

Phần 6 Đề chắn sóng mái nghiêng (Bản hiệu đính)

Tháng, 2025

Tham khảo

1. Thuyết minh kỹ thuật

1-1. Đặc điểm của đề chắn sóng mái nghiêng

Đề chắn sóng mái nghiêng là công trình được xây dựng bằng cách đổ đá hộc và các khối bê tông có hình dạng khác nhau. Chức năng chính của nó là làm cho sóng vỡ trên mái dốc, giúp phân tán năng lượng và giảm hiệu quả sóng phản xạ. Mặc dù kết cấu đơn giản và dễ thi công, nhưng khi độ sâu nước tăng, lượng vật liệu cần sử dụng sẽ rất lớn, có thể dẫn đến bất lợi về kinh tế.

1-2. Cách xác định kích thước

(1) Cao trình đỉnh (Cao trình đỉnh kết cấu)

Đề chắn sóng mái nghiêng thường được sử dụng làm đề chắn sóng chính ở Việt Nam. Cao trình đỉnh của đề chắn sóng thường được xác định ở độ cao phù hợp, tối thiểu bằng 0,6 lần chiều cao sóng có ý nghĩa ($H_{1/3}$) so với mực nước cao trung bình tháng ở Nhật Bản. Tuy nhiên, nếu cao trình đỉnh thấp, cần tiến hành thử nghiệm mô hình thủy lực và các biện pháp khác để đánh giá mức độ hư hại của lớp đá bảo vệ bên trong cảng do sóng tràn qua. Khi cao trình đỉnh khoảng 0,6 lần chiều cao sóng có ý nghĩa ($H_{1/3}$), kích thước các khối bê tông bên trong cảng bằng hoặc bằng một nửa kích thước các khối bên ngoài cảng theo tiêu chuẩn Nhật Bản.

Hướng dẫn EurOtop cũng khuyến nghị rằng đối với các đề chắn sóng có đỉnh thấp, phần đỉnh và mặt phía sau nên được bảo vệ tương tự như phía biển.

Ngoài ra, việc lựa chọn cao trình đỉnh và mức độ tĩnh của mặt nước mong muốn trong phạm vi đề chắn sóng cần dựa trên loại tàu khai thác tại cảng và các yêu cầu thực tế tại địa phương.

Tài liệu tham khảo:

Các ví dụ về chiều cao sóng có thể đảm bảo an toàn cập bến cho tàu thuyền được trình bày trong TCCS 02 (2017).

(2) Bề rộng đỉnh (Bề rộng phần đỉnh kết cấu)

Khi sử dụng các khối phá sóng làm lớp bảo vệ, bề rộng đỉnh nên được tiêu chuẩn hóa với từ ba khối hoặc nhiều hơn được xếp thành một hàng. Tương tự, khi sử dụng đá bảo vệ, thường bố trí ba viên đá trở lên xếp theo hàng. Tuy nhiên, nếu có lớp bê tông đỉnh, bề rộng đỉnh với khối tiêu sóng có thể giảm còn hai khối hoặc nhiều hơn được xếp thành hàng.

(3) Góc nghiêng mái

Góc nghiêng phụ thuộc vào tính toán ổn định, nhưng khi sử dụng đá làm vật liệu phủ, góc nghiêng thường vào khoảng 1:2,0 ở phía biển và khoảng 1:1,5 ở phía cảng. Khi sử dụng các khối tiêu sóng, góc nghiêng thường được bố trí trong khoảng từ 1:1,3 đến 1:1,5.

(4) Biện pháp chống xói lở và hút đáy

Tại các khu vực có nguy cơ xói lở, nên lắp đặt các vật liệu chống xói như thảm sỏi, thảm nhựa asphalt và các loại khác tại chân mái dốc. Ngoài ra, ở những khu vực có nguy cơ hút đáy biển, nên trải các vật liệu chống hút như vải địa kỹ thuật lên bề mặt đáy biển.

TCVN

11820

Phần 6:

2023,

Hình 42

Hướng
dẫn

EurOtop

Phiên bản
lần 2

3.3.3

TCVN

11820

Phần 6:

2023,

Hình 42

(5) Kiểm soát bồi lắng

Tại các khu vực chịu ảnh hưởng của cát trôi, nên lắp đặt bẫy cát bên trong đê chắn sóng mái nghiêng để ngăn ngừa bồi lắng trong khu vực cảng. Các biện pháp kiểm soát cát bao gồm xây dựng tường bên trong đê chắn sóng bằng cừ thép hoặc các khối bê tông. Trong một số trường hợp khác, việc đổ đá có kích thước hạt khác nhau vào lõi đê chắn sóng hoặc trên mái phía cảng cũng là giải pháp hiệu quả.

(6) Ổn định trong quá trình thi công

Thông thường, các đoạn sử dụng kết hợp đá học và khối phá sóng có tính kinh tế hơn so với các đoạn chỉ sử dụng hoàn toàn khối phá sóng. Tuy nhiên, trước khi lắp đặt các khối phá sóng, lớp đá học chưa ổn định trước tác động của sóng. Do đó, tại các khu vực có điều kiện sóng mạnh, cần chia nhỏ phạm vi thi công thành các đoạn ngắn hơn và nhanh chóng phủ lớp đá học đã đổ bằng các khối phá sóng.

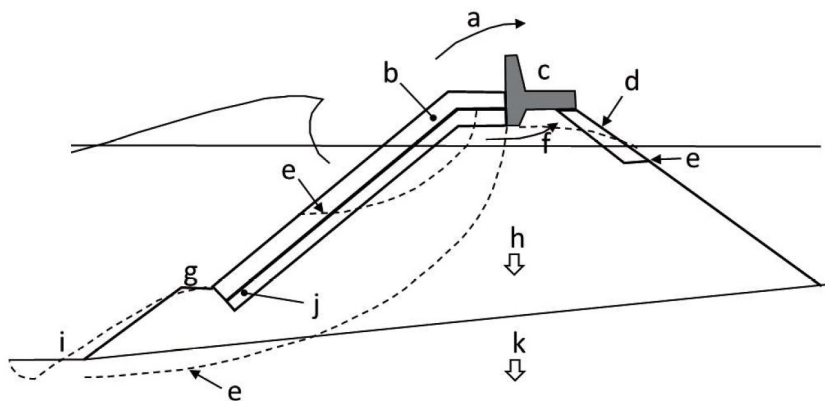
1-3. Các hạng mục xác minh tính năng của đê chắn sóng mái nghiêng

Đê chắn sóng mái nghiêng gặp các vấn đề liên quan đến hiện tượng sóng tràn và sóng truyền qua, đồng thời có thể chịu các dạng hư hại sau: xói lở và hư hại khối bảo vệ; hư hại, trượt và lật kết cấu phần trên; trượt mái trước; xói lở lớp móng dưới khối bảo vệ; lún vật liệu lõi; xói lở nền cát tại chân mái; rửa trôi các hạt mịn do mất ổn định nội bộ của lớp lọc; và lún nền. Do đó, cần được thực hiện việc kiểm tra hiệu quả vận hành của đê chắn sóng mái nghiêng nhằm ngăn ngừa các dạng hư hại này.

Các hạng mục kiểm tra hiệu quả vận hành của đê chắn sóng mái nghiêng bao gồm: độ ổn định của kết cấu phần trên; độ ổn định của các khối bảo vệ (đá học, khối bê tông và khối bê tông có hình dạng đặc biệt) tại các đoạn mái dốc; khối lượng yêu cầu của đá học và khối bê tông bên dưới lớp bảo vệ tại các đoạn mái dốc và độ ổn định nội bộ của chúng với vai trò lớp lọc; cùng với khả năng chịu lực của các đoạn mái dốc và nền đất.

OCDI
2020,
Phần III
Chương 4
3.3.3

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Hình 44



Nguồn: TCVN 11820-6-2023, ISO 21650, OCDI 2020

Hình 1.1- Các dạng hư hại của đê chắn sóng mái nghiêng

- 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

1-4. Kiểm tra đánh giá hiệu quả vận hành của khối bảo vệ tại các đoạn mái dốc

Một trong các phương pháp phủ mái dốc là sử dụng đá học hoặc khối bê tông có hình dạng đặc biệt làm khối bảo vệ, phương pháp khác là phủ bề mặt mái dốc bằng vữa cát dẻo mastic.

Các khối bảo vệ tại các đoạn sử dụng đá học phải có khối lượng đủ lớn để đảm bảo ổn định trước tác động của sóng và có bề dày đủ để ngăn ngừa hiện tượng rửa trôi vật liệu bên trong. Khi tính toán khối lượng yêu cầu của khối bảo vệ, tham khảo Chương 1-5: Độ ổn định của đá bảo vệ và khối bê tông trước tác động của sóng. Khối lượng yêu cầu của khối bảo vệ cần được xác định phù hợp khi thi công lớp bảo vệ theo phương pháp xếp khối có trật tự hoặc xếp đá bảo vệ. Số lớp bảo vệ thường được bố trí là hai lớp khi thi công theo phương pháp xếp khối ngẫu nhiên.

Đối với việc sử dụng vữa cát dẻo mastic để phủ bề mặt mái dốc, cần tham khảo các trường hợp đã áp dụng trước đây và kết quả nghiên cứu liên quan.

1-5. Độ ổn định của đá bảo vệ và khối bê tông trước tác động của sóng

(1) Tổng quan

Khối bảo vệ được sử dụng trên các công trình như để chắn sóng mái dốc nhằm bảo vệ lớp đá học bên dưới. Các khối này phải có khối lượng đủ lớn để đảm bảo ổn định và ngăn ngừa hiện tượng rời rạc. Thông thường, khối lượng yêu cầu của các khối bảo vệ có thể được xác định thông qua thử nghiệm mô hình thủy lực hoặc áp dụng các công thức tính toán phù hợp.

(2) Công thức cơ bản để tính khối lượng yêu cầu

Để xác định khối lượng cần thiết của đá học và khối bê tông phủ mái của công trình chịu tác động của sóng, có thể sử dụng công thức Hudson. Công thức này bao gồm hệ số ổn định N_s và được biểu diễn theo Công thức dưới đây:

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad (1.1)$$

Trong đó:

- M : Khối lượng yêu cầu của đá học hoặc khối bê tông (tấn)
- ρ_r : Khối lượng riêng của đá học hoặc khối bê tông (tấn/m³)
- H : Chiều cao sóng sử dụng trong tính toán ổn định (mét)
- N_s : Hệ số ổn định, được xác định chủ yếu dựa trên hình dạng, mái dốc, tỷ lệ hư hại của khối bảo vệ, v.v.
- S_r : Tỷ trọng tương đối của đá học hoặc khối bê tông so với nước (ρ_r / ρ_o)
- ρ_o : Khối lượng riêng của nước biển: 1,03 (tấn/m³)

(3) Hệ số ổn định và đường kính danh nghĩa

Hệ số ổn định có mối liên hệ trực tiếp với kích thước (đường kính danh nghĩa) của khối bảo vệ cần thiết ứng với một chiều cao sóng H nhất định. Giả định đường kính danh nghĩa $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$ và $\Delta = S_r - 1$ và thay vào Công thức (1.2), ta thu được một Công thức đơn giản:

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Công thức
(234)

$$H/(\Delta D_n) = N_s \quad (1.2)$$

cho thấy rằng chiều cao sóng và đường kính danh nghĩa có mối quan hệ tỷ lệ với ΔN_s như là hằng số tỷ lệ.

