

Độ ổn định của đê chắn sóng mái phủ bằng khối Antifer trong trường hợp nước tràn đỉnh đê lớn

Stability on breakwater with Antifer block in case of large wave overtopping

> TS NGUYỄN ĐĂNG TRINH

Viện Quy hoạch Xây dựng miền Nam, Bộ Xây dựng

TÓM TẮT

Đá bê tông đúc sẵn được sử dụng làm vật liệu vỏ đê công trình bảo vệ bờ, trong đó khối Antifer là một trong các ứng dụng đó. Việc đưa ra các công thức dự báo độ ổn định của loại công trình này là mục tiêu của nghiên cứu này. Bên cạnh đó, trong dự án chống biến đổi khí hậu của châu Âu, hiện tượng nước biển dâng tác động lên công trình cũng được tích hợp vào trong nghiên cứu này.

Từ khóa: Công trình bảo vệ bờ; khối đá Antifer; hiện tượng nước biển dâng.

ABSTRACT

Precast concrete block is used as a protected layer of breakwater, in which Antifer block is one of those applications. The introduction of formulas to predict the stability of this type of work is the aim of this study. Besides, in the European climate change adaptation project, the phenomenon of sea level rise affecting the structure is also incorporated in this study.

Keywords: Breakwater; Antifer block; sea level rise.

1 GIỚI THIỆU

Đê biển phá sóng có lớp phủ sử dụng các khối bê tông đúc sẵn được sắp xếp theo trật tự ngẫu nhiên, trong đó mối quan hệ giữa các thông số sóng và trọng lượng của các khối phủ trong công trình phá sóng là chủ đề của lượng lớn các nghiên cứu thực nghiệm trong nhiều năm. Trong trường hợp này, nhiều loại khối đá nhân tạo, chẳng hạn như dolosse, tetrapod, tribar, accropode, core-loc, quadripod v.v. được sử dụng. Khối Antifer cũng được sử dụng rộng rãi vì sức chống chịu mạnh mẽ trước các cơn bão của chúng. Tuy nhiên, lượng bê tông cần thiết được sử dụng trong trường hợp của khối phủ Antifer nhiều hơn gần gấp đôi so với trong core-loc (Gunbak 2000). Mặt khác, các khối phủ Antifer có những ứng dụng cụ thể mà chúng đặc biệt hữu dụng; ví dụ nếu chất lượng xây dựng được cho là khó kiểm soát, hoặc có sự không

chắc chắn về chiều cao sóng, hoặc nền móng công trình không ổn định, thì các khối lồng vào nhau, như dolosse hoặc core-loc, có thể không đáng tin cậy do có khả năng bị phá hủy.

Kỹ thuật sắp xếp của các khối phủ là một trong những thông số quan trọng nhất ảnh hưởng đến sự ổn định của công trình đê biển. Đối với các loại đê chắn sóng này, các phương pháp bố trí khác nhau đã được nghiên cứu. Tầm quan trọng thực tế của phương pháp sắp xếp có hiệu quả về kinh tế và kỹ thuật xây dựng đê biển. Yagci (2000) đã sửa đổi kỹ thuật sắp xếp khối phủ ngẫu nhiên và đề xuất một kỹ thuật cho các khối - được gọi là "kỹ thuật sắp xếp bất thường". Yagci và Kapdasli (2003) đã đề xuất một kỹ thuật sắp xếp khác, được đặt tên là "kỹ thuật sắp xếp thay thế" và so sánh kỹ thuật này với các kỹ thuật sắp xếp hiện có, tức là; "kỹ thuật bố trí không đều", "kỹ thuật bố trí thông thường" và "kỹ thuật bố trí tường dốc", xem xét độ ổn định của lớp phủ, vị trí của từng khối bê tông.

Bên cạnh đó, các phương pháp định lượng tính toán thiệt hại và độ ổn định của công trình cũng được trình bày bởi (Hudson et al., 1979; Losada et al., 1986; Van Der Meer, 1988; O. Yagci, 2003). Bài báo này giới thiệu nhiều cách khác nhau để tính toán tỷ lệ thiệt hại cũng được nghiên cứu, từ đó định nghĩa về sự thiệt hại của công trình để biểu thị tham số N_{od} trong công thức ổn định hiện tại...

Thí nghiệm thực hiện cho một đê biển có độ dốc của cota = 1,5. Trong bài báo này, ảnh hưởng của các đặc tính sóng (chiều cao sóng, chu kỳ sóng và thời gian bão) tới lớp phủ của khối phản xạ chống lại sóng ngẫu nhiên được xem xét. Bằng cách rút ra tất cả các tham số, một bộ công thức mới được thiết lập để tính toán trọng lượng của khối phủ. Mục đích thứ hai của nghiên cứu là đo lường sức chống chịu của lớp phủ trong kịch bản của biến đổi khí hậu, được mô hình hóa bởi mực nước thực địa trước đê dâng cao 7,5m với mức dâng bình thường và 8m với dâng cao cực đoan. Công trình mô phỏng này được thực hiện tại phòng thí nghiệm LOMC ở Le Havre (Cộng hòa Pháp) với tỉ lệ tiêu bản 1/30.

2 NGHIÊN CỨU TRƯỚC ĐÂY

a) Các công thức ổn định trước đây

Hudson và a1. (1979) đã xác định các tham số ảnh hưởng đến độ ổn định của lớp phủ và thu được phương trình. (1) bằng cách giải quyết bằng cách sử dụng phân tích thứ nguyên. Các loại khối nhân tạo và hệ số ổn định tương ứng với các giá trị được trình bày trong quyển Shore Protection Manual (1984).

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} \quad (1)$$

Trong đó W: trọng lượng của khối phủ; H: chiều cao sóng đặc trưng; γ_s và γ_w lần lượt là trọng lượng riêng của lớp phủ và nước biển; α góc dốc; và K_D : hệ số ổn định theo kinh nghiệm.

