1984 (in Japanese)
29. Coastal Development Institute of Technology : Technical Manual for the Improvement of Port environment, 1991
30. Technical Standards and Commentary for Shore Protection Facilities
31. Technical Manual for Flap Gate Type Land Locks at Ports, Harbors and Seashores.
32. Shibata, K., H. Ueda and K. Ohori: Study on the Dimensions of Embankment and Seawall, Technical Note of PHRI No. 448, 1983

Phụ lục B

33. Standard Specifications for Concrete Structures,
34. Standard Specifications for Steel and Hybrid Structures
35. JSCE: Standard Specification for Hybrid Structures, 2014
36. Moriya, Y., M. Miyata and T. Nagao: Design method for bottom slab of caisson considering surface roughness of rubble mound, Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management No. 94, 2003
37. Nagao T., M. Miyata, Y. Moriya and T. Sugano: A method for designing caisson bottom slabs considering mound unevenness. Jour. JSCE C, Vol. 62, No.2, pp. 277-291, 2006
38. Kikuchi, Y., K. Takahashi and T. Ogura: Dispersion of Earth Pressure in Experiments and Earth Pressure Change due to the Relative Movement of the Neighboring Walls, Technical Note of PHRI No. 811, 1995
39. Yokota, H., K. Fukushima, T. Akimoto and M. Iwanami: Examination for Rationalizing Structural Design of Reinforced Concrete Caisson Structures, Technical Note of PHRI No. 995, 2001

40. Kawabata, Y., E. Kato and M. Iwanami: A study on the design method of RC caissons for breakwaters against impact loads considering maintenance strategy, Technical Note of PARI No.1279, 2013.

Phụ lục C

41. Japan Road Association: Specifications and Commentary for Highway Bridges Vol. I, General, p. 126, 2017

42. Japan Road Association: Specifications and Commentary for Highway Bridges Vol. II, Steel Bridge, pp. 61-62, 2017

43. Japan Society of Civil Engineers: Standard Specifications for Concrete Structures -2017, Design, 2017.

44 Coastal Development Institute of Technology: Manual for corrosion protection and maintenance work for Port steel facilities, iron slug hydration hardener (revised Edition), 200,

45. Japan Society of Civil Engineers: Recommendations for Construction of Concrete Using Fly Ash (Draft), 1999.

46. Japan Society of Civil Engineers: Recommendations for Design and Construction of Concrete Using Ground Granulated Blast-Furnace Slag, 2018.

47. Japan Society of Civil Engineers: Recommendations for Construction of Expansive Concrete (Draft), 1993.

48. Civil Engineering Research Institute for Cold Region (Edit): Recommendation for Construction of Cold Weather Concrete Using Frost-Resistant Accelerator (Draft), 1994.

49. Japan Society of Civil Engineers: Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars (Revised Edition), 2003.

50. Japan Society of Civil Engineers: Recommendations for Design and Construction of Concrete Structures Using Stainless Steel Bars (Draft), 2008.

51. Japan Society of Civil Engineers: Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials (Draft), 1996.

52. Japan Society of Civil Engineers: Recommendations for Design and Construction of Prestressed Concrete Structures Using Advanced Prestressing Steel Coated by Epoxy Resin (Draft), 2010.

53. Japan Society of Civil Engineers: Recommendations for Concrete Repair and Surface Protection of Concrete Structures (Draft), 2005.

54. Coastal Institute of Technology: Manual for Repair of Port Concrete Structures, 2018.

55. Japan Society of Civil Engineers: Standard Specifications for Concrete Structures -2017, Materials and Construction, 2017.
56. Japan Port Association: Standard Specifications for Port Construction Work, Japan Port Association, 2017.
57. Cold Region Port and Harbor Engineering Research Center: Construction of Marine Underwater Concrete (Casingsystem), 1993
58. Seki, H.: Construction Examples of Underwater Concrete, Technical Note of PHRI, No.165, 1973.
59. Akatsuka, Y. and Seki, H.: Constructivity of Underwater Concrete, Kajima Institute Publishing CO., LTD., 1975.
60. Seki, H.: Underwater Concrete in Marine Structures, Concrete Journal, Vo.28, No.3, pp. 10-17, 1990.
61. Yasuda, O., Murase, K., Tokunaga, K., Nakazima, Y. and Kitahara, S.: Study for Improvement of Under Water Concreting at Marine Fields, Proceedings of Civil Engineering in the Ocean, Vol.8, pp.189-194, 1992.
62. JSCE: Guideline for design and construction of non-disjunction concrete in underwater (Draft), JSCE Concrete Library, No.67, 1991
63. Manual for Grout Concrete Construction with Vibrator.
64. Technical Manual for PC Sheet Pile for Port Construction Work.
65. Japan Road Association, : Specifications and commentary for Highway Bridges, Vol. IV, Substructures, pp.310-314, 2017.
66. Recycling Technology Guidelines for Harbor and Airport Construction and Maintenance (Revision), 2018
67. Technical Manual for Steel Slag Utilization in Harbor and Airport Construction and Maintenance, 2015.
68. Coastal Development Institute of Technology: Technical Manual for Iron Slug Hydration Hardener (Enlarged Edition), 2008
69. Technical Manual for Nonferrous Slag Utilization in Harbor and Airport Construction 2015 .
70. Guidelines for Utilizing Coal Ash Mixing Materials in Harbor Construction.
71. Provisional Quality Standards by Use for Recycling of Concrete By-products (Draft) (Notification No. 88 of the Ministry of Construction on April 11, 1994)
72. Technical Manual for Calcia Modified Soil Utilization in Harbor, Airport and Coastal Construction 2017