(4) Chiều cao sóng sử dụng để kiểm tra hiệu quả vận hành

Công thức Hudson, vốn được xây dựng dựa trên các thí nghiệm với sóng thông thường, gặp một số hạn chế khi áp dụng vào điều kiện sóng ngẫu nhiên thực tế. Vấn đề quan trọng là xác định định nghĩa chiều cao sóng phù hợp để sử dụng. Đối với các công trình sử dụng đá học hoặc khối bê tông làm lớp bảo vệ, hư hại thường không xảy ra do một con sóng có chiều cao lớn nhất trong chuỗi sóng ngẫu nhiên. Thay vào đó, hư hại thường tăng dần theo thời gian khi có khi các sóng có chiều cao khác nhau liên tục tác động lên các khối bảo vệ. Dựa trên thực tế này và các số liệu lịch sử, thông lệ tiêu chuẩn hiện nay là sử dụng chiều cao sóng có ý nghĩa của sóng tiến tại vị trí mái dốc làm giá trị H trong Công thức (1.1). Sự lựa chọn này được thực hiện là do chiều cao sóng có nghĩa đại diện cho qui mô tổng thể của một chuỗi sóng ngẫu nhiên. Tuy nhiên, cần lưu ý rằng nếu độ sâu nước nhỏ hơn một nửa chiều cao sóng nước sâu tương đương, thì chiều cao sóng có ý nghĩa sử dụng phải là giá trị tại độ sâu nước bằng một nửa chiều cao sóng nước sâu tương đương.

Tài liệu tham khảo:

Chiều cao sóng thiết kế H_D được xác định dựa trên thử nghiệm mô hình với sóng thông thường. Hiện không có phương pháp đơn giản nào để so sánh kết quả giữa các thí nghiệm trong phòng với sóng thông thường và sóng ngẫu nhiên. Các nghiên cứu trong phòng thí nghiệm cho thấy chiều cao sóng thông thường tương đương có thể nằm trong khoảng từ chiều cao sóng có ý nghĩa H_s của chuỗi sóng ngẫu nhiên đến các giá trị lớn hơn như $H_{1/10}$ — giá trị trung bình của 1/10 chiều cao sóng cao nhất.

Quan điểm hiện nay cho rằng, đối với điều kiện không xảy ra hiện tượng sóng vỡ, nên sử dụng $H_{1/10}$ tại vị trí công trình trong Công thức (1.1). Trong trường hợp các sóng $H_{1/10}$ có khả năng vỡ trước khi đến đề chắn sóng, chiều cao sóng sử dụng cho thiết kế sơ bộ nên là H_b (chiều cao sóng vỡ) hoặc H_s , tùy theo giá trị nào có ảnh hưởng nghiêm trọng hơn.

(5) Các tham số ảnh hưởng đến hệ số ổn định N_s

Theo Công thức (1.2), khối lượng yêu cầu của đá bảo vệ hoặc khối bê tông phụ thuộc vào nhiều yếu tố như chiều cao sóng, khối lượng riêng của khối bảo vệ và hệ số ổn định N_s . Giá trị N_s đóng vai trò như một hệ số phản ánh tác động của các yếu tố khác nhau bao gồm đặc điểm kết cấu, tính chất của khối bảo vệ, động lực học của sóng và các yếu tố liên quan khác đến độ ổn định.

Các hệ số chính ảnh hưởng đến giá trị N_s bao gồm:

1) Đặc điểm của kết cấu

- ✓ Loại kết cấu: đề chắn sóng mái nghiêng, đề chắn sóng phủ khối bê tông tiêu sóng, đề chắn sóng hỗn hợp, v.v.
- ✓ Độ dốc của mái bảo vệ
- ✓ Vị trí khối bảo vệ: mũi đê, thân đê, vị trí so với mực nước tĩnh, mặt trước và đỉnh mái dốc, mặt sau và bậc giặt, v.v.
- ✓ Cao trình và bề rộng đỉnh, hình dạng kết cấu bên trên
- ✓ Lớp trong: hệ số thấm, chiều dày và mức độ nhám bề mặt

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Công thức
(235)

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
6.4.6

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
A.4.2

2) Đặc điểm của khối bảo vệ

- ✓ Hình dạng khối bảo vệ: đá tự nhiên, khối bê tông đúc sẵn, khối bê tông có hình dạng đặc biệt, v.v.
- ✓ Phương pháp xếp khối bảo vệ: xếp ngẫu nhiên hay xếp theo trật tự
- ✓ Cường độ của vật liệu lớp bảo vệ

3) Đặc điểm của sóng

- ✓ Số lượng sóng tác động lên lớp bảo vệ
- ✓ Độ dốc sóng
- ✓ Hình dạng đáy biển (độ dốc đáy, khu vực có rạn đá, v.v.)
- ✓ Tỷ số giữa chiều cao sóng và mực nước – dùng làm chỉ số xác định điều kiện sóng không vỡ hoặc sóng vỡ, loại sóng vỡ
- ✓ Hướng sóng, phổ sóng, và đặc trưng nhóm sóng

4) Mức độ hư hại (tỷ lệ hư hại, mức độ biến dạng, mức độ hư hại tương đối)

Do đó, việc xác định chính xác giá trị N_s là rất quan trọng để kiểm tra đánh giá hiệu quả, dựa trên các thí nghiệm mô hình thủy lực phản ánh đúng điều kiện thiết kế cụ thể. Phân tích so sánh giữa các thí nghiệm sử dụng sóng thông thường và sóng ngẫu nhiên cho thấy tỷ lệ giữa chiều cao sóng thông thường và chiều cao sóng có ý nghĩa của sóng ngẫu nhiên — dẫn đến tỷ lệ hư hại tương đương trong phạm vi sai số 10% — dao động từ 1,0 đến 2,0 tùy theo điều kiện. Điều này cho thấy tác động của sóng ngẫu nhiên có xu hướng gây hư hại lớn hơn so với sóng thông thường. Do đó, việc áp dụng sóng ngẫu nhiên trong các thí nghiệm mô hình là khuyến nghị nhằm đánh giá thực tế hơn.

(6) Hệ số ổn định N_s và giá trị K_D

Năm 1959, Hudson đã giới thiệu công thức hiện nay được biết đến với tên gọi công thức Hudson, thay thế cho công thức Iribarren-Hudson trước đó. Hudson đã xây dựng Công thức (1.3) một cách độc lập, sử dụng $K_D \cot \alpha$ thay cho hệ số ổn định N_s .

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \quad (1.3)$$

Trong đó:

- α : góc nghiêng của mái so với đường nằm ngang (độ)
- K_D : hệ số không đổi, chủ yếu được xác định bởi hình dạng khối bảo vệ và tỷ lệ hư hại

Công thức Hudson, được thiết lập dựa trên các thí nghiệm mô hình quy mô lớn, đã được ứng dụng hiệu quả trong thực tế để tính toán khối lượng khối bảo vệ trên mái dốc thông qua giá trị K_D . Tuy nhiên, phiên bản công thức Hudson sử dụng hệ số ổn định N_s theo Công thức (1.1) hiện nay trở nên phổ biến hơn. Công thức này thường được áp dụng không chỉ cho lớp móng của đê chắn sóng hỗn hợp mà còn cho các khối bảo vệ của các công trình khác như đê chắn sóng ngầm, do đó đã dần thay thế công thức sử dụng K_D trước đây. Hệ số ổn định N_s có thể được tính từ giá trị K_D và góc nghiêng α thông qua Công thức (1.3). Quá trình tính toán này được xem là đáng tin cậy nếu giá trị K_D được xác định tốt và góc nghiêng nằm trong phạm vi thiết kế thông thường. Tuy vậy, nhiều giá trị K_D đã được sử dụng cho đến nay lại chưa xét đầy đủ các yếu tố quan trọng như đặc điểm kết cấu và động lực học sóng. Do đó, việc chỉ dựa vào phương pháp này để xác định N_s có thể không mang lại thiết kế kinh tế tối ưu. Để ước tính chính xác hơn khối lượng yêu cầu, nên sử dụng kết quả thí nghiệm phù hợp với điều kiện cụ thể hoặc

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Công thức
(237)

áp dụng các công thức tính toán và biểu đồ có xét đến đầy đủ các hệ số liên quan.

(7) Công thức Van der Meer dành cho khối bảo vệ

Năm 1987, Van der Meer đã thực hiện các thí nghiệm chi tiết về đá bảo vệ được sử dụng trên mái của các đê chắn sóng mái nghiêng có cao trình đỉnh cao. Ông đã đề xuất một công thức tính toán mới cho hệ số ổn định, có xét đến các yếu tố như độ dốc mái, độ dốc sóng, số lượng sóng và mức độ hư hại. Cần lưu ý rằng các Công thức được trình bày tại đây đã được điều chỉnh từ công thức gốc của Van der Meer nhằm đơn giản hóa quá trình tính toán. Ví dụ, chiều cao sóng $H_{2\%}$, đại diện cho xác suất vượt quá 2%, đã được thay thế bằng $H_{1/20}$.

