

SỬ DỤNG PHƯƠNG PHÁP ĐỘ TIN CẬY TRONG THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH ĐÊ CHẤN SÓNG BẢO VỆ CẢNG.

PGSTS TRẦN MINH QUANG

I. Đặt vấn đề :

Từ lâu, phương pháp độ tin cậy (Reliability methods) đã được sử dụng để thiết kế công trình bến cảng, công trình biển (xa bờ và ven bờ) và các công trình dân dụng khác, tuy nhiên, việc sử dụng phương pháp này trong thực tế thiết kế vẫn còn nhiều vấn đề cần được tiếp tục nghiên cứu giải quyết. Trong bài báo này, chúng tôi cũng sẽ chỉ đi sâu vào vấn đề sử dụng phương pháp độ tin cậy để thiết kế công trình đê chắn sóng bảo vệ cảng bằng đá đổ, và trong đó chủ yếu là đi sâu hơn vào vấn đề ổn định của các khối bảo vệ mặt ngoài của đê qua việc xem xét các vấn đề liên quan, những ưu nhược điểm của phương pháp, những vấn đề còn tồn tại qua thực tế nghiên cứu và sử dụng vừa qua trên thế giới, đặc biệt là vấn đề phân tích các dạng hư hỏng cần được xét đến, mức độ không tin chắc trong thiết kế, mức độ hư hỏng, mức độ rủi ro v.v của công trình trong thời kỳ tuổi thọ, nhằm xác định độ an toàn, độ tin cậy của công trình qua việc phân tích xác định các hệ số an toàn cho công trình trong đó có “hệ số an toàn bộ phận”, qua các phương pháp mức độ 1, mức độ 2, mức độ 3, từ đó xác suất hư hỏng công trình hay bộ phận công trình cùng xác suất hư hỏng cho phép và trên cơ sở đó hy vọng sẽ tìm kiếm được một cách giải quyết rõ ràng, đầy đủ và tin cậy hơn nhưng không quá phức tạp cho bài toán an toàn của công trình để có thể vận dụng dễ dàng trong thực tế thiết kế các công trình biển nói chung và công trình đê chắn sóng bảo vệ cảng nói riêng.

II. Nội dung chủ yếu của phương pháp độ tin cậy :

Phương pháp độ tin cậy dùng cho thiết kế thường được phân ra làm 3 loại dựa theo mức độ của xác suất được sử dụng, đó là phương pháp theo mức độ 1 (Level 1), mức độ 2 (Level 2) và mức độ 3 (Level 3) và ngoài ra để sáng tỏ hơn, có thể nêu thêm cả mức độ 0 (Level 0), trong đó, phương pháp theo mức độ 0 là phương pháp truyền thống hay “phương pháp ấn định” (deterministic design methods), sử dụng các giá trị đặc trưng về cường độ và tải trọng theo phương pháp thông thường, còn phương pháp mức độ 1 là phương pháp “bán xác suất”(Quasi-probabilistic methods) với việc ấn định các hệ số an toàn cho từng biến số (còn gọi là hệ số an toàn cục bộ hay bộ phận (partial safety coefficients) để xét đến tính không chắc chắn trong các giá trị của nó, phương pháp mức độ 2 là phương pháp xác suất, tìm xấp xỉ hàm phân bố của các biến số về cường độ và tải trọng để xác định xác suất hư hỏng (là xác suất khi $G = R - S < 0$ trong đó G là hàm số độ tin cậy hay hàm số độ hư hỏng, R là cường độ, S là tải trọng) (một số phương pháp mức độ 2 cũng được xem là phương pháp độ rủi ro bậc 1, viết tắt là FORM – First order risk methods), phương pháp mức độ 3 là phương pháp xác suất phức tạp nhằm xác định xác suất hư hỏng.

Mỗi phương pháp nói trên sẽ cho kết quả dưới dạng khác nhau, nhưng đều biểu thị qua xác suất hư hỏng (probability of failure), do đó có thể so sánh sự khác biệt giữa các phương pháp với nhau.

Từ trước đến nay, trong thiết kế các công trình thủy, chúng ta thường dùng phương pháp thiết kế truyền thống hay “phương pháp ấn định” là phương pháp dựa theo chu kỳ lặp (hàn kỳ) của các biến cố tải trọng (như sóng, mực nước...) được thiết lập để tính toán tải trọng thiết kế, ứng với hàn kỳ ấn định và dựa vào đó để thiết kế kết cấu với độ an toàn ở mức độ dự trữ nhất định, do đó, sẽ rất khó khăn trong việc xác định những điều không chắc chắn cho mỗi thông số thiết kế và cũng khó đánh giá mức độ quan trọng tương đối