73. Guideline for the Design and Construction of Stainless Steel Civil Engineering Structures (Draft) No.108, 2015 .11.
74. Standard Specifications for Hybrid Structures, Design 2014.
75. Standard Specifications for Hybrid Structures, Construction. 2014.
76. Design Guidelines for Steel Fiber Reinforced Concrete Column Members (Draft)
77. Design and Construction Guidelines for Ultrahigh Strength Steel Fiber Reinforced Concrete (Draft)
78. Guidelines for the Maintenance of Rubber Fenders (Revision) No. 40, 2013
79. Morihira, M., T. Kihara and H. Horikawa: Friction coefficient of rubble mound of composite breakwater, Proceedings of 25th Conference on Coastal Eng., JSCE, pp.337-341, 1978 (in Japanese)
80. Morihira, M. and K. Adachi: Friction coefficient of rubble mound of composite breakwater (Second report), Proceedings of 26th Conference on Coastal Eng., JSCE, pp.446-450, 1979 (in Japanese)
81. Japan Society of Mechanical Engineers Edition: Handbook of mechanical Engineering (in Japanese)
82. Ishii, Y. and T. Ishiguro: Steel pile method. Giho-do Publishing, 1959 (in Japanese)
83. Yokoyama, Y.: Design and construction of steel piles, Sankai-do Publishing, 1963 (in Japanese)
84. Takenobu, M., Nishioka, S., Sato, T. and Miyata, M.A basic study of the level 1 reliability design method based on load and resistance factor approach, Technical Note of NILIM No.880, p.41, pp.62 ~63, 2015. (in Japanese)
85. Japan Road Association: Earth work for roads- guideline for construction of retaining wall, 2012 (in Japanese)
86. Japan Standard Association: JIS Handbook, Screw Part I, Japan Standard, 2002
87. Smith, O.P. (1990): "Incremental Economic Optimization of Harbor Breakwaters", Journal of Coastal Research, SI (7), pp. 87-97.
88. PIANC MarCom Report of WG 12 (1992).
89. Christiani, E., Burcharth, H.F., Sorensen, J.D. (1996): "Reliability based optimal design of vertical breakwaters modelled as a series system of failure", Proc. 25th International Coastal Engineering Conference (ICCE), Orlando (FL), USA, Vol.2, pp.1589 -1602.
90. Burcharth, H.F. (1997): "Reliability-based design of coastal structures. Advances in Coastal and Ocean Engineering", Vol. 3, pp. 145-214.

91. Burcharth, H.F. (1998): "Design of vertical wall caisson breakwaters using partial safety factors", Proc. 25th International Coastal Engineering Conference (ICCE), Copenhagen, Denmark, Vol.2. pp. 2138-2151.
92. Burcharth, H.F. and Sorensen, J.D. (2000): "The PIANC safety factor system for breakwaters", Proc. Int.Conf. Coastal Structures '99, Santander, Spain, Balkema.
92. Sorensen, J.D. and Burcharth, H.F. (2000): "Reliability analysis of geotechnical failure modes for vertical wall breakwaters", Computers and Geotechnics, 26, pp.225-245.
93. Burcharth, H.F. (2002): "Reliability based design of coastal structures", Chapter 6, Coastal Engineering Manual Part VI (CEM), Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, USA, VI.6.1-VI.6.47. Expanded contents of Burcharth (1997) in that partial safety factors for many more failure mode design equations are included.
94. PIANC MarCom Report of WG 28 (2003): "Breakwaters with vertical and inclined concrete walls".
95. Castillo, E., Losada, M.A., Minguez, R., Castillo, C. and Baquerizo, A. (2004): "Optimal engineering design method that combines safety factors and failure probabilities: Application to rubble-mound breakwaters", J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng., ASCE, 130, pp.77-88.
96. Burcharth, H.F. and Sorensen, J.D. (2005): "Optimum safety levels for breakwaters", Proc. Coastlines, Structures and Breakwaters, ICE, London, UK, pp.483-493.
97. Castillo, C., Minguez, R., Castillo, E. and Losada, M.A. (2006): "An optimal engineering design method with failure rate constraints and sensitivity analysis. Application to composite breakwaters", Coastal Engineering 53, pp. 1-25.
98. Minguez, R., Castillo, E., Castillo, C. and Losada, M.A. (2006): "Optimal cost design with sensitivity analysis using decomposition technique. Application to composite breakwaters
99. Melby, J.A. (2010): "Time dependent life-cycle analysis of breakwaters", IAHR Congress. Proc. 4th Int. Short Conf./Course on applied Coastal Research, pp.46-64.
100. Males, R.M. and Melby, J.A. (2011): "Monte Carlo simulation model for economic evaluation of rubble mound breakwater protection in harbors", Front. Earth Sci., 5(4), pp. 432-441.
101. Melby, J.A., Nadal, N.C. and Winkelman, J. (2014): "Point Judith, Rhode Island breakwater risk assessment", Draft report ERDC/CHL TR-14-X, Coastal and Hydraulics Laboratory, US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Vicksburg, Miss, USA.
102. Salvadori, G., Durante, F., Tomasicchio, G.R. and D'Alessandro, F. (2015): 15. Coastal Engineering 95, pp.77-83.

Chú thích : Các tài liệu tham khảo của Nhật Bản có thể tìm được trên các trang web sau :

<https://www.jstage.jst.go.jp/>

TCVN 11820-6:2023

<https://www.pari.go.jp/>

<http://www.nilim.go.jp/>

<http://www.jsce.or.jp/>

<http://www.mlit.go.jp/>

<http://www.ocdi.or.jp/>