$$N_s = \max(N_{spl}, N_{ssr}) \quad (1.4)$$

$$N_{spl} = 6,2 C_H P^{0,18} (S^{0,2}/N^{0,1}) I_r^{0,5} \quad (1.5)$$

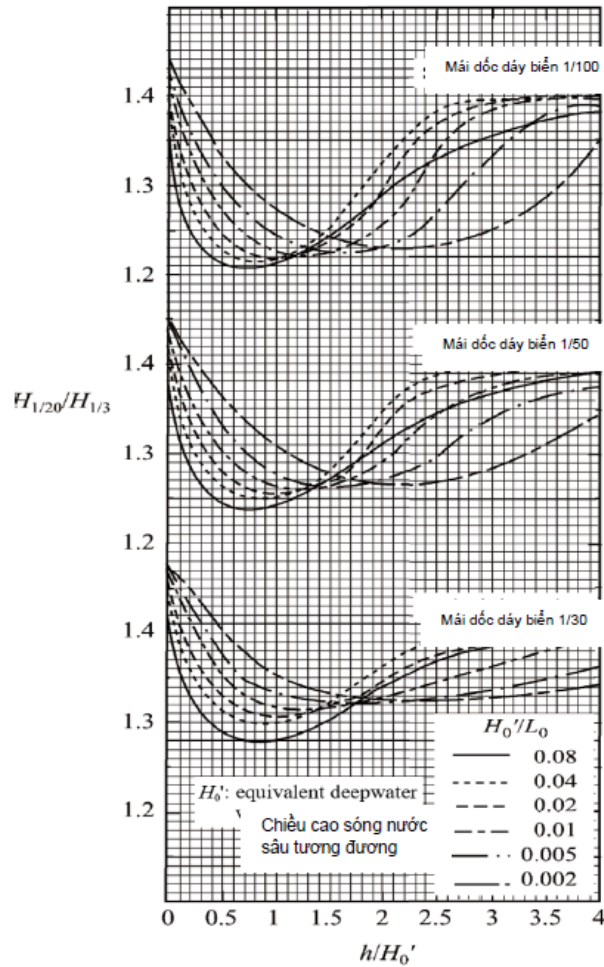
$$N_{ssr} = C_H P^{0,13} (S^{0,2}/N^{0,1}) (\cot \alpha)^{0,5} I_r^P \quad (1.6)$$

Trong đó:

- N_{spl} : Hệ số ổn định đối với sóng đổ
- N_{ssr} : Hệ số ổn định đối với sóng tràn
- I_r : Số tương đồng sóng ($\tan \alpha / S_{om}^{0,5}$), còn được gọi là tham số tương đồng sóng
- S_{om} : Độ dốc sóng ($H_{1/3}/L_0$)
- L_0 : Bước sóng ở vùng nước sâu ($L_0 = gT_{1/3}^2/2\pi$, $g=9,81 \text{ m/s}^2$)
- $T_{1/3}$: Chu kỳ sóng có ý nghĩa
- C_H : Hệ số ảnh hưởng của sóng vỡ $\{=1,4/(H_{1/20}/H_{1/3})\}$, ($=1.0$ Trong vùng không có sóng vỡ)
- $H_{1/3}$: Chiều cao sóng có ý nghĩa
- $H_{1/20}$: Chiều cao sóng của 1/20 số sóng cao nhất, xem Hình 1.2
- α : Góc nghiêng của mái so với mặt phẳng nằm ngang ($^\circ$)
- D_{n50} : Đường kính danh nghĩa của đá bảo vệ ($= (M_{50}/\rho_r)^{1/3}$)
- M_{50} : Giá trị 50% trên đường cong phân bố khối lượng của đá bảo vệ, tức là khối lượng yêu cầu của một viên đá bảo vệ
- P : Chỉ số thấm của lớp trong, xem Hình 1.3
- S : Mức độ biến dạng ($S = A/D_{n50}^2$), xem Bảng 1.1
- A : Diện tích xói lở của mặt cắt ngang, xem Hình 1.4
- N : Số lượng sóng tác động

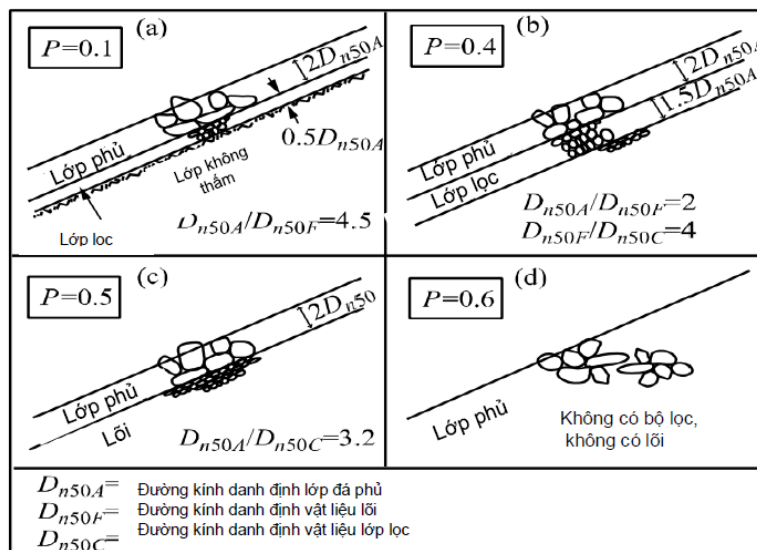
Trong Hình 1.2, chiều cao sóng $H_{1/20}$ được đo tại một điểm cách đê chắn sóng $5H_{1/3}$, và H_0' đại diện cho chiều cao sóng nước sâu tương đương. Mức độ biến dạng S được sử dụng làm chỉ số đánh giá mức độ biến dạng của đá bảo vệ, về cơ bản chính là tỷ lệ hư hại. Giá trị này được tính bằng cách lấy diện tích xói lở A (mô tả trong Hình 1.4) chia cho bình phương đường kính danh nghĩa D_{n50} của đá bảo vệ. Theo Bảng 1.1, mức độ biến dạng của đá bảo vệ được phân thành ba cấp độ: hư hại ban đầu, hư hại trung gian và hư hại hoàn toàn. Thông thường, mức độ biến dạng tương ứng với hư hại ban đầu được sử dụng cho 1.000 con sóng ($N = 1.000$) trong các đánh giá hiệu quả tiêu chuẩn. Tuy nhiên, trong các trường hợp có thể chấp nhận một mức độ biến dạng nhất định, mức độ biến dạng tương ứng với hư hại trung gian cũng có thể được xem xét.

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Công thức
(238)
(239)
(240)



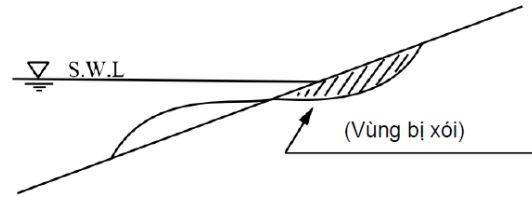
Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.2- Tỷ lệ $H_{1/20} / H_{1/3}$ (Giá trị $H_{1/20}$ được đo tại vị trí cách đề chắn sóng $5H_{1/3}$)



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.3 - Chỉ số thấm P



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 1.4 - Diện tích xói lở A

Bảng 1.1 - Mức độ biến dạng S tương ứng với từng giai đoạn hư hại đối với lớp bảo vệ hai lớp

Mái dốc	Hư hỏng ban đầu	Hư hỏng trung gian	Phá hoại
1 : 1.5	2	3–5	8
1 : 2	2	4–6	8
1 : 3	2	6–9	12
1 : 4	3	8–12	17
1 : 6	3	8–12	17

Nguồn: TCVN 11820-2-2025

(8) Công thức tính hệ số ổn định cho khối bảo vệ, bao gồm các đặc tính sóng

Van der Meer đã thực hiện các thí nghiệm mô hình thủy lực trên nhiều loại khối bê tông đúc sẵn và đề xuất các công thức tính hệ số ổn định N_s . Bên cạnh đó, một số nhà nghiên cứu khác cũng đã xây dựng công thức tính toán cho khối bê tông đúc sẵn, chẳng hạn như Burcharth và Liu đã đưa ra một công thức tính toán. Tuy nhiên, cần lưu ý rằng các công thức này chủ yếu dựa trên kết quả thí nghiệm đối với đê chắn sóng mái nghiêng có cao trình đỉnh cao.

Takahashi và các cộng sự đã giới thiệu phương pháp kiểm tra đánh giá hiệu quả về độ ổn định chống lại tác động của sóng đối với đá bảo vệ của đê chắn sóng mái nghiêng, sử dụng công thức của Van der Meer làm công thức kiểm tra, đồng thời đề xuất ma trận hiệu quả dùng cho việc kiểm tra đánh giá hiệu quả.

(9) Công thức tính hệ số ổn định cho khối bảo vệ, có xét đến đặc tính sóng

Có thể thấy các thiết kế mặt cắt khác nhau tại các đoạn đê chắn sóng được lắp đặt khối bê tông phá sóng. Đặc biệt, khi phần lớn mặt trước của tường đứng được phủ bằng các khối bê tông phá sóng, độ ổn định thường cao hơn so với các khối bê tông bảo vệ thông thường trên đê chắn sóng mái nghiêng nhờ khả năng thấm nước được cải thiện. Tại Nhật Bản, đã có nhiều nghiên cứu chuyên sâu về độ ổn định của đê chắn sóng sử dụng khối bê tông phá sóng. Các nhà nghiên cứu như Tanimoto và cộng sự, Kajima và nhóm nghiên cứu, cùng Hanzawa và cộng sự đã tiến hành các nghiên cứu có hệ thống về vấn đề này. Ngoài ra, Takahashi và cộng sự đã phát triển một công thức riêng để đánh giá độ ổn định của các khối bê tông phá sóng khi chúng được bố trí ngẫu nhiên trên toàn bộ mặt trước của tường đứng.

$$N_s = C_H[a(N_0/N^{0.5})^{0.2} + b] \quad (1.7)$$

Trong đó:

N_0 : Mức độ hư hại — một dạng tỷ lệ hư hại thể hiện mức độ hư hại; được định nghĩa là số lượng khối bê tông đã dịch chuyển

- trong phạm vi D_n theo hướng dọc theo trục đề chắn sóng.
- D_n : Đường kính danh nghĩa của các khối bê tông: $D_n=(M/\rho_r)^{1/3}$, trong đó M là khối lượng của một khối bê tông
- N : Số lượng sóng
- C_H : Hệ số vỡ sóng; $C_H=1,4/(H_{1/20}/H_{1/3})$, trong vùng không vỡ sóng $C_H=1.0$
- a, b : Các hệ số phụ thuộc vào hình dạng của các khối bê tông và góc nghiêng của mái. Đối với các khối có hình dạng đặc biệt với giá trị K_D là 8,3, có thể giả định rằng $a=2,32$ và $b=1,33$, nếu $\cot\alpha=4/3$, và $a=2,32$ và $b=1,42$, nếu $\cot\alpha=1,5$

Takahashi và các cộng sự cũng đã giới thiệu một phương pháp ước tính mức độ hư hại tích lũy dự kiến trong suốt vòng đời của công trình. Trong tương lai, việc tích hợp các mức độ hư hại dự kiến này vào các phương pháp thiết kế dựa trên độ tin cậy sẽ đánh dấu một bước tiến quan trọng trong thực tiễn kỹ thuật. Tại các khu vực không có nguy cơ xảy ra sóng vỡ, nếu số lượng sóng N là 1.000 và mức độ hư hại N_0 là 0,3, thì khối lượng thiết kế được tính theo phương pháp của Takahashi và các cộng sự gần như tương đương với các giá trị được xác định theo phương pháp truyền thống sử dụng giá trị K_D . Giá trị N_0 bằng 0,3 này tương đương với tỷ lệ hư hại phổ biến là 1%.