Van der Meer, 1988 đã trình bày một công thức thực nghiệm dựa trên các thí nghiệm mô hình. Trái ngược với Hudson, Van der Meer nhận thấy bão càng kéo dài thì thiệt hại càng nhiều. Đối với các mái dề có độ dốc 1:1,5, Van der Meer đã trình bày một phương pháp được tìm thấy bằng các thí nghiệm mô hình thủy lực. Thiệt hại được xác định bởi số lượng khối đá di chuyển liên quan đến chiều rộng của mô hình và đường kính danh nghĩa.

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[6,7 \cdot \frac{N_{od}^{0,4}}{N^{0,3}} + 0,1 \right] \cdot s_{om}^{-0,1}$$

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[6,7 \cdot \frac{N_{omouv}^{0,4}}{N^{0,3}} + 0,1 \right] \cdot s_{om}^{-0,1} - 0,5$$

Chegini và Agghtouman, 2001 đã thực hiện các thí nghiệm mô hình trên các lớp phủ và áp dụng cùng phương pháp của Van der Meer, tác giả rút ra các công thức sau cho các khối phủ trên độ dốc 1:1,5 với cùng mức độ thiệt hại:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[6,951 \cdot \frac{N_{od}^{0,443}}{N^{0,291}} + 1,082 \right] \cdot s_{om}^{-0,082}$$

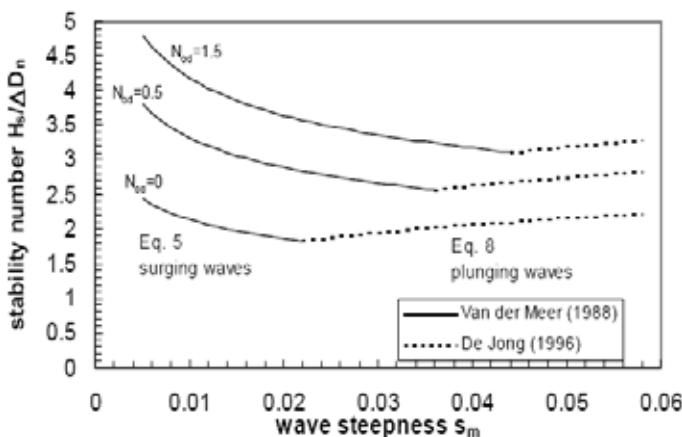
$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[6,951 \cdot \frac{N_{od}^{0,443}}{N^{0,291}} + 1,082 \right] \cdot s_{om}^{-0,082} - 0,5$$

Liên quan đến cấu trúc dề chắn sóng đỉnh thấp, De Jong (1996) cũng nghiên cứu ảnh hưởng của chiều cao đỉnh dề và hệ số truyền sóng k_t đến sự ổn định của công trình không bị tràn đỉnh. Độ ổn định tăng nếu chiều cao đỉnh dề giảm, tác giả phát hiện ra rằng độ ổn định có thể tăng lên theo hệ số đối với chiều cao đỉnh thấp hơn:

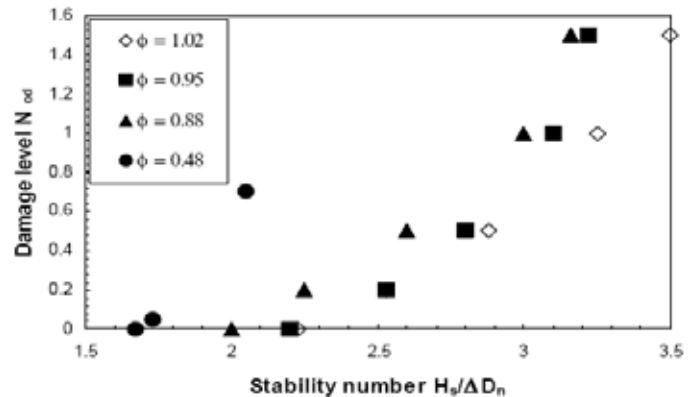
$$\left(1 + 0,17 \cdot \frac{-0,61 R_c}{D_n} \right). \text{ Công thức ổn định tổng thể bao gồm chiều cao}$$

đỉnh dề và hệ số truyền sóng trở thành:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[8,6 \cdot \left(\frac{N_{od}}{\sqrt{N}} \right)^{0,5} + 2,64 k_t + 1,25 \right] \cdot s_{om}^{0,2} \cdot \left(1 + 0,17 \cdot \frac{-0,61 R_c}{D_n} \right)$$



Hình 1. Công thức ổn định cho khối phủ Tetrapods (Van der Meer và De Jong)



Hình 2. Độ ổn định của khối Tetrapods đối với các mật độ khối phủ (De Jong, 1996)

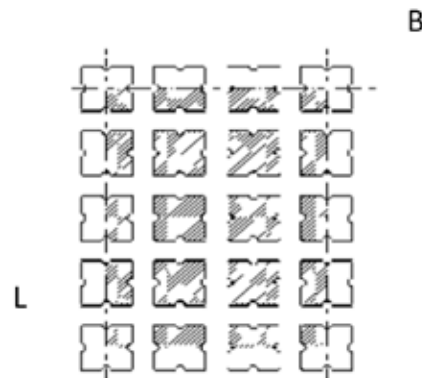
b) Mật độ khối phủ

Mật độ khối phủ, ϕ số lượng khối phủ được sử dụng trên một đơn vị mét vuông mái dốc chắn sóng, có thể được sử dụng để tính toán khối lượng bê tông được sử dụng tại khối phủ trên một mét vuông mái dốc, được sử dụng để tính toán khối lượng bê tông khối phủ trên một mét vuông của độ dốc, V (Gunbak, 2000).

$$V = \phi D_n \text{ và } D_n = \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$$\text{Độ rỗng lớp phủ, P, có thể được viết dưới dạng: } \phi = \frac{N \cdot D_n^2}{B \cdot L}$$

$$= k_A n (1-P)$$



Hình 3. Định nghĩa để tính toán ϕ

Trong đó n: số lượng lớp phủ; k_A : hệ số lớp thực nghiệm định nghĩa trong quyển Shore Protection Manual (1984).