giữa các dạng hư hỏng (failure modes) khác nhau và do đó chất lượng kết cấu được thiết kế thường có khả năng chưa đạt mức yêu cầu quy định (với xác suất hư hỏng cao hơn trị số cho phép) hoặc vượt mức yêu cầu quy định (với xác suất hư hỏng thấp hơn trị số cho phép). Để khắc phục những thiếu sót trên của phương pháp ấn định, phương pháp xác suất (probabilistic methods) đã được kiến nghị từ những năm 1970 và được gọi là phương pháp thiết kế theo độ tin cậy hay phương pháp độ tin cậy. Phương pháp độ tin cậy dùng cho thiết kế đê chắn sóng được phát triển mạnh vào những năm 1980, nhất là sau các nghiên cứu khá kỹ về tất cả các vấn đề liên quan đến thiết kế xây dựng đê đá đổ của Nhóm công tác số 12 của Ủy ban kỹ thuật II thuộc Hiệp hội quốc tế Hội nghị hàng hải PIANC (Permanent International Association of Navigation Congress) trong các năm 1986-1991, với kiến nghị của van der Meer (1988) trong việc sử dụng phương pháp xác suất cho thiết kế các lớp bảo vệ mặt ngoài của đê đá đổ, với đề xuất của Burcharth (1991) về việc sử dụng các hệ số an toàn bộ phận trong thiết kế đê đá đổ (và cho cả đê tường đứng) theo phương pháp mức độ 1 và mức độ 2 ở châu Âu và theo phương pháp mức độ 3 ở Nhật trong kiểm tra trượt ngang và ổn định các khối bảo vệ mặt ngoài của đê chắn sóng hỗn hợp ngang (thùng chìm + lăng thể khối đổ ở phía trước) và của đê tường đứng.

Sau đây là một nội dung chủ yếu của các phương pháp trong phương pháp độ tin cậy :

1. Phương pháp mức độ 1 :

Phương pháp mức độ 1 là phương pháp dùng các hệ số an toàn bộ phận để đánh giá mức độ tin cậy của kết cấu, dựa theo hàm số sau :

$$G = R - S = R(x_1, x_2, x_m) - S(x_{m+1}, \dots, x_n) \quad (1)$$

Trong đó : x - Biến số. G - Hàm số độ tin cậy. R - Cường độ hay sức kháng của kết cấu. S - Tải trọng.

Và xác suất hư hỏng (tức lúc $G < 0$) được xác định từ tích phân sau :

$$\int_{G < 0} f_G(g) dg \quad (2)$$

Để bảo đảm an toàn cho kết cấu thì cần có điều kiện là $R \geq S$ hay $R = K.S$, trong đó K là hệ số an toàn chống phá hủy và cần bảo đảm $K \geq 1$.

Và hàm số độ tin cậy (hay phá hủy) G có thể viết dưới dạng tổng quát như sau :

$$G = \frac{R}{k_r} - k_s S = 0 \quad (3)$$

Trong đó : k_r - Hệ số an toàn liên quan đến sức kháng của kết cấu. k_s - Hệ số an toàn liên quan đến tải trọng. với $K = k_r.k_s$ luôn bằng K .

Trong phương pháp mức độ 1, các số hạng R và S được xác định bằng giá trị đặc trưng hay giá trị trung bình., còn các hệ số thì được xác định dựa theo một loạt các giá trị R và S thông qua thí nghiệm. Khi hàm số hư hỏng G có nhiều dạng khác nhau thì cường độ và tải trọng cũng sẽ phụ thuộc vào một số biến số, chẳng hạn bằng N và các hệ số an toàn bộ phận cho mỗi biến số sẽ cần được xác định. Hệ số an toàn chung lúc này sẽ bằng tích của N với các hệ số an toàn bộ phận. Vấn đề lúc này là cần xác định các hệ số an toàn bộ phận như thế nào (có thể được qui định trong quy phạm hay được xác định qua nhiều công trình thực tế và nhiều thí nghiệm, có thể tìm thấy trong PIANC (1985) cùng các bổ sung ở báo cáo của Tổ công tác số 12 (1992) [2] hay trong các tác phẩm của Burcharth và Sorensen (1998)) nhưng sự thiếu chính xác trong đo đạc cũng là vấn đề làm cho độ tin cậy của phương pháp này bị giảm sút.

Theo PIANC thì các hệ số an toàn bộ phận cần được xác định theo hình thức kết cấu đê chắn sóng cùng các dạng hư hỏng của nó. Và việc xác định các hệ số an toàn bộ phận

chính là để xác định xác suất hư hỏng và phân tích rủi ro của kết cấu, trong đó rủi ro bằng xác suất hư hỏng nhân với hậu quả.

Ở đê đá đổ, việc xác định xác suất hư hỏng của lớp bảo vệ mặt ngoài là rất quan trọng.. Đây là vấn đề có tính lý thuyết cao và rất khó áp dụng cho các trường hợp khác nhau, do đó, cách hợp lý nhất là xác định các hệ số an toàn bộ phận khi vẫn dùng các công thức tính toán đã có để xác định xác suất hư hỏng của kết cấu cho thời kỳ tuổi thọ công trình. Do đó, việc đầu tiên là cần xác định hình thức kết cấu của đê (như đê mái nghiêng thông thường, mái nghiêng có cơ, mái nghiêng có tường đỉnh, mái nghiêng có nhiều độ dốc, đê hỗn hợp ngang, đê tường đứng v.v.) và các dạng hư hỏng (failure modes) của kết cấu (như dịch chuyển khối bảo vệ ở mặt trước, và ở mặt sau, dịch chuyển khối bảo vệ ở đáy, gãy vỡ khối bảo vệ, di chuyển tường đỉnh, đất nền không ổn định gây lún sụt, xói chân, sóng tràn đê) cùng công thức tính toán cho từng dạng hư hỏng. Ở đê đá đổ, ổn định của các khối bảo vệ mặt ngoài là một trong các nhân tố rất quan trọng nên cần xác định khối lượng của các khối bảo vệ mặt ngoài này đủ sức bảo đảm ổn định, theo một trong những công thức đã có, chẳng hạn như dùng công thức Hudson để tính toán có thể được xem xét như sau :
 Từ công thức Hudson :

$$M = \frac{\rho_a H^3}{K_D \Delta^3 \cot \alpha} \quad (4)$$

Công thức trên có thể được biểu thị dưới dạng Số ổn định N_s (Stability number) và đường kính khối bảo vệ mặt ngoài danh nghĩa D_n như sau :

$$N_s = H / \Delta D_n = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (5)$$

Trong đó : M - khối lượng của khối bảo vệ mặt ngoài. $\Delta = (\rho_a / \rho_w - 1)$. với ρ_a và ρ_w là mật độ khối lượng của khối bảo vệ mặt ngoài và của nước. H - Chiều cao sóng thiết kế. α -

Góc nghiêng. K_D - Hệ số xác định mức độ hư hỏng. $D_n = \left(\frac{M}{\rho_a} \right)^{1/3}$.