(10) Hướng dẫn áp dụng các giá trị K_D

Khuyến nghị rằng trong thiết kế lớp bảo vệ bằng bê tông, công thức Hudson chỉ nên được coi là công cụ so sánh độ ổn định giữa các loại khối bảo vệ khác nhau, và các giá trị K_D đã công bố từ các thí nghiệm mô hình thủy lực trước đây chỉ nên sử dụng như tài liệu tham khảo cho việc lựa chọn sơ bộ kích thước khối bảo vệ trước khi tiến hành thử nghiệm mô hình thủy lực đầy đủ. Cần lưu ý rằng công thức Hudson không áp dụng cho các khối bảo vệ được bố trí theo mô hình có trật tự.

Các giá trị K_D đề xuất cho thiết kế sơ bộ thân đề được nêu tại Bảng 1.2 trong TCVN 11820 Phần 6.

Bảng 1.2- Các giá trị K_D đề xuất

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

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Bảng A.4

(11) Tăng khối lượng tại mũi đề chắn sóng

Sóng có thể tác động vào mũi đề chắn sóng từ nhiều hướng khác nhau, làm gia tăng khả năng các khối bảo vệ ở phần đỉnh mái dốc bị dịch chuyển ra phía sau thay vì phía trước. Do đó, đá học hoặc khối bê tông sử dụng tại mũi đề chắn sóng cần có khối lượng lớn hơn so với giá trị được đề xuất theo Công thức (1.1). Hudson đã khuyến nghị tăng khối lượng khoảng 10% đối với đá học và 30% đối với khối bê tông. Tuy nhiên, do khả

năng bị đánh giá thấp, nên sử dụng đá học hoặc khối bê tông có khối lượng ít nhất lớn hơn 1,5 lần so với giá trị được tính theo Công thức (1.1).

Kimura và các cộng sự đã chỉ ra rằng đối với các đê chắn sóng chịu tác động trực tiếp vuông góc của sóng, có thể đạt được khối lượng ổn định bằng cách tăng khối lượng yêu cầu của thân chính đê chắn sóng lên 1,5 lần. Đối với sóng xiên tới với góc 45°, khối lượng yêu cầu ở phía trên của mũi đê (tương ứng với hướng sóng) vẫn giữ nguyên như khi sóng tác động trực tiếp ở góc 0°. Tuy nhiên, phía dưới có thể đảm bảo ổn định với khối lượng tương đương thân chính của đê chắn sóng.

Do khả năng xuất hiện lực va đập mạnh của sóng vỡ tại điểm cuối của các công trình tiêu sóng, nên thiết kế bo tròn mũi đê chắn sóng hướng cong vào phía trong cảng là giải pháp được khuyến nghị. Việc điều chỉnh này thường được thực hiện với phạm vi tương đương chiều dài một thùng chìm.

(12) Giá trị K_D của vật liệu đá phủ

Bảng 1.3 trình bày giá trị K_D của đá bảo vệ do Trung tâm Nghiên cứu Kỹ thuật Bờ biển (C.E.R.C.) thuộc Bộ Công binh Hoa Kỳ đề xuất. Giá trị này được áp dụng cho thân đê chắn sóng (các phần không bao gồm mũi đê) và được công bố trong Ấn bản năm 1984 của Sổ tay Bảo vệ Bờ biển của C.E.R.C. Trong bảng, các giá trị không nằm trong dấu ngoặc đơn là kết quả từ các thí nghiệm với sóng đều và được coi là tương ứng với tỷ lệ hư hỏng do tác động của sóng ngẫu nhiên ở mức 5% hoặc thấp hơn. Các giá trị nằm trong dấu ngoặc đơn là giá trị ước tính. Ví dụ, giá trị (1,2) đối với đá tròn được bố trí ngẫu nhiên theo hai lớp dưới điều kiện sóng vỡ được ước tính bằng một nửa của giá trị 2,4, vì giá trị K_D của đá góc cạnh hai lớp trong điều kiện sóng vỡ chỉ bằng 1/2 giá trị so với điều kiện không có sóng vỡ.

Tuy nhiên, trong trường hợp chiều cao sóng đều tương đương với chiều cao sóng có ý nghĩa, sóng gần với chiều cao sóng lớn nhất trong sóng ngẫu nhiên sẽ tác động liên tục trong điều kiện sóng vỡ khi tiến hành thí nghiệm sóng đều. Do đó, thí nghiệm sóng đều trong điều kiện sóng vỡ sẽ ở trạng thái khắc nghiệt hơn nhiều so với điều kiện không có sóng vỡ. Trong các thí nghiệm sóng ngẫu nhiên, như đã đề cập trước đó, khi chiều cao sóng có ý nghĩa được dùng làm tiêu chuẩn, giá trị K_D có xu hướng tăng lên khi điều kiện sóng vỡ trở nên nghiêm trọng hơn. Do vậy, ít nhất là không cần thiết phải giảm giá trị K_D trong điều kiện sóng vỡ.

Bảng 1.3 - Giá trị K_D của đá bảo vệ do C.E.R.C đề xuất

Dạng khối bảo vệ	Số lượng lớp	Phương pháp xếp	K_D		cota
			Sóng vỡ	Không có sóng vỡ	
Đá học dạng tròn	2 Từ 3 trở lên	Xếp ngẫu nhiên Như trên	(1,2) (1,6)	2,4 (3,2)	1,5-5,0 Như trên
Đá học dạng góc cạnh	2 Từ 3 trở lên	Như trên Như trên	2,0 (2,2)	4,0 (4,5)	Như trên Như trên

() thể hiện giá trị ước tính

Nguồn: TCVN11820-2-2025, Shore Protection Manual, OCDI 2020

TCVN
11820
Phần 2:
2025,
Bảng 45

1-6. Kiểm tra đánh giá hiệu quả vận hành của lớp dưới khối bảo vệ

(1) Khối lượng yêu cầu của các lớp lọc dưới khối bảo vệ

Khối lượng yêu cầu của các lớp lọc (đá học và khối bê tông) bên dưới khối bảo vệ tại đê chắn sóng mái nghiêng nên vào khoảng 1/10 đến 1/15 hoặc lớn hơn so với khối lượng của khối bảo vệ.

Khối lượng của đá (vật liệu lõi) bên dưới các lớp lọc nên vào khoảng 1/20 hoặc lớn hơn so với khối lượng của lớp lọc.

Việc kiểm tra độ ổn định của khối lượng đá (vật liệu lõi) bên dưới các lớp lọc có thể thực hiện theo công thức tham khảo dưới đây (theo ISO 21650):.

$$\frac{d_{15, \text{lọc}}}{d_{85, \text{lõi}}} < 4 \text{ đến } 5$$

$$\frac{W_{50, \text{lọc}}}{W_{50, \text{lõi}}} < 15 \text{ đến } 20$$
(1.8)

Trong đó:

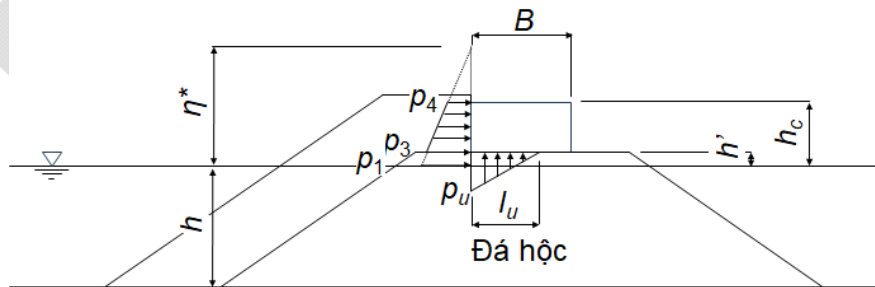
- d : đường kính hạt của đá
- W : khối lượng của một viên đá hoặc một khối bê tông
- $d_{15, \text{lọc}}$: kích thước sàng tại đó 15% khối lượng lọt qua
- $d_{85, \text{lõi}}$: kích thước sàng tại đó 85% khối lượng lọt qua
- $W_{50, \text{lọc}}$: khối lượng của vật liệu lọc có đường kính trung bình
- $W_{50, \text{lõi}}$: khối lượng của vật liệu lõi có đường kính trung bình

Ngoài ra, việc xác minh độ ổn định nội bộ của vật liệu lọc có thể được thực hiện theo điều kiện tham khảo dưới đây.

$$\frac{d_{60}}{d_{10}} < 10$$
(1.9)

1-7. Lực sóng tác động lên kết cấu bên trên

Lực sóng tác động lên kết cấu bên trên, được phủ bằng các khối tiêu sóng và có cao trình đáy nằm trên mực nước thiết kế, nên được tính toán theo phương pháp của Tanimoto trình bày dưới đây. Lực nâng tác động lên kết cấu bên trên có cao trình đáy nằm dưới mực nước thiết kế nên được tính toán theo công thức của Goda.



Nguồn: Chú thích kỹ thuật của PARI

Hình 1.5- Lực sóng tác động lên kết cấu bên trên

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta) \lambda H_D$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \rho_0 g H_D$$

$$p_3 = p_u = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1$$

$$\lambda = \exp[-10(h/L)^{1,5}(1 - h'/h)^5]$$
(1.10)

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(24)

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(25)

Chú thích
kỹ thuật
của
PARI
Số 450:
1983
Hình 35

Chú thích
kỹ thuật
của
PARI
Số 450:
1983
Công thức
(1), (6),
(11), (12)

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4 \pi h / L}{\sinh (4 \pi h / L)} \right]^2$$

$$\alpha_3 = 1 + h' / \eta^* \quad (h' \leq 0)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh (2 \pi h / L)} \right] \quad (h' > 0)$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^* / \eta^*$$

$$h_c^* = \min (\eta^*, h_c)$$

$$l_u = \min \left\{ B, 0,2 \times \frac{(\eta^* + h')^2}{|h'|} \right\}$$

Trong đó:

- B : chiều rộng kết cấu phần trên (m)
- H_D : chiều cao sóng lớn nhất có xét đến sự biến đổi do sóng ngẫu nhiên vỡ (m)
- h : mực nước nơi đặt chắn sóng được lắp đặt (m)
- h' : mực nước tại đáy kết cấu phần trên (m)
- h_c : chiều cao giữa mực nước và cao trình đỉnh của kết cấu phần trên (m)
- l_u : bề rộng tác dụng của lực nâng (m)
- L : bước sóng tại độ sâu nước h
- p_u : cường độ áp lực nâng tác động lên đáy kết cấu phần trên (kN/m²)
- p_1 : cường độ áp lực sóng tại mực nước tĩnh (kN/m²)
- p_3 : cường độ áp lực sóng tại đáy kết cấu phần trên (kN/m²)
- p_4 : cường độ áp lực sóng tại đỉnh kết cấu phần trên (kN/m²)
- $\alpha_1 \sim \alpha_4$: tham số
- η^* : chiều cao trên mực nước tĩnh tại vị trí có cường độ áp lực sóng bằng 0 (m)
- λ : hệ số hiệu chỉnh áp lực sóng

Tài liệu tham khảo:

K. Tanimoto và R. Ojima: Nghiên cứu thực nghiệm về lực sóng tác động lên kết cấu phần trên của đập chắn sóng mái nghiêng và đập chắn sóng hỗn hợp dạng khối, Chú thích kỹ thuật của PARI số 450, tr.32, năm 1983.