N: Số lượng khối phủ trong mặt cắt nghiên cứu; B: Chiều rộng mặt cắt; L: Chiều dài dọc theo mái dốc

Bảng 1. Hệ số mật độ khối phủ theo Gunbak

Unit type	Antifer	Cube	Rock	Tetrapod	Accropode	Core-loc
ϕ	1.21	1.32	1.26	1.04	0.66	0.58

c) Phương thức sắp xếp khối phủ

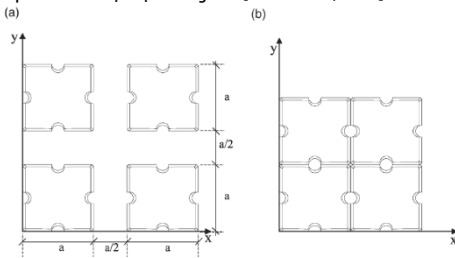
Có nhiều cách sắp đặt đã được các tác giả đề xuất trong những năm gần đây, và được chia thành 3 cách chính: kỹ thuật xếp ngẫu nhiên, kỹ thuật xếp đều đặn và kỹ thuật xếp xen kẽ. Kỹ thuật xếp ngẫu nhiên có giải pháp tốt hơn so với các kỹ thuật xếp khác trong trường hợp chất lượng xây dựng khó kiểm soát hoặc khi có sự không chắc chắn chiều cao sóng hoặc nền dề không ổn định. Ví dụ như lớp phủ đầu tiên của công trình thường xuyên bị biến dạng do mất ổn định, biến dạng này ảnh hưởng trực tiếp đến sự sắp xếp và độ ổn định của lớp thứ hai. Một ưu điểm khác của phương pháp

sắp xếp ngẫu nhiên là hư hỏng để sửa chữa bằng cách thêm các khối bổ sung vào lớp phủ.

Ngày nay, do sự phát triển của các kỹ thuật định vị chính xác hơn, giờ đây chúng ta có thể đặt các khối theo các trình tự lập sẵn. Khi đó độ dày cùng với độ rỗng của lớp phủ sẽ giảm xuống [Gunbak, 1999]. Phương pháp xếp hiện đại thay thế đã được trình bày bởi YAGCI và KAPDASLI, 2002.



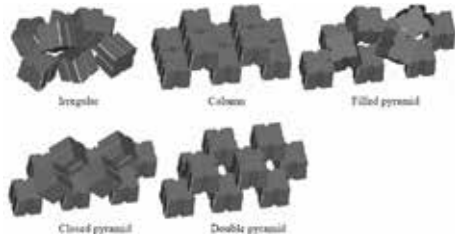
Hình 4. Lớp đầu tiên được đặt không đều [YAGCI et al., 2003]



Hình 5. Kỹ thuật sắp xếp thay thế

a) Lớp thứ 1. b) Lớp thứ 2 [YAGCI et al., 2003]

Năm 2007, A.B.Frens đánh giá sự khác nhau của 17 phương pháp bố trí lớp phủ, với mật độ khối phủ khác nhau đến độ ổn định của các lớp phủ bằng khối Antifer. Năm loại phương pháp xếp thông thường đã được tiến hành gồm: ngẫu nhiên, theo hàng cột, kim tự tháp đẩy, kim tự tháp kín và phương pháp đặt kim tự tháp đôi.



Hình 6. Các cách xếp khối phủ trong thí nghiệm của A.B.Frens (2007)

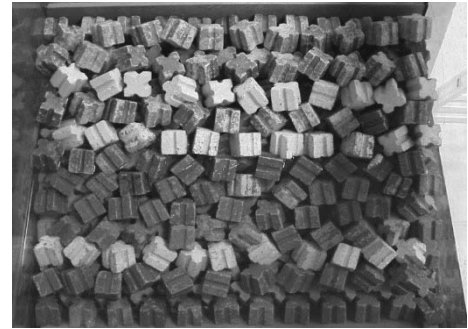
Ưu và nhược điểm các cách xếp được tóm tắt trong bảng 2 dưới đây.

Bảng 2. So sánh giữa các phương pháp sắp xếp

	Ngẫu nhiên	Hàng cột	Kim tự tháp đẩy	Kim tự tháp kín	Kim tự tháp đôi
Độ ổn định	Bình thường	Cao	Thấp	Bình thường	Cao
Sóng tràn đỉnh đê	Bình thường	Cao	Bình thường	Cao	Thấp
Ảnh hưởng của sóng xiên	Không	Có	Không	Có	Có

Từ những nghiên cứu trên, mô hình của chúng tôi đề cao tính ổn định của đê chắn sóng kết hợp với giảm thiểu lượng sóng tràn, phương pháp bố trí tối ưu nhất cần thích ứng cả hai điều kiện trên. Vì vậy, chúng tôi quyết định chọn kỹ thuật xếp lớp đầu tiên gần như đều để tránh trượt xuống toàn bộ lớp phủ trong thời gian thí

nghiệm và lớp thứ hai với kỹ thuật đặt không đều với độ rỗng cao nhất có thể để hạn chế sóng tràn và ảnh hưởng của hiệu ứng sóng tới xiên.