Từ các biểu thức trên, chúng ta có thể phân tích xác định thông số nào là tải trọng, thông số nào là cường độ hay sức kháng, tùy thuộc vào hàm số hư hỏng như khi giá trị lớn hơn sẽ làm cho kết cấu ổn định hơn sẽ là thông số sức kháng, trái lại khi giá trị lớn hơn làm cho kết cấu kém an toàn hơn sẽ là thông số tải trọng, do đó một thông số có thể ở trường hợp này là sức kháng còn ở trường hợp kia là tải trọng, và trong công thức Hudson, chỉ có H là thông số tải trọng, còn lại đều là thông số sức kháng, còn ở công thức van der Meer cho đá đổ, độ dốc sóng là tải trọng cho trường hợp sóng vỡ trào lên (surging waves) và là sức kháng cho trường hợp sóng vỡ đổ nhào (plunging waves).

Từ công thức xác định số ổn định (stability number) (5), chúng ta xác định hàm số hư hỏng như sau:

$$g = Z \cdot \Delta \cdot D_n \cdot (K_D \cot \alpha)^{1/3} - H \quad (6)$$

Trong đó : $g = R - S$. Khi $g \leq 0$ kết cấu bị hư hỏng và khi $g > 0$, kết cấu an toàn, không bị hư hỏng. Các thông số trong hàm số đều là biến số ngẫu nhiên chỉ trừ K_D biểu thị mức độ hư hỏng do người thiết kế chọn. Trị số Z - Biến số ngẫu nhiên, biểu thị tính không chắc chắn của công thức, ở đây trị số trung bình là 1,0. Hàm số hư hỏng với số hạng đầu bên vế phải của phương trình là sức kháng và số hạng thứ 2 là tải trọng. Các hệ số an toàn bộ phận γ_i (biểu thị cả tính không xác định của biến số ngẫu nhiên X_i và tầm quan trọng tương đối của X_i trong hàm số hư hỏng) đều có liên quan đến các giá trị đặc trưng ngẫu

nhiên $X_{i,ch}$ của các biến số ngẫu nhiên và các giá trị này của cường độ (vật liệu), thông thường được chọn với nguyên tắc là các giá trị nằm dưới nó không lớn hơn 5% của các kết quả thí nghiệm, còn giá trị đặc trưng của tải trọng lấy gần đúng là tải trọng với 5% xác suất vượt trong thời kỳ tuổi thọ công trình, nhưng cũng có thể là những giá trị trung bình. Các hệ số an toàn bộ phận cho tải trọng γ_i^{tt} và cho sức kháng γ_i^{sk} thường lớn hơn hay bằng 1 và mối quan hệ với giá trị thiết kế X_i^{tk} và các biến số sức kháng và tải trọng $X_{i,ch}^{sk}$ và $X_{i,ch}^{tt}$ như sau :

$$X_i^{tk} = \gamma_i^{tt} \cdot X_{i,ch}^{tt} \cdot \text{Và} \quad X_i^{tk} = X_{i,ch}^{sk} / \gamma_i^{sk} \quad (7)$$

2. Phương pháp mức độ 2 :

Phương pháp mức độ 2 sử dụng phân bố xác suất trong tính toán xác định xác suất hư hỏng và các hệ số cho mỗi biến số. Trong trường hợp hàm số hư hỏng G là tuyến tính và các biến số cơ bản theo phân bố Gauss, Cornell (1969) đã đề xuất chỉ số độ tin cậy β (reliability index) để trên cơ sở đó xác định xác suất hư hỏng như sau :

$$\beta = \frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (8)$$

Trong đó : μ_G và σ_G phân biệt biểu thị trị số trung bình và độ lệch chuẩn của G và xác suất hư hỏng $P_F = \Phi(-\beta)$. Khi $G = R - S$ trong đó R và S đều là hàm của biến số đơn và không tương quan, phân bố Gauss cho R và S là P_R và P_S có thể gộp vào một phân bố Gauss đơn cho G (Ang và Tang 1984) với μ_G và σ_G^2 như sau :

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad \text{và} \quad \sigma_G^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (9)$$

Khi kết cấu hư hỏng thì $G = 0$ và xác suất hư hỏng P_F (vùng gạch chéo ở bên trái điểm gốc trục tọa độ g và $f_G(g)$) (Hình 1) được biểu thị như sau :