1-8. Xác minh tính năng về độ ổn định của kết cấu phần trên

Việc xác minh đánh giá độ ổn định của kết cấu phần trên trước tác động biến động của sóng phải được thực hiện đối với các trạng thái trượt và lật của kết cấu phần trên.

Việc xác minh này sẽ được tiến hành theo các Công thức (1.11), (1.12) và (1.13). Trong các Công thức này, ký hiệu biểu thị hệ số thành phần cho từng chỉ số. Ngoài ra, các chỉ số dưới k và d lần lượt biểu thị giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế. Các hệ số thành phần trong Công thức có thể lựa chọn từ các giá trị được nêu trong Bảng 1.4, Bảng 1.5 và Bảng 1.6. Ký hiệu trong cột chỉ ra rằng giá trị nằm trong dấu ngoặc đơn trong cột có thể được sử dụng để kiểm tra đánh giá hiệu quả thuận tiện.

(1) Xác minh về trượt

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$
$$R_k = f_k (W_k - P_{Bk} - P_{Uk}) \quad (1.11)$$
$$S_k = P_{Hk}$$

Trong đó:

- m : hệ số điều chỉnh
 S_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần tải trọng (kN/m)
 R_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
 S_k : giá trị đặc trưng của thành phần tải trọng (kN/m)
 R_k : giá trị đặc trưng của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
 γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng
 γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực
 f_k : giá trị đặc trưng của hệ số ma sát giữa kết cấu phần trên và đá học
 W_k : giá trị đặc trưng của trọng lượng kết cấu phần trên (kN/m)
 P_{Bk} : giá trị đặc trưng của lực nổi (kN/m)
 P_{Uk} : giá trị đặc trưng của lực nâng (kN/m)
 P_{Hk} : giá trị đặc trưng của lực sóng theo phương ngang (kN/m)

Bảng 1.4- Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng về trượt của kết cấu phần trên

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực γ_R	Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Trượt của kết cấu phần trên (trạng thái biến đổi của sóng)	- (1,0)	- (1,0)	1,20

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

(2) Xác minh về lật

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$
$$R_k = a_1 W_k - a_2 P_{Bk} - a_3 P_{Uk}, \quad S_k = a_4 P_{Hk} \quad (1.12)$$

Trong đó:

- m : hệ số điều chỉnh
 S_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần tải trọng (kN/m)
 R_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
 S_k : giá trị đặc trưng của thành phần tải trọng (kN/m)
 R_k : giá trị đặc trưng của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
 γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng
 γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực
 a_1 to a_4 : chiều dài tay đòn của từng tác động (m)

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(22)

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Bảng 16

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(23)

- W_k : giá trị đặc trưng của trọng lượng kết cấu phần trên (kN/m)
 P_{Bk} : giá trị đặc trưng của lực nổi (kN/m)
 P_{Uk} : giá trị đặc trưng của lực nâng (kN/m)
 P_{Hk} : giá trị đặc trưng của lực sóng theo phương ngang (kN/m)

Bảng 1.5- Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng về lật của kết cấu phần trên

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực γ_R	Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Lật của kết cấu phần trên (trạng thái biến đổi của sóng)	- (1,0)	- (1,0)	1,20

Nguồn: TCVN 11820-6-2023

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Bảng17

(3) Kiểm tra khả năng chịu tải

Việc kiểm tra khả năng chịu tải đối với các tác động lệch tâm và nghiêng tác động lên nền móng của các công trình kiểu trọng lực có thể được thực hiện bằng phân tích trượt theo cung tròn sử dụng phương pháp đơn giản của Bishop theo Công thức dưới đây. Các hệ số thành phần γ_S và γ_R cùng với hệ số điều chỉnh m cần được lựa chọn phù hợp với đặc điểm của công trình. Cần thiết lập hợp lý các thông số cường độ của nền đất, hình thức tác động và các yếu tố khác có xét đến đặc điểm kết cấu của công trình. Hệ số m là tham số tương ứng với hệ số an toàn khi thiết kế theo phương pháp truyền thống, vì γ_S và γ_R thường được đặt là 1,0 như sẽ trình bày ở phần sau.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$S_k = \sum \{ (W_k + q_k) \sin \theta + a P_{Hk} / R \}$$

$$R_k = \sum \left[\{ c_k s + (W'_k + q_k) \tan \varphi_k \} \frac{\sec \theta}{1 + \tan \theta \cdot \tan \varphi_k / (m / \gamma_R)} \right] \quad (1.13)$$

Trong đó:

- m : hệ số điều chỉnh
 S_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần tải trọng (kN/m)
 R_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
 S_k : giá trị đặc trưng của thành phần tải trọng (kN/m)
 R_k : giá trị đặc trưng của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
 γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng
 γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực
 W_k : giá trị đặc trưng của tổng trọng lượng của phân đoạn, bao gồm trọng lượng đất và nước (kN/m)
 q_k : giá trị đặc trưng của tải trọng tác dụng lên phân đoạn (kN/m)
 θ : góc đáy của phân đoạn chia nhỏ so với mặt phẳng nằm ngang (°)
 a : chiều dài tay đòn từ tâm cung trượt đến vị trí tác dụng lực P_H

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công thức
(A.9a),
(A.9b)
(A.9c)

Sửa đổi
từ
TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(B.5)

Sửa đổi
từ
TCVN

- trong phân tích trượt cung tròn (m)
- P_{Hk} : giá trị đặc trưng của lực tác động theo phương ngang lên khối đất trong cung trượt (kN/m)
- R : bán kính của cung trượt trong phân tích trượt cung tròn (m)
- c_k : giá trị đặc trưng của lực cắt không thoát nước trong trường hợp nền đất sét, hoặc giá trị đặc trưng của lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước đối với nền cát (kN/m²)
- s : bề rộng của phân đoạn chia nhỏ (m)
- W'_k : giá trị đặc trưng của trọng lượng riêng hữu hiệu của phân đoạn chia nhỏ theo đơn vị chiều dài (kN/m) (trọng lượng đất; trọng lượng hữu hiệu khi ngập nước nếu bị ngập)
- φ_k : bằng 0 đối với nền đất sét, hoặc giá trị đặc trưng của góc kháng cắt trong điều kiện thoát nước đối với nền cát (°)

11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(11)

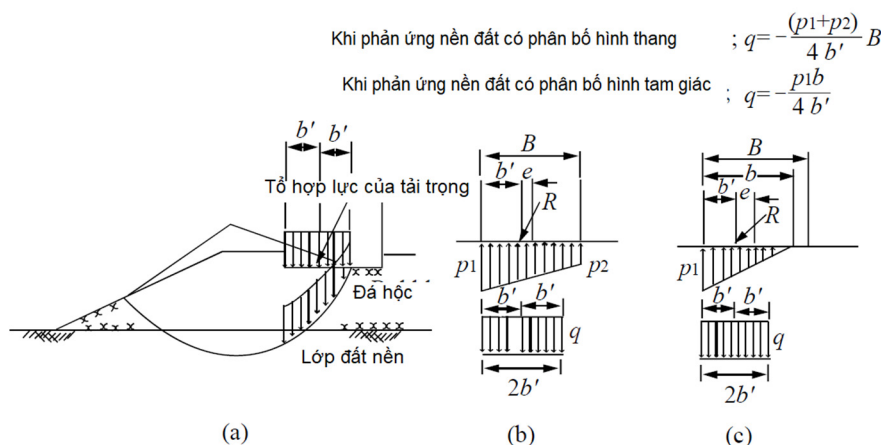
Bảng 1.6- Hệ số thành phần sử dụng để xác minh tính năng về khả năng chịu tải của kết cấu phần trên

Đối tượng xác minh	Hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực γ_R	Hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng γ_S	Hệ số điều chỉnh m
Khả năng chịu tải của kết cấu phần trên (trạng thái biến đổi của sóng)	- (1,0)	- (1,0)	1,0

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Bảng 9

Nguồn: TCVN 11820-6-2023, OCDI 2020

Phân tích trượt theo cung tròn bằng phương pháp đơn giản của Bishop được áp dụng trong điều kiện có các lực lệch tâm và nghiêng tác động. Như thể hiện trong Hình 1.6 (a), điểm bắt đầu của mặt trượt được bố trí đối xứng với một mép móng gần hơn với điểm tác động của tải trọng. Trong trường hợp này, tải trọng thẳng đứng tác dụng lên đáy móng sẽ được chuyển đổi thành tải trọng phân bố đều tác dụng trên bề rộng từ mũi trước của đáy móng đến điểm bắt đầu của mặt trượt, như minh họa trong Hình 1.6 (b) và (c). Lực ngang sẽ được coi là tác động tại đáy móng.



TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Hình B.4

Nguồn: TCVN 11820-4-1-2020

Hình 1.6 - Phân tích khả năng chịu tải đối với các tác động lệch tâm và nghiêng

1-9. Xác minh tính năng về trượt theo cung tròn

Phương pháp Fellenius cải tiến giả định rằng hướng của hợp lực tác dụng lên các mặt đứng giữa các phân đoạn lát cắt song song với đáy của các phân đoạn lát cắt. Phương pháp này còn được gọi là phương pháp đơn giản hoặc phương pháp Tschobotarioff. Khi cung tròn và lát cắt được bố trí như trong Hình 1.7, phương pháp Fellenius cải tiến sẽ được áp dụng.