Hình 7. Phương pháp bố trí để đáp ứng một số yêu cầu về độ ổn định của lớp phủ và hạn chế lượng sóng tràn đỉnh đê

d) Tiêu chuẩn phá hủy công trình

Van der Meer đã định nghĩa mức độ phá hủy theo số lượng phạm vi di chuyển N của khối bê tông liên quan đến chiều rộng B của mô hình và đường kính danh nghĩa D_n của khối bê tông theo các mức:

1. không có sự dịch chuyển khối phủ

2. Dịch chuyển 1 vài khối

$$N_{0<0,5} = \frac{N_r}{B/D_n}$$

3. Trượt: Chuyển động của các khối từ vị trí ban đầu của chúng theo một khoảng cách nhất định (từ phạm vi $0,5.D_n$ đến $2,0.D_n$).

$$N_{0>0,5} = \frac{N_{sl}}{B/D_n}$$

4. Các đơn vị di chuyển từ vị trí ban đầu của chúng (dịch chuyển phạm vi lớn hơn $2,0.D_n$).

$$N_{od} = \frac{N_o}{B/D_n}$$

YAGCI et al., 2003 đã mô tả phá hủy trên lớp vỏ đê và đưa ra một cách tính tỷ lệ có trọng số các loại chuyển vị của khối bê tông:

$$\text{DamageRatio} = \frac{0,25.RBN + 0,5.TBN + RLBN}{\text{Total number of blocks on seaward slope}} (*)$$

RBN=Rocking number of blocks; TBN=Turning number of blocks và RLBN=Rolling number of blocks.

Áp dụng định nghĩa (*), chúng tôi đánh giá thiệt hại của mái phủ một cách tinh vi do đó chính xác hơn. Bằng cách này, việc đếm tổng số khối ở mẫu số của tỷ lệ phá hủy tương tự như định nghĩa của Van der Meer.

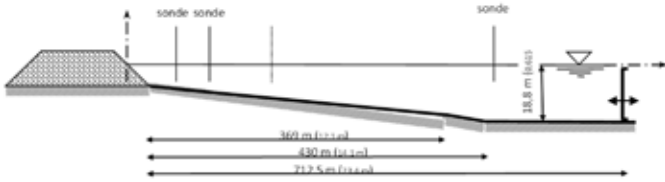
$$\text{DamageRatio} = \frac{0,25.RBN + 0,5.TBN + RLBN}{\text{Total number of blocks existed in one line of slope}}$$

3 THIẾT LẬP THÍ NGHIỆM MÔ HÌNH

Thí nghiệm được thực hiện trong kênh tạo sóng dài 26 m, rộng 0,88 m và cao 1,2 m. Tỷ lệ mô hình là 1/30. Tất cả các thí nghiệm đã được thực hiện với độ dốc đê là $\cot \alpha = 1,5$. Trong suốt quá trình nghiên cứu, độ sâu nước là 0,615 m. Tại chân công trình, độ sâu mực nước thay đổi từ 0,23m đến 0,265m tương ứng với cấu hình ban đầu 7m và 8m của sóng và mực nước dâng. Chiều cao sóng có nghĩa H_s được tăng dần từ $H_s = 5\text{ m} - 10\text{ m}$ và $T_m = 7\text{ s}, 8\text{ s}, 9,4\text{ s}$ and $10,3\text{ s}$ áp dụng trong khoảng thời gian 3h (32,6 phút ở quy mô mô hình).

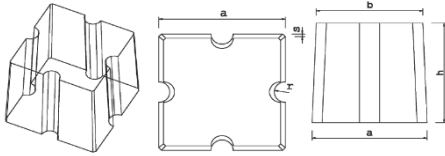
Một bộ đo sóng và bốn điện cực sóng loại điện trở được sử dụng trong quá trình đo sóng. Các tín hiệu kỹ thuật số đã được

chuyển đổi thành các tham số chiều cao sóng H_s và chu kỳ sóng T_m . Kỹ thuật Goda được sử dụng để tính hệ số phản xạ sóng. Mặt cắt ngang của cấu trúc mô hình và bố trí chi tiết các thiết bị được thể hiện trong hình bên dưới.



Hình 8. Mô hình thí nghiệm - kích thước thực (mô hình) tương ứng

Kênh dẫn sóng có vách kính để tiện cho việc quan sát và ghi lại bằng camera. Ở cuối mỗi chuỗi sóng được áp dụng, số khối phủ di chuyển, lắc, quay hoặc lăn khỏi vị trí ban đầu được ghi lại và so sánh. Thông số của khối Antifer được sử dụng trong mô hình được trình bày trong Hình 9 và Bảng 3 - 4.



Hình 9. Mặt cắt khối Antifer
Bảng 3.

	a(cm)	b(cm)	h(cm)	r(cm)	s(cm)	m(g)	V(cm ³)	ρ_s (kg/m ³)
Antifer	5,4	5,1	5,4	0,75	0,15	314	128	2450

Bảng 4. Số lượng bloc, giá trị độ rỗng lớp vỏ và mật độ đóng gói

Số lượng bloc N_{BL}	274
Mật độ đóng gói, Ψ_s	57%
Chiều dày lớp phủ, t	12,5cm
Hệ số chiều dày, k_A	1,24
Mật độ bê tông, d	46%
Độ rỗng lớp phủ, P_r	54%

Đây là một kết quả sắp xếp hợp lý vì theo Gunbak (2000), rất khó để đặt các khối này với độ rỗng 0,46 khi sử dụng kỹ thuật đặt ngẫu nhiên. Do sự trượt của các khối trên bề mặt dốc, khối phủ bê tông trở nên ít rỗng hơn và cần nhiều khối bê tông hơn dự đoán.

4 KẾT QUẢ THU ĐƯỢC

Dựa trên các nghiên cứu trước, các công thức thiết kế đã được phát triển mô tả sự ổn định của mái đê với khối bê tông nhân tạo trước sự tấn công của sóng tới ngẫu nhiên thể hiện mối quan hệ

giữa độ bền $\frac{H_s}{\Delta D_n}$ và các biến số như mức độ thiệt hại N_{od} , số sóng tới N, độ dốc sóng s_{om} , đường kính danh nghĩa khối phủ D_n và tỷ lệ chiều cao đỉnh chống tràn R_c/D_n .