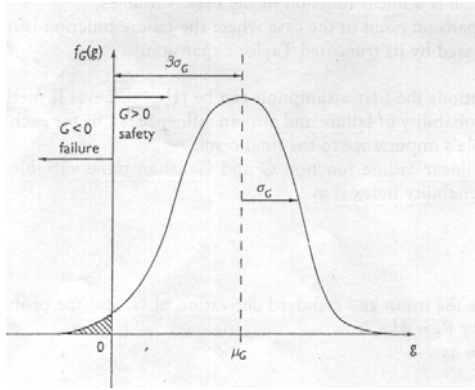
$$P_F = \Phi \left\{ \frac{0 - \mu_G}{\sigma_G} \right\} = \Phi \left(\frac{\mu_G}{\sigma_G} \right) = 1 - \Phi \left(\frac{\mu_G}{\sigma_G} \right) = \Phi(-\beta) \quad (10)$$

Chỉ số độ tin cậy β có thể được biểu thị trong dạng hình học khi xét các biến số chuẩn hóa R' và S' để có hàm số hư hỏng G như sau :

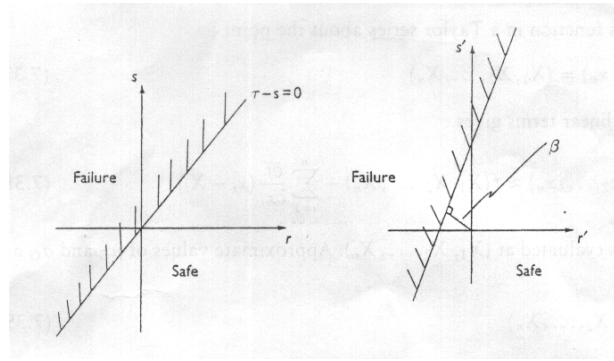
$$G = R - S = \sigma_R R' - \sigma_S S' + (\mu_R - \mu_S) \quad (11)$$

$$\text{Trong đó : } R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad \text{và} \quad S' = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (12)$$

Khi $G = 0$ ta có mặt hư hỏng và khoảng cách ngắn nhất từ tâm trục tọa độ đến mặt phẳng hư hỏng biểu thị chỉ số độ tin cậy β (Hình 2).



Hình 1 Chỉ độ độ tin cậy β .



Hình 2 Biểu thị Chỉ số độ tin cậy

Thí dụ khi cần xác định xác suất gây ngập đê khi cao trình đê được miêu tả bởi phân bố Gauss trung bình là 5 và độ lệch chuẩn là 0,5, được viết là $N(5,0,5)$ và mực nước cao nhất hàng tháng là $N(3,1)$. Như ta biết đê chỉ ngập khi mực nước cao hơn cao trình đỉnh đê và theo (9) ta có $\mu_G = 5 - 3 = 2$ và $\sigma_G^2 = 0,5^2 + 1^2 = 1,25$ và theo (8) ta có $\beta = \frac{2}{\sqrt{1,25}}$ và từ

(10) ta có xác suất hư hỏng $P_F = \Phi\left(\frac{0-2}{\sqrt{1,25}}\right) = \Phi(-1,79) \approx 0,037 \approx 4\%$ Xác suất hư hỏng xấp

xi 4% mỗi tháng).

Khi hàm số hư hỏng G là phi tuyến thì cần tuyến tính hóa hàm số hư hỏng để có trị số gần đúng μ_G và σ_G , bằng cách triển khai hàm hư hỏng (1) trong dạng chuỗi Taylor và chỉ giữ lại thành phần tuyến tính. Từ đó có các trị số gần đúng của μ_G và σ_G như sau :

$$\mu_G \approx f(X_1, X_2, \dots, X_n). \quad (13)$$

$$\sigma_G^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{\partial f}{\partial x_j} \cos(x_i, x_j) \quad (14)$$

Và khi biến số là không tương quan thì ta có :

$$\sigma_G^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 \quad (15)$$

Trong đó, những đại lượng trong dấu Σ biểu thị các yếu tố ảnh hưởng, thường được ký hiệu bằng α_i .

Phương pháp mức độ 2 có 3 biến thể (variant) thường được dùng hiện nay. Đó là phương pháp giá trị trung bình (Mean value approach - MVA), phương pháp điểm thiết kế (Design point approach - FDA) và phương pháp phân bố đầy đủ (Approximate full distribution approach - AFDA), trong đó ở phương pháp MVA, hàm số hư hỏng được khai triển quanh các trị số trung bình của biến số cơ bản. Trị số trung bình và độ lệch chuẩn của hàm số hư hỏng có thể được xem xét trực tiếp từ các phương trình (13), (14), (15) nêu trên. Đây là phương pháp dễ sử dụng nhưng có thể không chính xác nếu hàm số hư hỏng mang tính phi tuyến tính cao, và trong thực tế sử dụng còn nhiều nghi vấn về độ chính xác. Ở phương pháp FDA, Hasofer và Lind (1974) đã giới thiệu một dạng mới của chỉ số độ tin cậy β , là khoảng cách ngắn nhất từ gốc tọa độ đến mặt hư hỏng (cong) trong hệ tọa độ z được tiêu chuẩn hóa, được biểu thị như sau :

$$\beta = \min \left(\sum_{i=1}^n z_i^2 \right) \quad (16)$$

$$\text{Trong đó : } z_i = \frac{x_i - \mu_{xi}}{\sigma_{xi}} \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (17)$$

với z_i nằm trên mặt hư hỏng.

Ở phương pháp AFDA, vẫn sử dụng phương pháp FDA nhưng cho phép biến số không phải Gauss là Y được biểu thị dưới dạng Gauss thông qua biến đổi như sau :

$$Z = \Phi^{-1}(F_Y(y)) \quad (18)$$

Trong đó $F_Y(y)$ là hàm phân bố của Y và Φ là hàm phân bố chuẩn nghịch đảo.