Thiết kế truyền thống sử dụng phương pháp hệ số an toàn tương đương với thiết kế trong đó cả S và R đều lấy bằng 1,0. Hệ số m , tức là hệ số tương đương với hệ số an toàn, thường được đặt ở mức 1,30 hoặc cao hơn đối với các tình huống lâu dài. Tuy nhiên, trong trường hợp các hằng số sử dụng trong quá trình kiểm tra có độ tin cậy cao (dựa trên số liệu thực tế của nền đất tương tự) và có thực hiện công tác quan trắc biến dạng, ứng suất của nền đất trong quá trình thi công, hệ số m có thể được giảm xuống mức từ 1,10 trở lên. Theo nguyên tắc này, khi các hệ số thành phần S và R chưa được xác định, có thể tạm thời lấy bằng 1,0 theo phương pháp truyền thống, và sử dụng hệ số điều chỉnh m tương đương với hệ số an toàn thông thường để tiến hành kiểm tra đánh giá độ ổn định

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$S_k = \sum \left\{ (W_k + q_k) \sin \theta + \frac{1}{R} a P_{Hk} \right\} \quad (1.14)$$

$$R_k = \sum \{ c_k s + (W'_k + q_k) \cos^2 \theta \cdot \tan \varphi_k \} \sec \theta$$

Trong đó:

- m : hệ số điều chỉnh
- S_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần tải trọng (kN/m)
- R_d : giá trị sử dụng cho thiết kế của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
- S_k : giá trị đặc trưng của thành phần tải trọng (kN/m)
- R_k : giá trị đặc trưng của thành phần khả năng chịu lực (kN/m)
- γ_S : hệ số thành phần nhân với thành phần tải trọng
- γ_R : hệ số thành phần nhân với thành phần khả năng chịu lực
- W_k : giá trị đặc trưng của tổng trọng lượng của phân đoạn, bao gồm trọng lượng đất và nước (kN/m)
- q_k : giá trị đặc trưng của lực thẳng đứng tác dụng từ phía trên phân đoạn lát cắt (kN/m)
- θ : góc đáy của phân đoạn lát cắt so với phương ngang (°)
- a : chiều dài tay đòn từ tâm cung trượt đến vị trí tác động của lực PH trong trượt cung tròn (m)
- P_{Hk} : giá trị đặc trưng của lực tác động theo phương ngang lên phân đoạn lát cắt đất theo đơn vị chiều dài trong trượt cung tròn (kN/m)
- R : bán kính của cung trượt trong phân tích trượt cung tròn (m)
- c_k : giá trị đặc trưng của lực cắt không thoát nước đối với nền đất sét hoặc lực dính biểu kiến trong điều kiện thoát nước đối với nền đất cát (kN/m²)
- s : bề rộng của phân đoạn lát cắt (m)
- W'_k : giá trị đặc trưng của trọng lượng riêng hữu hiệu của phân đoạn lát cắt theo đơn vị chiều dài (trọng lượng đất, hoặc

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Công thức
(A.102)
(A.103)

Sửa đổi
từ
TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Công thức
(F.1)

Sửa đổi
từ
TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Công thức
(7)

TCVN
11820
Phần 6:
2023,
Bảng 6

TCVN
11820
Phần 2:
2025
Hình A.37

TCVN
11820
Phần 4-1:
2020,
Hình F.1

The diagram illustrates a curved beam of radius R and length l , pivoted at one end. A horizontal force P_H is applied at the free end, at a vertical distance a from the pivot. A vertical force W is applied at a distance x from the pivot. The beam is at an angle θ to the horizontal.

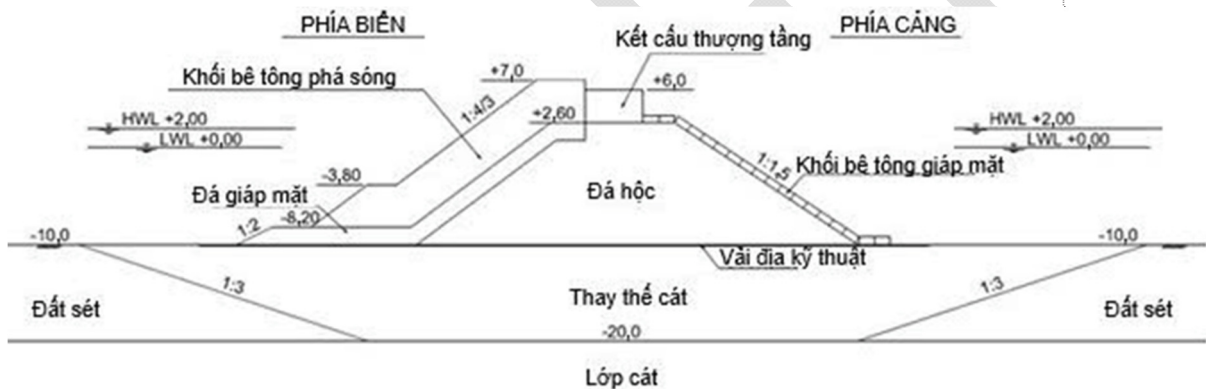
Hình 1.7 - Phân tích trượt theo cung tròn bằng phương pháp Fellenius cải tiến

- ✓ Nền móng của đê chắn sóng mái dốc phải được bố trí các biện pháp chống xói và rửa trôi khi cần thiết.
- ✓ Các biện pháp chống xói bao gồm bề bằng đá học tại chân mái hoặc bảo vệ chân mái bằng các khối đá, thảm nền chìm, thảm nhựa asphalt hoặc thảm nhựa tổng hợp.
- ✓ Các biện pháp ngăn ngừa hiện tượng lún của lớp đá học do bị rửa trôi bao gồm việc lấp đặt thảm nền chìm hoặc trải vải bạt.
- ✓ Thông thường, khi xây dựng kết cấu bên trên của đê chắn sóng bằng đá học và đá đắp, phần nền đá của kết cấu bên trên cần được lấp phủ bằng các khối đá học nhỏ.
- ✓ Công tác hoàn thiện bề mặt của đê chắn sóng mái nghiêng phải được thực hiện sao cho đảm bảo hiệu quả liên kết giữa các đơn vị vật liệu lớp bảo vệ bề mặt, đồng thời cần chú ý cẩn thận đến việc hoàn thiện các đoạn đỉnh đê.
- ✓ Tại các khu vực ven biển bị ảnh hưởng bởi dòng ven bờ, nên bố trí thêm các

công trình ngăn chặn cát xâm nhập cho đê chắn sóng mái nghiêng nhằm tránh hiện tượng bồi lắng trong khu vực cảng do cát trôi qua đê theo sóng.

- ✓ Công trình ngăn cát xâm nhập thường được thực hiện bằng cách xây tường chắn bằng cọc ván thép hoặc khối bê tông bên trong đê chắn sóng, hoặc đổ vật liệu đá có cấp phối lớn bên trong đê chắn sóng mái nghiêng hoặc trên mái phía cảng.
- ✓ Cần lưu ý rằng đê chắn sóng mái nghiêng dễ bị tác động bởi sóng, gây hiện tượng văng đá.
- ✓ Đối với hỗn hợp vật liệu sử dụng khi phủ đê chắn sóng mái nghiêng theo phương pháp mastic cát, tham khảo tài liệu OCDI 2020, Phần II, Chương 11, Mục 4 về Vật liệu nhựa đường.
- ✓ Khi xây dựng đê chắn sóng mái nghiêng trên nền đất yếu, hiện tượng lún và chìm của thân đê thường dẫn đến khối lượng đá học hoặc khối bê tông cần dùng trong thi công thực tế lớn hơn đáng kể so với khối lượng tính toán dựa trên mặt cắt đã được kiểm tra khả năng chịu lực. Ngay cả trong điều kiện nền móng thuận lợi, nên chuẩn bị thêm vật liệu đá trong thi công thực tế để dự phòng cho hiện tượng văng và xô dồn đá do sóng gây ra.

2. Ví dụ thiết kế



Hình 2.1 – Đê chắn sóng mái nghiêng

2-1. Điều kiện thiết kế

- (1) **Sóng thiết kế** (Phương pháp xác định sóng được trình bày trong Phần 7 – Đê chắn sóng kiểu caisson)

$$H_{1/3} = 5,9 \text{ (m)}$$

$$H_D = H_{max} = 1,8 \times 5,9 = 10,6 \text{ (m)}$$

$$T = 10,0 \text{ (giây)}$$

- (2) **Mức thủy triều**

$$\text{H.W.L.} +2,0 \text{ (m)}$$

$$\text{L.W.L.} \pm 0,0 \text{ (m)}$$

- (3) **Mức nước thiết kế tại vị trí xây dựng đê chắn sóng**

$$-10,0 \text{ (m)}$$

- (4) **Điều kiện đất nền**

$$-10,0 \text{ (m)} \sim -20,0 \text{ (m):}$$

Đất sét

$c_k = 15 \text{ (kN/m}^2\text{)}, CV = 0,25, \gamma = 16,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}, \gamma' = 6,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
-20,0 (m)~ -40,0 (m):
Lớp cát
 $\phi = 35 \text{ (độ)}, \gamma_t = 18,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}, \gamma' = 10,0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

(5) Hệ số ma sát giữa bê tông và đá hộc

$f = 0,6$

(6) Khối lượng riêng

Bê tông không cốt thép $\gamma_c = 22,6 \text{ (kN/m}^3\text{, trong không khí)}$
Đá hộc $\gamma_t = 18,0 \text{ (kN/m}^3\text{, trong không khí)}, \gamma' = 10,0 \text{ (kN/m}^3\text{, dưới nước)}$

(7) Hệ số thành phần

1) Trạng thái biến đổi của sóng

i) Trượt của kết cấu phía trên

$\gamma_R = 1,00$ (thành phần sức kháng)

$\gamma_S = 1,00$ (thành phần tải trọng)

$m = 1,20$ (hệ số hiệu chỉnh)

ii) Lật của kết cấu phía trên

$\gamma_R = 1,00$ (thành phần sức kháng)

$\gamma_S = 1,00$ (thành phần tải trọng)

$m = 1,20$ (hệ số hiệu chỉnh)

iii) Bearing capacity against eccentric inclined loads

$\gamma_R = 1,00$ (thành phần sức kháng)

$\gamma_S = 1,00$ (thành phần tải trọng)

$m = 1,00$ (hệ số hiệu chỉnh)

2) Trạng thái lâu dài

i) Trượt tròn (đối với nền đất sét, $CV \geq 0,25$)

$\gamma_R = 1,00$ (thành phần sức kháng)

$\gamma_S = 1,00$ (thành phần tải trọng)

$m = 1,30$ (hệ số hiệu chỉnh)

2-2. Xác định kích thước

(1) Cao trình đỉnh đê chắn sóng

$H.W.L.+0,6H_{1/3}$

$= +2,0+0,6 \times 5,9 = +5,54 \rightarrow +6,0 \text{ (m)}$

Lưu ý: Để ngăn các khối tiêu sóng bị rơi ra phía sau đê chắn sóng, cao trình phần đỉnh của kết cấu bên trên phải bằng hoặc cao hơn so với cao trình trọng tâm của các khối tiêu sóng.