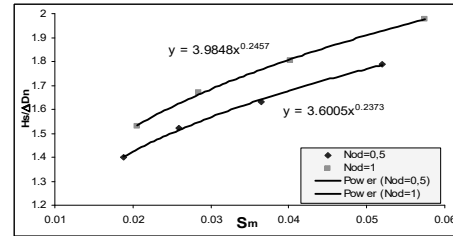
$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[a \cdot \left(\frac{N_{od}^c}{N^d} \right) + b \right] \cdot s_{om}^e \cdot f(R_c / D_n) \quad (*)$$

a) Ảnh hưởng của độ dốc sóng

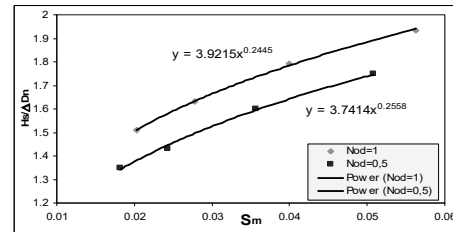
Ảnh hưởng của chu kỳ sóng sẽ được xác định bởi độ dốc của sóng: $s_{om} = 2\pi H_s / (g T_m^2)$

Tất cả thí nghiệm được thực hiện với s_{om} từ 0,02 đến 0,06 như trong hình 10, có cùng phạm vi độ dốc sóng s_{om} trong thí nghiệm của De Jong' (1996). Trong vùng sóng này, chu kỳ sóng (độ dốc của sóng) tỷ lệ thuận với độ bền. Vì vậy, sóng càng dài, mức độ phá

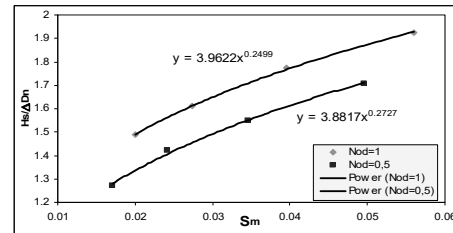
hủy mái đê càng lớn. Mức độ ảnh hưởng của biến số được thể hiện qua đồ thị $\frac{H_s}{\Delta D_n} - s_{om}$. Các đồ thị được đưa ra cho tỷ lệ phá hủy $N_{od} = 0,5$ (trạng thái bắt đầu phá hủy) và $N_{od} = 1$ (phá hủy trung bình) trong trường hợp độ sâu nước trước chân công trình ở ba mức thấp, trung bình và cao.



Hình 10. Kết quả cho trường hợp mực nước thấp $h=0,23m$ ($N=1000$)



Hình 11. Kết quả cho trường hợp mực nước trung bình $h=0,247m$ ($N=1000$)



Hình 12. Kết quả cho trường hợp mực nước cao $h=0,265m$ ($N=1000$)

Các số liệu cho thấy xu hướng tương tự như được tìm thấy bởi De Jong (1996) và O.Yagci et al. (2003) có cùng kết luận rằng tỷ lệ phá hủy mái đê tăng lên khi chu kỳ sóng tăng đáng kể. Các xu hướng thể hiện trong hình trên có thể được giải thích về mặt vật lý như sau: ở vùng sóng vỡ, chiều cao sóng leo tăng nhanh sau khi vỡ mang tính quyết định đến sự ổn định mái đê. Kết quả về sự ổn định mái đê được thể hiện trong quan hệ $\frac{H_s}{\Delta D_n} - s_{om}$, như $\frac{H_s}{\Delta D_n}$

đang tăng lên với sự gia tăng các giá trị s_{om} , khi ta cố định các biến số khác, chẳng hạn như mức độ thiệt hại N_{od} , số sóng tới N, độ dốc sóng s_{om} và tỷ lệ chiều cao đỉnh chống tràn R_c/D_n . Hàm số quan hệ có thể được định nghĩa:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = f(N_{od}, N) \cdot f(R_c / D_n) \cdot s_{om}^e$$

Hệ số e được xác định cho các nhóm dữ liệu thực nghiệm khác nhau có cùng N_{od} , N, R_c/D_n được thể hiện trong Bảng 5

Bảng 5. Hệ số thực nghiệm e với ba giá trị chiều cao đỉnh chống tràn R_c

$N_{od} \backslash R_c$	0,144 m	0,127 m	0,111 m
0,5	$e = 0,2373$	$e = 0,2558$	$e = 0,2727$
1	$e = 0,2457$	$e = 0,2445$	$e = 0,2499$

Các giá trị e xác định từ phương pháp độ tin cậy rất nhất quán và giá trị trung bình là $e = 0,25$, điều này có nghĩa là hệ số trong e không phụ thuộc vào mức độ phá hủy N_{od} , số sóng tới N, độ dốc

sóng s_{om} và tỉ lệ chiều cao đỉnh chống tràn R_c/D_n . Phương trình (*) bây giờ có thể được viết là:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[a \cdot \left(\frac{N_{od}^c}{N^d} \right) + b \right] \cdot s_{om}^{0,25} \cdot f(R_c / D_n)$$

Bây giờ toàn bộ quy trình có thể được lập lại với s_{om} như một tham số và N_{od} , N , R_c/D_n như các tham số không thứ nguyên khác.

b) Ảnh hưởng của tỉ lệ chiều cao đỉnh chống tràn R_c/D_n

De Jong (1996) cũng nghiên cứu ảnh hưởng của chiều cao đỉnh đến sự ổn định của công trình gần như không bị tràn. Độ ổn định mái đề tăng nếu chiều cao đỉnh chống tràn R_c giảm theo quan hệ hàm số sau:

$$f(R_c/D_n) = 1 + 0,17 \cdot \exp(-0,61 R_c/D_n)$$

Trong trường hợp nước tràn lớn, khi chiều cao đỉnh R_c là từ 1 đến 3 lần đường kính danh nghĩa D_n . Chúng tôi thấy rằng độ ổn định của khối phủ giảm nếu mực nước dâng cao. Nhân tố mới trong trường hợp này phải được kiểm chứng ở một số điều kiện:

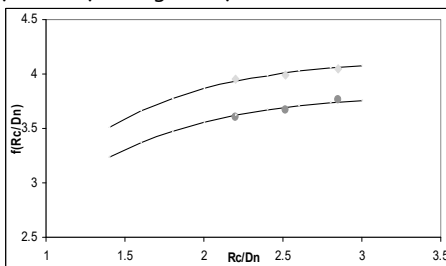
* $f(R_c/D_n) > 1$ khi hầu như không tồn tại, trong vùng $R_c/D_n > 4$, kết quả tương tự của De Jong (1996).