3. Phương pháp mức độ 3 :

Phương pháp mức độ 3 là phương pháp tổng quát nhất của phương pháp độ tin cậy. Mục đích của phương pháp mức độ 3 là xác định được xác suất hư hỏng ở tích phân (2) hoặc (19) nhờ phương pháp số thông qua kỹ thuật tích phân Monte Carlo và mô phỏng Monte Carlo.

$$\iiint_{G>0} f_{x_1}(x_1) f_{x_2}(x_2) \dots f_{x_n}(x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (19)$$

Trong đó : $f_{x_1}(x_1), f_{x_2}(x_2), \dots, f_{x_n}(x_n)$ là những hàm mật độ xác suất giới hạn của biến số tải trọng và cường độ.

Tích phân Monte Carlo được dùng khi có dạng giải tích khép kín của phân bố xác suất của hàm số độ tin cậy và vùng hư hỏng đã được xác định rõ theo biến số cơ bản. Nó cho phép xác định tích phân dựa trên mẫu ngẫu nhiên, tuy nhiên nó sẽ không được thật khi biến số của tích phân tăng và vùng hư hỏng càng trở nên phức tạp.

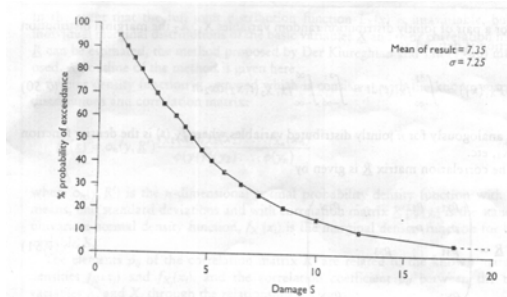
Mô phỏng Monte Carlo được dùng khi có một loạt giá trị của biến số cơ bản được tạo ra với phân bố xác suất thích hợp và các giá trị của hàm số độ tin cậy được xác định .

Thí dụ khi dùng mô phỏng Monte Carlo để dự đoán hư hỏng của dè chắn sóng đá đổ dưới tác động của sóng bằng hàm phản ứng, nhằm dự báo mức độ hư hỏng S đối với lớp đá bảo vệ mặt ngoài, dưới tác động của sóng đổ nhào (plunging wave) như là một hàm số của kết cấu và tải trọng (lấy theo van der Meer 1988a), nhưng để đơn giản trong tính toán, ta chỉ xét phản ứng dưới tác động của sóng bão và xét hàm phân bố của các biến số cơ bản (có mang tính không chắc chắn nhất định) theo phân bố Gauss, được cho ở bảng 1 (mà trong thực tế nên được xác định dựa vào số liệu quan trắc) và phân bố xác suất đạt được, biểu thị mức độ hư hỏng, đối với kết cấu bị hư hỏng nhẹ, như là xác suất vượt (Hình 3) như xác suất khi mức độ hư hỏng vượt 6 là khoảng 10%.

Bảng 1 Số liệu dùng cho tính toán theo phương pháp mức độ 3.

Biến số cơ bản	Phân bố	Trị số trung bình	Độ lệch chuẩn (% của giá trị trung bình)
Chiều cao sóng có nghĩa(m).	Chuẩn.	3,0	10
Góc nghiêng (o).	Không.	0,5	-
Mật độ đá (kg/m ³).	Chuẩn.	2650	5
Đường kính đá danh nghĩa(m).	Chuẩn.	1,3	5
Thông số thấm.	Không.	0,1	-
Độ dốc sóng.	Chuẩn.	0,05	10

Thông số a của van der Meer.	Chuẩn.	6,2	10
Thông số b của van der Meer.	Chuẩn.	0,18	10



Hình 3 Xác suất vượt của hư hỏng dự báo cho kết cấu được thiết kế với hư hỏng nhẹ ($S=2$).

III. Những ưu điểm và tồn tại của phương pháp độ tin cậy :

Phương pháp độ tin cậy đã được dùng để thiết kế nhiều công trình đê chắn sóng. Ở đây chỉ nêu một trường hợp về một đê đá đổ tại Hàn Quốc để làm minh họa như sau :