(2) Cao trình đỉnh lớp đá hộc

Xét đến phương án thi công từ đất liền, cao trình đỉnh lớp đá hộc được giả định là +2,6 m, tức cao hơn mực nước triều cao (H.W.L.) 0,6 m.

(3) Bề rộng đỉnh lớp đá hộc

Bề rộng đỉnh lớp đá hộc phải được thiết kế đủ rộng để đảm bảo bề rộng làm việc của các thiết bị thi công hạng nặng như cần cẩu hoặc máy đào trong quá trình lắp đặt,

(4) Khối lượng yêu cầu của khối tiêu sóng

Theo kết quả thí nghiệm mô hình thủy lực, các khối tiêu sóng với giá trị K_D là 8,3 và mái dốc 1:4/3 đã được kiểm chứng. Tính toán khối lượng yêu cầu bằng công thức Hudson dựa trên các số ổn định.

Vì cả γ_{Ns} và γ_H đều bằng 1,0, nên giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế là như nhau.

$$N_{Sd}^3 = N_{Sk}^3 = K_D \cot \alpha = 8,3 \times 4/3 = 11,07$$

$$H_d = H_k = 5,9 \text{ (m)}$$

$$M_d = \frac{\rho_r H_d^3}{N_{Sd}^3 (S_r - 1)^3}$$
$$= \frac{2,3 \times 5,9^3}{11,07 \times (2,3/1,03 - 1)^3}$$
$$= 22,8 \text{ (tấn)}$$

Do đó, khối tiêu sóng loại 25 tấn (khối lượng thực tế 23,0 tấn) được sử dụng.
(Tham khảo)

Khối lượng yêu cầu của khối tiêu sóng khi sử dụng hệ số ổn định theo công thức của Takahashi và Hanzawa

Takahashi và Hanzawa đã đề xuất công thức (1.7) áp dụng cho khối tiêu sóng trong mặt cắt có lớp phủ hoàn chỉnh:

$$N_S = C_H [a(N_0/N^{0,5})^{0,2} + b]$$

Sao
chép
(1.7)

Trong đó:

- N_0 : Mức độ hư hỏng: Một dạng chỉ số tỷ lệ hư hỏng thể hiện mức độ thiệt hại; được định nghĩa là số lượng khối bê tông bị dịch chuyển trong phạm vi D_n theo hướng dọc theo tuyến đề chấn sóng.
- D_n : Đường kính danh định của khối bê tông: $D_n = (M/\rho_r)^{1/3}$, trong đó M là khối lượng của một khối bê tông
- N : Số lượng sóng
- C_H : Hệ số hiệu ứng sóng vỡ: $C_H = 1,4/(H_{1/20}/H_{1/3})$, trong vùng không có sóng vỡ $C_H = 1,0$
- a, b : Các hệ số, phụ thuộc vào hình dạng khối bê tông và góc nghiêng mái dốc. Đối với các khối bê tông có hình dạng biến dạng với giá trị K_D là 8,3, có thể giả định rằng $a=2,32$ và $b=1,33$, if $\cot \alpha = 4/3$, và $a=2,32$ và $b=1,42$, nếu $\cot \alpha = 1,5$

Giả định rằng độ dốc đáy biển là 1/100 và $H'_0 = 6,0$ (m) (khu sóng vỡ),

$$h/H'_0 = 12,0/6,0 = 2,0$$

$$H'_0/L_0 = 6,0/156 = 0,038$$

Do đó, từ hình 2.2, $(H_{1/20}/H_{1/3}) = 1,32$

Tính giá trị ổn định N_S theo công thức (2.1) với $N_0 = 0,3$ và $N = 1.000$.

$$C_H = 1,4/1,32 = 1,06$$

$$N_S = 1,06 \times [2,32 \times (0,3/1.000^{0,5})^{0,2} + 1,33] = 2,38$$

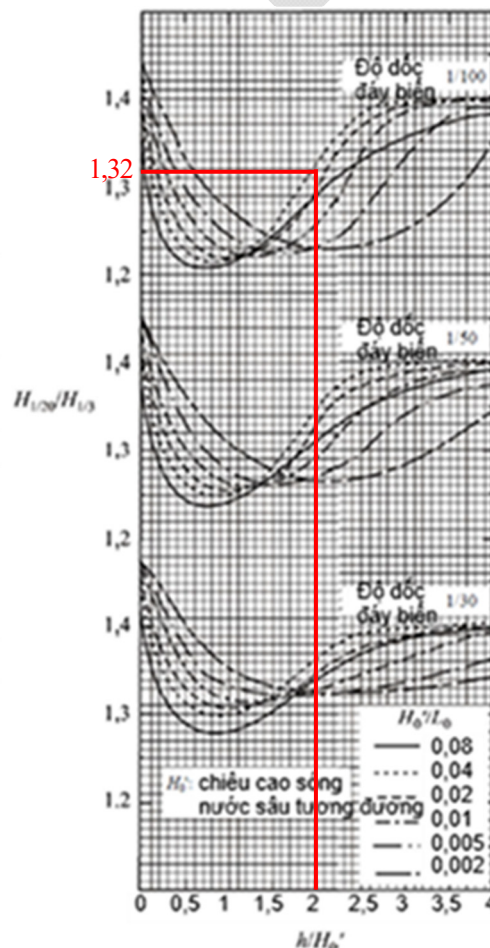
Khối lượng yêu cầu được tính bằng công thức Hudson sử dụng giá trị ổn định. Vì hai giá trị γ_{Ns} và γ_H bằng 1,0, giá trị đặc trưng và giá trị thiết kế là như nhau.

$$M_d = \frac{\rho_r H_d^3}{N_{Sd} (S_r - 1)^3}$$

$$= 1,0 \times \frac{2,3 \times 5,9^3}{2,38^3 \times (2,3/1,03 - 1)^3}$$

$$= 18,7 \text{ (tấn)}$$

Do đó, theo công thức của Takahashi và Hirasawa cùng các cộng sự, khối tiêu sóng trong ví dụ thiết kế này có thể sử dụng loại 25,0 tấn (với trọng lượng thực tế là 23,0 tấn), kết quả này là do hệ số hiệu ứng sóng với C_H trong ví dụ tính toán này có giá trị lớn.



Nguồn: TCVN 11820-2-2025

Hình 2.2- tỷ lệ giữa $H_{1/20}$ và $H_{1/3}$ (Giá trị $H_{1/20}$: được lấy tại khoảng cách bằng 5 lần $H_{1/3}$ tính từ đê chắn sóng)

(5) Khối lượng đá giáp mặt

Khối lượng này bằng khoảng 1/10 đến 1/15 khối lượng của khối phá sóng.

$$M_d = (1/10 \sim 1/15) \times 23,0 = 2,3 \sim 1,5 \text{ (tấn/khối)}$$

$$D_n = (M/\rho_s)^{1/3} = (1,9/2,6)^{1/3} = 0,9 \text{ (m/lớp)} \rightarrow 1,8 \text{ (m): 2 lớp.}$$

(6) Khối lượng yêu cầu của các khối bê tông phía trong cảng

Khối lượng yêu cầu của các khối bảo vệ phía trong cảng (phía cảng) thường được lấy bằng hoặc bằng một nửa khối lượng yêu cầu của các khối phía ngoài biển. Chiều cao sóng phía trong cảng phải được tính toán chính xác thông qua thí nghiệm mô hình thủy lực để xác định mức truyền tràn và ảnh hưởng của hiện tượng nhiễu xạ.

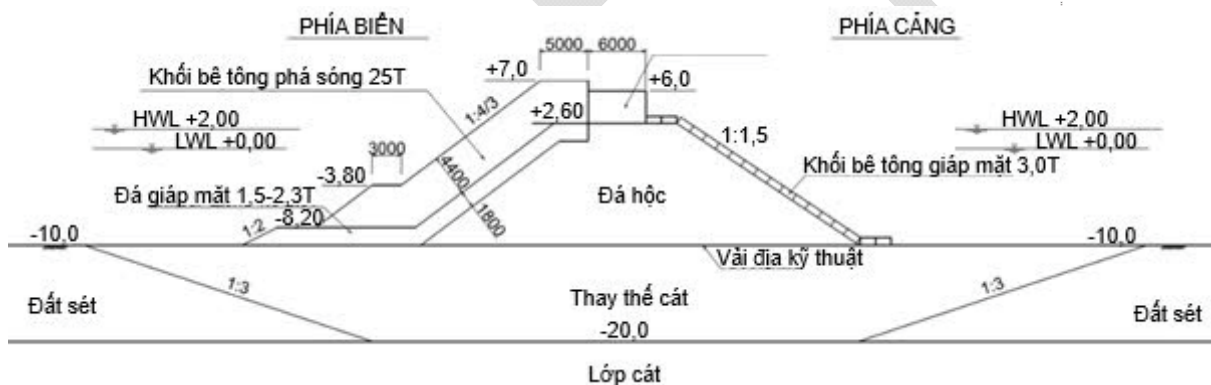
Tuy nhiên, trong ví dụ thiết kế này, khối lượng yêu cầu của các khối phía trong cảng được xác định từ kết quả thí nghiệm mô hình thủy lực.

$$M_d = 2,9 \text{ (tấn)}$$

Do đó, khối bê tông giáp mặt loại 3,0 tấn được sử dụng

2-3. Các giả định về mặt cắt thiết kế

Giả định mặt cắt thiết kế như thể hiện trong Hình 2.3.