* $f(R_c/D_n) < 1$ trong vùng $1,5 < R_c/D_n < 4$ làm giảm độ ổn định khi mực nước tiếp cận đỉnh đề.

* Trong vùng $0 < R_c/D_n < 1,5$, đề biển gần như trở thành một công trình ngập nước, trong trường hợp này, lớp phủ không thể đóng góp chức năng giảm sóng. Do đó, điều kiện mực nước cực đoan không được đánh giá và do đó không được cập nhật trong công thức ổn định của nghiên cứu này.

Từ quan hệ $\frac{H_s}{\Delta D_n} - s_{om}$, tác giả chọn giá trị trung bình của $s_{om} =$

0,035 của cả hai cấp độ phá hủy $N_{od} = 0,5$ and $N_{od} = 1$ theo 3 kịch bản mực nước: thấp, trung bình và cao. Ảnh hưởng của chiều cao đỉnh sẽ được thể hiện bằng đồ thị $f(R_c/D_n) - R_c/D_n$.



Hình 13. Ảnh hưởng của cao trình đỉnh đề đến độ ổn định mái đề Antifer

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[a \cdot \left(\frac{N_{od}^c}{N^d} \right) + b \right] \cdot s_{om}^{0,25} \cdot f(R_c / D_n) \quad (**)$$

$$\Leftrightarrow \frac{H_s}{\Delta D_n \cdot s_{om}^{0,25}} = \left[a \cdot \left(\frac{N_{od}^c}{N^d} \right) + b \right] \cdot f(R_c / D_n) = C(N_{od}, N) \cdot f(R_c / D_n)$$

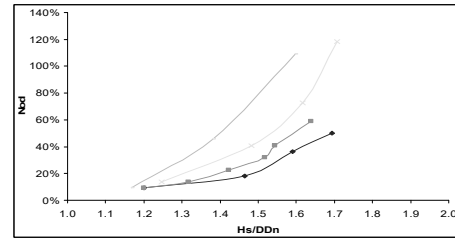
$C_1(N_{od} = 1, N = 1000) \cdot f(R_c/D_n) = 4,16 \cdot [1 - 0,96 \cdot \exp(-1,3 R_c/D_n)]$ cho đường cong bên trên (***)

$C_2(N_{od} = 0,5, N = 1000) \cdot f(R_c/D_n) = 3,83 \cdot [1 - 0,96 \cdot \exp(-1,3 R_c/D_n)]$ cho đường cong bên dưới

Mỗi giá trị N_{od} cho một giá trị khác nhau của hằng số $C_1 = 4,16$ and $C_2 = 3,83$ rút ra từ phương pháp bình phương nhỏ nhất trên đồ thị hàm số Hình 13. Do đó, sự phù hợp của hai đường cong trong Hình 14 ở trên với kết quả thí nghiệm chứng minh rằng $f(R_c/D_n) = 1 - 0,96 \cdot \exp(-1,3 R_c/D_n)$ là đủ để mô hình hóa ảnh hưởng của chiều cao đỉnh đến sự ổn định của lớp phủ với giá trị R_c lớn hơn 1,5 D_n .

c) Tiêu chuẩn không phá hủy ($N_{od} = 0$)

Trong định nghĩa tiêu chí không phá hủy, ta có thể xác định hệ số của b trong (*).



Hình 14. Đường phá hủy ở 4 chu kỳ sóng T_m , thời gian bão $t=1956s$, mực nước thấp

Từ phân tích này, có thể thấy rằng ảnh hưởng của thời gian bão không đáng kể đối với trường hợp đề biển không bị không phá hủy, $N_{od} = 0$. Vì vậy nếu có thêm 1000 con sóng hoặc hơn nữa cũng không làm dịch chuyển bất kỳ khối phủ nào. Những đường cong trên cho thấy rằng không có thiệt hại $N_{od} = 0$ khi độ bền mái đề $H_s/\Delta D_n$ là khoảng 1,0 cho tất cả các chu kỳ sóng. Trường hợp mực nước thấp, $f(R_c/D_n) = 1$. Vì vậy, công thức (*) trở thành một phương trình đơn giản như dưới đây:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[a \cdot \left(\frac{N_{od}^c}{N^d} \right) + b \right] \cdot s_{om}^{0,25} \cdot f(R_c / D_n) = b \cdot s_{om}^{0,25}$$

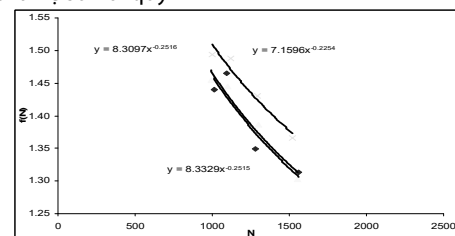
Với chu kỳ sóng ngắn thì $b = 2,43$ và $b = 2,94$ cho chu kỳ sóng dài. Với chu kỳ sóng nằm trong khoảng từ $T_m = 1,27s$ đến $1,87s$, b nhận được các giá trị trong khoảng từ 2,44 đến 2,94. Do đó, giá trị trung bình được làm tròn $b = 2,7$ là một mô tả tốt cho công thức của chúng tôi.