Đây là đê chắn sóng với một đoạn có dạng hỗn hợp ngang (với đê đứng bằng thùng chìm có lăng thể khối đổ ở phía trước bằng 1 lớp tetrapod 25T) (m/c 7) và các đoạn khác có dạng đê tường đứng với kết cấu là thùng chìm (m/c 11), tại Cảng Donghae (Hàn Quốc), được xây dựng từ 1975-1979, với thiết kế theo phương pháp ấn định (chiều cao sóng thiết kế nước sâu là $H = 8,4m$, và chu kỳ $T = 14s$ theo hướng NE và E), đã bị hư hỏng năm 1987 (với chiều cao sóng có nghĩa cao đến $8,85m$) và được sửa chữa gia cố vào năm 1991 (với tetrapod bảo vệ mặt ngoài nặng 40T phủ lên lớp tetrapod 25T tại đê hỗn hợp ngang (m/c 7), còn tại các đoạn đê đứng dạng thùng chìm (với hệ số an toàn chống trượt ngang được kiểm tra chỉ đạt 1,06) thì phía trước thùng chìm đổ đá và phủ ngoài bằng 2 lớp tetrapod 40T) (m/c 11) với số liệu đầu vào cho tái thiết kế là chiều cao có nghĩa của sóng nước sâu theo hướng NE là $H_s = 8,2m$, chu kỳ là $T_s = 13s$ cho 50 năm hoàn kỳ và tại nơi xây dựng là $H_s = 7,64m$ (tại m/c 11 với độ sâu 18,5m) và $H_s = 5,73m$ (tại m/c 7 với độ sâu 8,0m). Việc tính toán kiểm tra được tiến hành cho trường hợp trước khi bị hư hỏng và sau khi đã được sửa chữa gia cố cho 2 trường hợp chủ yếu là ổn định của các khối bảo vệ mặt ngoài của mái bằng tetrapod và ổn định chống trượt ngang của thân đê thùng chìm với xác suất hư hỏng cho phép của lớp bảo vệ mặt ngoài với tuổi thọ 50 năm được kiến nghị là 40% cho các công thức ổn định hiện hữu. trong lúc xác suất hư hỏng cho phép của trượt ngang thùng chìm được kiến nghị là 20% theo tiêu chuẩn hư hỏng cho khoảng cách trượt tích lũy cho suốt thời kỳ tuổi thọ là 0,1m. Và việc kiểm tra đã tiến hành theo cả 3 phương pháp mức độ 1, mức độ 2, mức độ 3 của phương pháp thiết kế theo độ tin cậy cho thấy xác suất hư hỏng trước khi công trình bị hư hỏng là cao nhiều so với xác suất cho phép cho cả trường hợp ổn định của khối bảo vệ mặt ngoài và trượt ngang của thùng chìm, chứng tỏ đê đã được thiết kế dưới mức an toàn quy định, trong lúc xác suất hư hỏng của đê là bé hơn nhiều so với xác suất cho phép lúc đã được gia cố, điều đó chứng tỏ đê đã được gia cố an toàn hơn và ngoài ra, qua kiểm tra cho thấy không có sai biệt lớn trong kết quả giữa các phương pháp độ tin cậy khác nhau.

Trong kiểm tra đê chắn sóng sau bão năm 1991 đã sử dụng quan hệ giữa chiều cao sóng có nghĩa ở nước sâu H_0 với chu kỳ sóng có nghĩa T_s như sau : (Bảng 2).

Bảng 2

Chu kỳ lặp (năm)	Chiều cao sóng (m)	Chu kỳ sóng (s)
10	6,3	10,0
20	7,1	11,0
30	7,6	12,0
50	8,2	13,0
70	8,6	13,0
100	9,0	14,0

$$T_s = 1,454H_0 + 0,824 \quad (20)$$

Và phân bố xác suất lũy tích của chiều cao sóng cực trị như sau :

$$F(x) = 1 - \exp \left\{ - \left[\frac{x - 3,037}{1,493} \right]^{1,1} \right\} \quad (21)$$

Và ở nước cạn là :

$$H_s = 0,471 \ln T_R + 3,872 \text{ và } T_s = 3,631 H_s - 8,015 \text{ (m/c7)} \quad (22)$$

$$H_s = 1,168 \ln T_R + 3,067 \text{ và } T_s = 1,467 H_s + 1,537 \text{ (m/c 11)} \quad (23)$$

Trong đó : T_R - Chu kỳ lặp.

Kiểm tra theo phương pháp mức độ 1 cho ổn định của khối bảo vệ mặt ngoài khi dùng hệ thống hệ số an toàn bộ phận được phát triển bởi Burcharth và Sorensen (2000) cho đề hỗn hợp ngang với khối bảo vệ mặt ngoài là tetrapod 25T (m/c 7) trước khi hư hỏng do bão và được gia cố thêm tetrapod 40T sau bão, được tiến hành theo công thức Hudson (1959) (thay vì dùng công thức Hanzawa và đồng nghiệp, (1996), vì các hệ số cần thiết cho việc tính toán hệ số an toàn bộ phận không được biểu thị) như sau :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad (24)$$

$$D_n \geq \frac{\gamma_z \gamma_{H_s} H_s}{(K_D \cot \alpha)^{1/3} \Delta} \quad (25)$$

Trong đó : N_s - Số ổn định, lấy bằng 7,0 cho sóng vỡ tác động lên thân đê được bảo vệ bởi tetrapod.. γ_z, γ_{H_s} - Hệ số an toàn bộ phận cho sức kháng và cho tải trọng.

Đoạn đê là thùng chìm, được gia cố bằng tetrapod 40T sau bão (m/c 11), được kiểm tra theo công thức van der Meer (1988c) như sau :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = \left(3,75 \frac{N_0^{0,5}}{N^{0,25}} + 0,85 \right) S_z^{-0,2} \quad (26)$$

$$D_n \geq \frac{\gamma_z \gamma_{H_s} H_s}{\left(3,75 \frac{N_0^{0,5}}{N^{0,25}} + 0,85 \right) S_z^{-0,2}} \quad (27)$$

Trong đó : N_0 là hư hỏng tương đối được van der Meer (1988c) định nghĩa là số khối dịch chuyển trong chiều rộng bằng đường kính danh nghĩa D_n (dọc theo chiều dài của đê), lấy N_0 bằng 1,5. N là số sóng trong 1 trận bão, lấy bằng 1.000 (tương đương với 3 giờ bão). s_z - Độ dốc của sóng ($s_z = 2\pi H_s / (g T_z^2)$) trong đó chu kỳ trung bình $T_z = T_s / 1,15$.