Hình 2.3 – Mặt cắt thiết kế giả định

2-4. Ổn định của kết cấu bên trên

(1) Trọng lượng và Mô men chống lật

$$W_k = 6,0 \times 3,4 \times 22,6 = 461,04 \text{ (kN/m)}$$

$$M_{Wk} = 461,04 \times 6,0/2 = 1.383,12 \text{ (kN·m/m)}$$

(2) Lực sóng và Mô men lật

1) Áp lực sóng

$$\lambda = \exp[-10(h/L)^{1,5}(1-h'/h)^5]$$

$$= \exp[-10 \times (12,0/99,7)^{1,5} \times \{1 - (-0,6/12,0)\}^5] = 0,59$$

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

$$= \frac{9,81 \times 10,0^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi \times 12,0}{L} = 99,7 \text{ (m)}$$

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos \beta) \lambda H_D$$

$$= 0,75 \times (1 + \cos 0^\circ) \times 0,59 \times 10,6 = 9,38 \text{ (m)}$$

$$\alpha_1 = 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4 \pi h / L}{\sinh (4 \pi h / L)} \right]^2$$

$$= 0,6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4 \pi \times 12,0 / 99,7}{\sinh (4 \pi \times 12,0 / 99,7)} \right]^2 = 0,845$$

$$\alpha_3 = 1 + h' / \eta^* \quad (h' \leq 0)$$

$$= 1 + (-0,6) / 9,38 = 0,936$$

$$h_c^* = \min (\eta^*, h_c)$$

$$= \min (9,38, 4,0)$$

$$= 4,0 \text{ (m)}$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^* / \eta^*$$

$$= 1 - 4,0 / 9,38 = 0,573$$

$$p_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos \beta) \lambda \alpha_1 \rho_0 g H_D$$

$$= \frac{1}{2} (1 + \cos 0^\circ) \times 0,59 \times 0,845 \times 1,03 \times 9,81 \times 10,6 = 53,40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_3 = p_u = \alpha_3 p_1$$

$$= 0,936 \times 53,40 = 49,98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1$$

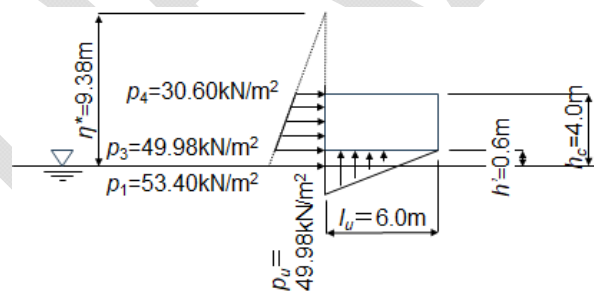
$$= 0,573 \times 53,40 = 30,60 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$l_u = \min \left\{ B, 0,2 \times \frac{(\eta^* + h')^2}{|h'|} \right\}$$

$$= \min \left\{ 6,0, 0,2 \times \frac{(9,38 + (-0,6))^2}{|-0,6|} \right\}$$

$$= \min \{ 6,0, 25,70 \} = 6,0 \text{ (m)}$$

2) Phân bố áp lực sóng



Hình 2.4- Phân bố áp lực sóng

3) Lực sóng và Mô men lật

$$P_{Hk} = \frac{1}{2} \times (30,60 + 49,98) \times (4,0 - 0,6) = 136,99 \text{ (kN/m)}$$

$$M_{Pk} = \frac{(4,0 - 0,6)^2}{6} \times (2 \times 30,60 + 49,98) = 214,21 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

4) Áp lực nâng và Mô men lật

$$P_{Uk} = \frac{1}{2} \times 49,98 \times 6,0 = 149,94 \text{ (kN/m)}$$

$$M_{Uk} = 149,94 \times (2/3 \times 6,0) = 599,76 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

2-5. Kiểm tra ổn định kết cấu bên trên

(1) Kiểm tra khả năng chống trượt

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = f_k(W_k - P_{Bk} - P_{Uk})$$

$$S_k = P_{Hk}$$

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = m \frac{\gamma_S \times P_{Hk}}{\gamma_R \times (f_k \times (W_k - P_{Uk}))}$$

$$= 1,20 \times \frac{1,0 \times 136,99}{1,0 \times (0,60 \times (461,04 - 149,94))} = 0,88 \leq 1,0$$

(2) Kiểm tra khả năng chống lật

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = a_1 W_k - a_2 P_{Bk} - a_3 P_{Uk}$$

$$S_k = a_4 P_{Hk}$$

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = \frac{\gamma_S \times M_{Pk}}{\gamma_R \times (M_{Wk} - M_{Uk})}$$

$$= 1,20 \times \frac{1,0 \times 214,21}{1,0 \times (1.383,12 - 599,76)} = 0,33 \leq 1,0$$

(3) Kiểm tra khả năng chịu tải (phương pháp Bishop)

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k = \gamma_S \sum \{ (W_k + q_k) \sin \theta + a P_{Hk} / R \}$$

$$S_k = \gamma_R R_k = \gamma_R \sum \left[\left\{ c_k + (W'_k + q_k) \tan \varphi_k \right\} \frac{\sec \theta}{1 + \tan \theta \cdot \tan \varphi_k / (m / \gamma_R)} \right]$$

1) Vị trí tác dụng tải trọng tính từ chân mái

$$M_k = M_{Wk} - M_{Uk} - M_{Pk}$$

$$= 1.383,12 - 599,76 - 214,21 = 569,15 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$V_k = W_k - P_{Uk}$$

$$= 461,04 - 149,94 = 311,1 \text{ (kN/m)}$$

$$b' = M_k / V_k$$

$$= 569,15 / 311,1 = 1,83 \text{ (m)} < B/3 = 6,0/3 = 2,0 \text{ (m)}$$

2) Tải trọng phân bố

$$p_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{b'} = \frac{2}{3} \times \frac{311,1}{1,83} = 113,33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$b = 3b' = 3 \times 1,83 = 5,49\text{m}$$

Tải trọng phân bố tương đương là,

$$q = \frac{p_1 b}{4b'} = \frac{113,33 \times 5,49}{4 \times 1,83} = 85,00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3) Bề rộng tác dụng tải

$$B = 2b' = 2 \times 1,83 = 3,66 \text{ (m)}$$

4) Tải trọng ngang

Tải trọng ngang $H (= P_{Hk} = 136,99 \text{ kN/m})$ tác dụng lên đáy móng,

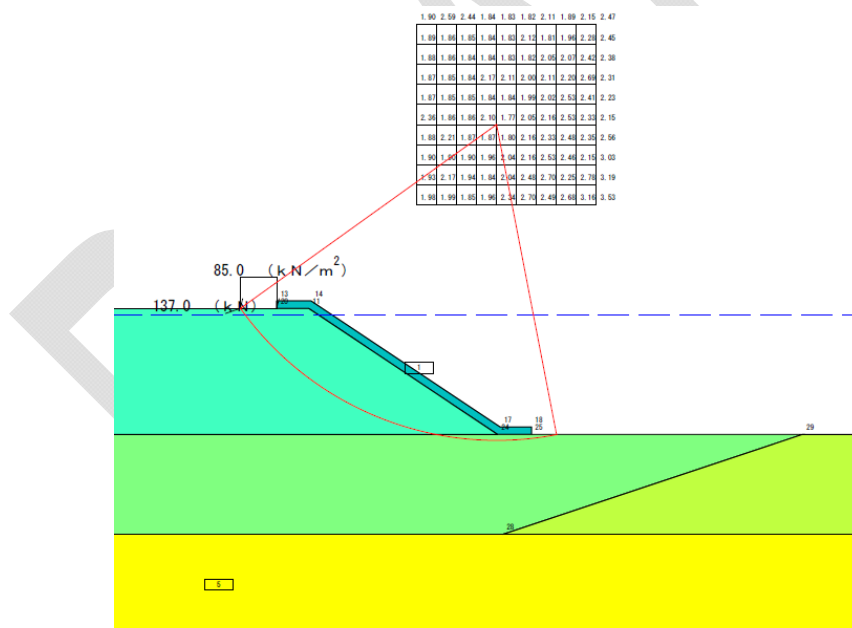
5) Tham số nền đất

Cường độ của vật liệu đá sử dụng trong phương pháp Bishop được giả định như sau:

$$\text{Đá } \varphi = 35^\circ, c = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Kết quả phân tích được trình bày trong Hình 2.5.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = 1,0 \times 30.141,1/53.474,7 = 0,56 \leq 1,0$$



Hình 2.5- Kiểm tra khả năng chịu tải

(4) Xác minh tính năng chống trượt cung tròn

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1,0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$S_d = \gamma_S S_k = \gamma_S \Sigma \{ (W_k + q_k) \sin \theta + a P_{Hk} / R \}$$

$$S_k = \gamma_R R_k = \gamma_R \Sigma \{ c_k s + (W'_k + q_k) \cos^2 \theta \cdot \tan \varphi_k \} \sec \theta$$

Phương pháp Fellenius sửa đổi được áp dụng để kiểm tra hiện tượng trượt tròn.

Hệ số thành phần cho cường độ đất dính nền được xác định dựa trên hệ số biến thiên (CV). Với giá trị CV bằng 0,25, các hệ số thành phần cho tải trọng và sức kháng đều được lấy bằng 1,0.

Trọng lượng đơn vị của khối tiêu sóng dùng trong phân tích trượt tròn có thể tham khảo các giá trị trong bảng dưới đây:

Trọng lượng đơn vị của khối tiêu sóng cho phân tích trượt tròn:

Độ rỗng của khối tiêu sóng: 50,0% (theo quy định của loại khối sử dụng)

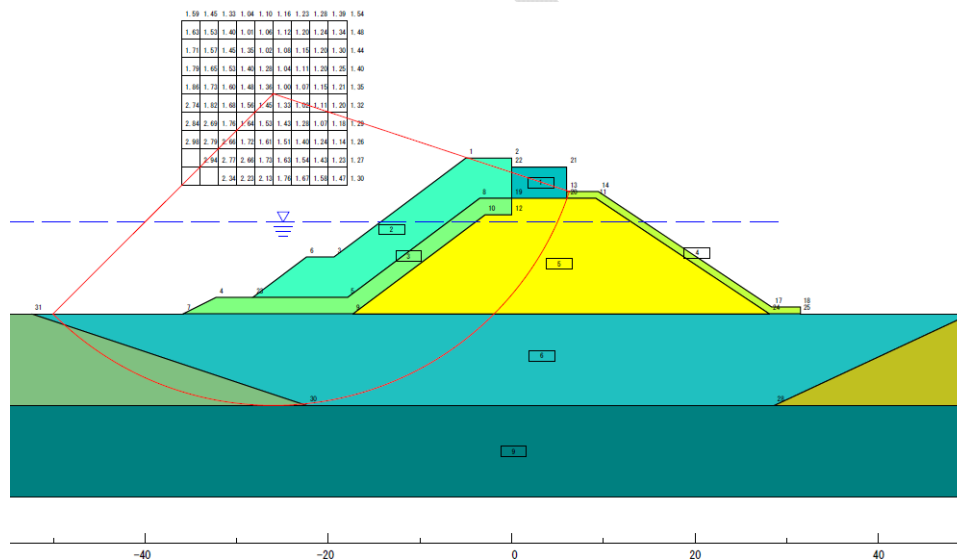
Trọng lượng đơn vị của bê tông không cốt thép: 22,6 kN/m³

Trọng lượng đơn vị của nước biển: 10,1 kN/m³

Trên mực nước	$22,6 \times (1 - 0,50) = 11,3 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Dưới mực nước (bão hòa)	$22,6 \times (1 - 0,50) + 10,1 \times 0,50 = 16,35 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Dưới mực nước (ngập chìm)	$16,35 - 10,1 = 6,25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

Kết quả phân tích được trình bày trong Hình 2.6.

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} = 1,3 \times 75.864,7 / 98.875,0 = 0,99 \leq 1,0$$



Hình 2.6 –Xác minh tính năng chống trượt cung tròn

- Kết thúc -