d) Ảnh hưởng của số sóng tới công trình N

Ảnh hưởng của thời gian bão đến độ ổn định mái đề đã được khảo sát trong dự án SAO POLO của Pháp với bão trong 3 giờ, và trong thí nghiệm mô hình tại LOMC với tỉ lệ tiêu bản $E=30$. Tổng thời lượng thí nghiệm là 1956s đã được thực hiện trong 4 chu kỳ sóng khác nhau $T_m = 1,27s$; $1,45s$; $1,66s$ và $1,87s$ dẫn đến số sóng tới N dao động từ 980 đến 1580 sóng trong thời gian bão cố định này. Sử dụng mối quan hệ tỷ lệ phá hủy từ các sóng tới N khác nhau, kết hợp với công thức (*), chúng tôi có thể xác định hệ số d thể hiện sự phụ thuộc của độ bền mái đề vào hàm của số sóng tới N . Khoảng 50 thí nghiệm được thực hiện và thể hiện trong hình dưới đây với $f(N)$ được khai triển từ hàm (*) dưới dạng:

$$f(N, N_{od} = 1) = \frac{H_s}{\Delta D_n \cdot s_{om}^{0,25} \cdot f(R_c / D_n)} - b = a \cdot \left(\frac{1}{N^d} \right) \text{ với } b = 2,7$$

trong đó d là hệ số hồi quy



Hình 15. Ảnh hưởng của số sóng tới đến độ bền mái đề

Bảng 6. Giá trị d với các chiều cao đỉnh tràn khác nhau

R_c	0,144 m	0,127 m	0,111 m
N_{od}			
1	$d = 0,2516$	$d = 0,2515$	$d = 0,2254$

Hệ số d có thể được thiết lập cho các nhóm khác nhau với cùng N_{od} , s_{om} and R_c/D_n được thể hiện trong Bảng 6. Hầu hết các hệ số d trong bảng 6. đều dựa trên 4 điểm dữ liệu. Giá trị d là nhất quán

với trung bình là $d = 0,25$ điều này có nghĩa là hệ số e không phụ thuộc vào mức độ phá hủy N_{od} , độ dốc sóng s_{om} và tỉ lệ R_c/D_n .

Ngoài ra, theo hệ quả của (***) ta có quan hệ $C_1(N_{od} = 1, N = 1000) \cdot f(R_c/D_n) = 4,16 \cdot [1 - 0,96 \cdot \exp(-1,3R_c/D_n)]$, suy ra rằng $C_1(N_{od} = 1, N = 1000) = 4,16$, hằng số này có thể được diễn giải:

$$\left[a \cdot \left(\frac{N_{od}^c}{N^{0,25}} \right) + 2,7 \right] = 4,16 \text{ với } N_{od} = 1, N = 1000 \Leftrightarrow a = 8,21$$

e) Ảnh hưởng mức độ phá hủy mái đê N_{od}

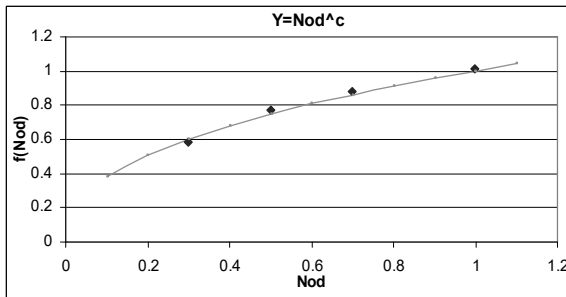
Tham số cuối cùng được yêu cầu xác định là mức độ phá hủy hoặc tỷ lệ phần trăm của khối di chuyển N_{od} (N_{omouv}). Dựa trên việc biết phần còn lại của mối quan hệ giữa tất cả các tham số N , s_{om} , R_c/D_n và số ổn định $H_s/\Delta D_{n50}$, từ phương trình (*) ta có thể tìm ra mối liên hệ giữa N_{od} và $f(N_{od})$ như sau:

$$f(N_{od}) = \left[\frac{H_s}{\Delta D_n} \cdot \frac{1}{s_{om}^{0,25} \cdot f(R_c/D_n)} - b \right] \cdot \frac{N^{0,25}}{a} = N_{od}^c \text{ với } a = 8,21$$

và $b = 2,7$, trong đó c là hệ số hồi quy.

Để thay đổi các giá trị của N_{od} , từ đường cong trong quan hệ $\frac{H_s}{\Delta D_n} - s_{om}$, chúng tôi trích xuất điểm đặc biệt tại $N_{od} = 0,3$; $N_{od} = 0,5$;

$N_{od} = 0,7$ và $N_{od} = 1$ ở cả ba mức mực nước với phép nội suy đáng tin cậy vì tất cả các loạt thí nghiệm hầu như đã bao phủ hết dải dữ liệu này. Với 4 dãy chu kỳ sóng T_m , chúng tôi có tổng cộng 12 kết quả cho từng mức độ phá hủy N_{od} . Sau khi tính trung bình, một điểm đại diện của mỗi giá trị $f(N_{od})$ đã được thể hiện trong quan hệ $f(N_{od}) - N_{od}$. Toàn bộ quy trình có thể được lặp lại với điểm trích xuất khác của N_{od} , tổng cộng 4 điểm được thấy trong Hình 16 như sau



Hình 16. Hàm phá hủy liên hệ với độ bền của mái đê

Một hàm mũ $f(N_{od}) = N_{od}^{0,42}$ với hệ số $c = 0,42$ là một gần đúng tối ưu cho sự mô phỏng mức độ phát triển của mức độ phá hủy mái đê N_{od} .