Các hệ số an toàn bộ phận được xác định như sau :

$$\gamma H_s = \frac{H_s^{T_{pf}}}{H_s^{T_1}} + \sigma_{F_{H_s}} \left[\left(\frac{H_s^{3T_1}}{H_s^{T_1}} \right)^{k_\beta P_f} \right] + \frac{k_s}{\sqrt{P_f N_e}} \quad (28)$$

$$\gamma_z = 1 - k_\alpha \ln P_f \quad (29)$$

Trong đó : T_1 - Tuổi thọ của đê. P_f - Xác suất hư hỏng trong thời kỳ tuổi thọ. $H_s^{T_1}$ và $H_s^{3T_1}$ - Chiều cao sóng có nghĩa ứng với hoàn kỳ T_1 và $3T_1$. $H_s^{T_{pf}}$ - Chiều cao sóng có nghĩa ứng với hoàn kỳ cân bằng T_{pf} , được tính theo công thức $T_{pf} = (1 - (1 - P_f)^{1/T_1})^{-1}$.

$\sigma_{F_{H_s}}^l$ - (lấy bằng 0,15) Hệ số biến đổi của hàm F_{H_s} , được miêu tả như một hệ số của H_s . F_{H_s} biểu thị sai số đo, có giá trị trung bình bằng 1,0. Trong công thức Hudson, đã được thay thế bằng tetrapod. N_e - Số số liệu được dùng trong phân bố cực trị (lấy bằng 44). Các hệ số xác định quy trình hợp lý của hệ số an toàn bộ phận là k_α (lấy bằng 0,036 cho công thức Hudson và lấy bằng 0,026 cho công thức van der Meer), k_β (lấy bằng 151 cho công thức Hudson và lấy bằng 38 cho công thức van der Meer) và k_s (là hằng số và lấy bằng 0,05).

Kết quả kiểm tra cho thấy xác suất hư hỏng của đoạn đê hỗn hợp ngang với khối bảo vệ mặt ngoài là tetrapod 25T (m/c 7) là khoảng 60%, và sau khi bảo vệ thêm bằng tetrapod 40T là khoảng 18%, còn đối với đê đứng thùng chìm sau khi bảo vệ thêm mặt ngoài bằng tetrapod 40T (m/c 11) cũng là khoảng 18%. Điều đó cũng chỉ ra là đối với tetrapod có trọng lượng nhất định thì xác suất hư hỏng ở vùng nước cạn là lớn hơn ở vùng nước sâu đối với những khối có trọng lượng nhỏ hơn, và ngược lại đối với những trọng lượng lớn hơn.

Kiểm tra theo phương pháp mức độ 2 cho ổn định của khối bảo vệ mặt ngoài vẫn sử dụng công thức Hudson cho đoạn đê hỗn hợp ngang (m/c7), và dùng công thức van der Meer cho đoạn đê đứng dạng thùng chìm được gia cố tetrapod 40T sau bão (m/c11), trong đó các giá trị trung bình, độ lệch chuẩn, hệ số biến đổi, phân bố xác suất cho mỗi biến số thiết kế, theo công thức Hudson và van der Meer (trên cơ sở van der Meer 1999a và PIANC 1992) dựa theo số liệu ở bảng 3.

Bảng 3

Công thức	Biến số	Giá trị trung bình	Độ lệch chuẩn	Hệ số biến đổi	Phân bố Xác suất
Hudson	ΔD_n (m)	Khác nhau 1,233	Khác nhau 0,047	0,067 0,038	Chuẩn Chuẩn
	$\cos \alpha$	1,5	0,075	0,05	Chuẩn
	H_s (m)	Các thông số A, B và k	Như trước	Như trước	Weibul
	F_{H_s} (m) α_1	0,25 0,10	0,10	0,10	Chuẩn Chuẩn
Van der Meer	ΔD_n (m)	Khác nhau 1,233	Khác nhau 0,047	0,067 0,038	Chuẩn Chuẩn
	N_0	1,5	0,375	0,25	Chuẩn

	H_s (m)	Các thông số A, B và k	Như trước	Như trước	Weibul
	F_{H_s} (m)		0,25		Chuẩn
	s_z	Khác nhau	Khác nhau	0,059	Chuẩn
	α_2	1,0	0,10	0,10	Chuẩn

Trong đó Hàm số độ tin cậy của công thức Hudson và van der Meer đối với tetrapod là :

$$f = \alpha_1 \Delta D_n (K_D \cot \alpha)^{1/3} - (H_s + F_{H_s}) \quad (30)$$

$$f = \alpha_2 \Delta D_n \left(3,75 \frac{N_0^{0,5}}{N^{0,25}} + 0,85 \right) - (H_s + F_{H_s}) s_z^{0,2} \quad (31)$$

Trong đó : α_1, α_2 - Biến số biểu thị tính không chắc chắn trong mỗi công thức. Các biến số thiết kế được giả thiết là độc lập, không có mối tương quan giữa nhau. Có thể dùng phương pháp độ tin cậy bậc nhất (FORM) với phân bố đầy đủ gần đúng (AFDA) để tính toán các điểm thiết kế cho mỗi biến số và chỉ số độ tin cậy của chúng bằng phương pháp đúng dần (Ang và Tang, 1984). Kết quả tính toán cho thấy xác suất hư hỏng của đê hỗn hợp ngang (m/c7) trước gia cố là khoảng 60%, giống như kết quả ở phương pháp mức độ 1, trong lúc sẽ là khoảng 23% sau gia cố bằng tetrapod 40T, có phần lớn hơn 1 chút so với phương pháp mức độ 1 và bằng khoảng 25% đối với đê đứng. thùng chìm, sau gia cố bằng tetrapod 40T (m/c11). Và cũng như ở phân tích trong phương pháp mức độ 1, đối với tetrapod có trọng lượng nhất định thì xác suất hư hỏng ở vùng nước cạn là lớn hơn so với ở vùng nước sâu cho các trọng lượng bé hơn và ngược lại cho các trọng lượng lớn hơn.