5 CÔNG THỨC ĐỀ XUẤT VÀ KẾT LUẬN

Bài báo trình bày phân tích về độ ổn định của khối bê tông Antifer làm mái phủ đê biển trong trường hợp sóng tràn đỉnh đê lớn. Các kết luận sau đây có thể được rút ra từ nghiên cứu thực nghiệm:

Một kỹ thuật xếp đá ngẫu nhiên đã được đề xuất và áp dụng, dẫn đến độ rỗng cao trên lớp mái phủ. Bên cạnh đó, đề xuất đường cong theo hàm mũ của tất cả các tham số N , N_{od} , s_{om} and R_c/D_n để thành lập các hệ số của a , b , c , d , e đưa ra các công thức cuối cùng áp dụng trong tính toán thiết kế dự báo độ bền công trình:

$$\frac{H_s}{\Delta D_n} = \left[8,21 \cdot \left(\frac{N_{od}^{0,42}}{N^{0,25}} \right) + 2,7 \right] \cdot s_{om}^{0,25} \cdot [1 - 0,96 \exp(-1,3 \frac{R_c}{D_n})]$$

Hệ số 0,25 của s_{om} chỉ ra rằng sự ổn định sẽ giảm khi tăng chu kỳ sóng T_m . Ngoài ra, ảnh hưởng của chiều cao đỉnh đê đến độ ổn

định của lớp phủ đê chắn sóng được thể hiện qua tỷ số giữa cao trình đỉnh R_c và đường kính danh nghĩa của khối đá nhân tạo D_n . Chúng tôi nhận thấy sự phát triển rõ rệt của hư hỏng mái đê khi mực nước tiếp cận kết cấu đê và đỉnh. Hiệu ứng này được cập nhật trong công thức đề xuất bởi quan hệ:

$$f(R_c/D_n) = 1 - 0,96 \cdot \exp(-1,3R_c/D_n)$$

Hơn nữa, theo cách định nghĩa khác nhau về mức độ thiệt hại thì biến số N_{od} nhạy hơn, chính xác và đầy đủ hơn với các hư hỏng thực tế của đê chắn sóng, giúp ích cho công trình ven biển có thể đưa ra các phương pháp bảo trì kịp thời.

Kỹ thuật xếp đá tốt nhất là cho công trình của chúng tôi, vốn phải chịu đồng thời của bão và nước biển dâng. Trong nghiên cứu của chúng tôi, ảnh hưởng của mật độ khối xếp là có và De Jong (1996) đã cố gắng để xuất một định nghĩa ban đầu của ảnh hưởng này được mô tả bởi hàm: $f(\phi) = 0,40 + 0,61\phi/\phi_{SPM}$. Vì thế, một nghiên cứu chi tiết hơn về mật độ khối xếp và ảnh hưởng của phương pháp xếp bloc đối với đê chắn sóng được khuyến nghị tiếp tục trong nghiên cứu tiếp theo.

Lời cảm ơn

Trong bài báo này, thí nghiệm quy mô nhỏ ($E = 30,5$) được thực hiện tại phòng thí nghiệm LOMC Le Havre, Cộng hòa Pháp. Là một đối tác trong dự án nghiên cứu của dự án chống biến đổi khí hậu SAO POLO, nghiên cứu được tài trợ một phần bởi tổ chức CETMEF và sự đóng góp từ Tổng công ty điện lực Pháp EDF R&D.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Hudson, R.Y., Herrmann, F.A., Sager, R.A., Whalin, R.W., Keulegan, G.H., Chatham, C.E., Hales, L.Z., 1979. Coastal hydraulic models. Special Report, US Army Corps of Engineering, Coastal Engineering Research Centre, No:5.
- A.B. Frens, 2007. The impact of placement method Antifer-block stability. MSc-thesis, Delf University of Technology.
- CHEGINI, V AND AGHTOUMAN, P. (2001). An Investigation on the Stability of Rubble Mound Breakwaters with Armour Layers of Antifer Cubes, International Conference in Ocean Engineering ICOE 2001, December 11-14, 2001.
- De Jong, R.J. 1996. Wave transmission at low crested structure. Stability of tetrapods at front, crest and rear of low crest breakwater. MSc-thesis, Delf University of Technology.
- Gunbak, A.R., 1996. Literature survey on the stability of antifer blocks. Technical Report in Ocean Engineering Research Center. METU, Ankara, Turkey, (in Turkish).
- Gunbak, A.R., 1999. Antifer cubes on rubble mound breakwaters. Proceedings of the COPEDEC, Cape Town, South Africa.
- Gunbak, A.R., 2000. Use of rock, tetrapod, antifer, accropode, core-lock armor units on the rubble mound breakwaters. Pianc Seminar for development and cooperation, Buenos Aires, Argentina.
- HUDSON, R.Y. (1959) Laboratory investigations of rubble mound breakwaters, WES Report, Vicksburg, USA.
- Shore Protection Manual., 1984. Coastal Engineering Research Center, Waterway Experiment Station, Corps of Engineers, Dept. of the Army, Vicksburg, Mississippi.
- Van der Meer, J.W., 1988c. Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode. Design of Breakwaters, Thomas Telford. Proc. Breakwaters '88 Conference, Eastbourne.
- Van der Meer, J.W. Design of concrete armour layers. Proc. Coastal Structures '99, Santander, Spain. Losada (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 213-221.
- Van der Meer, J.W. Applications and stability criteria for rock and artificial units. Chapter 11 in: "Seawalls, dikes and revetments". Edited by K.W. Pilarczyk. Balkema, Rotterdam.
- Yagci, O and Kapdasli, S. (2002). Alternative placement technique for antifer blocks used on breakwaters, Coastal Engineering Volume 30, Issue 11, August 2003, Pages 1433-1451.
- YAGCI, O., KAPDASLI, S. AND CIGIZOGLU, H.K. (2003). The stability of the antifer units used on breakwaters in case of irregular placement, Ocean Engineering 31 (2004), 1111-1127.