Kiểm tra theo phương pháp mức độ 3 cho ổn định của khối bảo vệ mặt ngoài đã được tiến hành cho đê đứng được gia cố bằng tetrapod 40T sau bão (m/c11) theo công thức van der Meer (1988a), cũng như cho trường hợp theo phương pháp mức độ 1 và mức độ 2 nhưng với đoạn đê hỗn hợp ngang với khối bảo vệ mặt ngoài là tetrapod 25T (m/c7) thì kiểm tra theo công thức Hanzawa và đồng nghiệp (1996) như sau:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_n} = 2,32 \left(\frac{N_0}{N^{0,5}} \right) + 1,33 \quad (32)$$

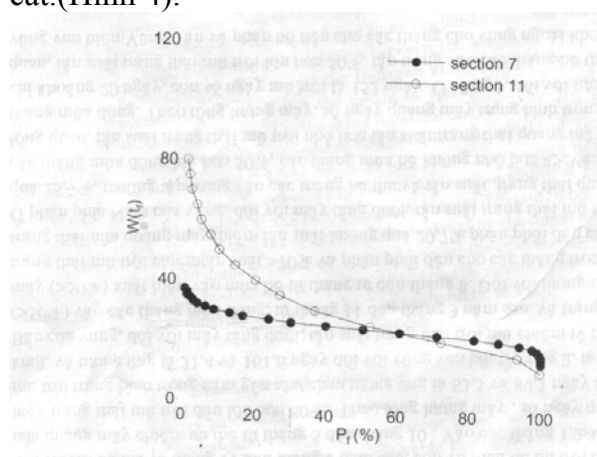
Do trước đây, ở phương pháp mức độ 1 và mức độ 2 đã sử dụng công thức Hudson để tính cho đoạn đê hỗn hợp ngang với tetrapod 25T (m/c 7), và nay sử dụng công thức Hanzawa và đồng nghiệp (1996) nên cần so sánh tìm tương quan, và nhận thấy công thức Hanzawa với $N_0 = 0,2$ phù hợp với công thức Hudson, do đó $N_0 = 0,2$ được dùng như độ hư hỏng tương đối của tetrapod và $N_0 = 1,5$ là cho công thức van der Meer.

Khi kiểm tra theo phương pháp mức độ 3, theo công thức Hanzawa cùng đồng nghiệp (1996) và Suh cùng đồng nghiệp (2000) đã tiến hành 2.000 lần mô phỏng để xác định xác suất hư hỏng.

Qua kết quả kiểm tra theo phương pháp mức độ 3 cho thấy (qua đồ thị quan hệ giữa hàm số hư hỏng $P_f(\%)$ - trục ngang và trọng lượng khối tetrapod ứng với tuổi thọ 50 năm $W(t_f)$ - trục đứng), xác suất hư hỏng của đoạn đê hỗn hợp ngang với khối bảo vệ mặt ngoài tetrapod 25T (m/c 7) trước bão, và được gia cố thêm sau bão bằng tetrapod 40T phân biệt là 40% và 3%, nghĩa là cả 2 đều nhỏ hơn nhiều so với kết quả tính toán theo phương pháp mức độ 1 và mức độ 2, còn xác suất hư hỏng của đoạn đê thùng chìm, được gia cố thêm sau bão bằng tetrapod 40T (m/c 11) là khoảng 20%, nằm giữa kết quả theo phương pháp

mức độ 1 và mức độ 2. Điều này cho thấy có xu thế là xác suất hư hỏng của các tetrapod ở vùng nước cạn (ở m/c 7 với độ sâu 8,0m) với các tetrapod có trọng lượng nhỏ hơn là hơn ở vùng nước sâu (ở m/c 11 với độ sâu 18,5m) và ngược lại với các tetrapod có trọng lượng lớn hơn, nhất là ở phương pháp mức độ 1 và mức độ 2.

Qua các kết quả tính toán trên, khi xét đồ thị quan hệ giữa trọng lượng khối tetrapod $W(t_f)$ - trục ngang, với độ hư hỏng tương đối N_0 - trục đứng, khi dùng công thức khác nhau cho đoạn đề khác nhau, với độ hư hỏng tương đối khác nhau (như ở m/c 7 dùng công thức Hanzawa để tính, với độ hư hỏng tương đối N_0 là 0,2 (với trọng lượng tetrapod tương ứng là khoảng 25T), còn ở m/c 11 thì dùng công thức van der Meer để tính với N_0 là 1,5 (với trọng lượng tetrapod tương ứng khoảng 30T). Trọng lượng của tetrapod ở 2 mặt cắt cũng không có chênh lệch nhiều (bằng khoảng 25T cho m/c 7 với $N_0 = 0,2$) và (bằng khoảng 30T cho m/c 11 với $N_0 = 1,5$). Như vậy là tuy có vẻ khác biệt nhiều đối với các mặt cắt khác nhau, nhưng không có khác biệt lớn giữa trọng lượng khối tetrapod, được tính theo công thức khác nhau và với độ hư hỏng tương đối khác nhau. Nếu xét quan hệ giữa độ hư hỏng tương đối N_0 - trục ngang với xác suất hư hỏng $P_f(\%)$ - trục đứng thì kết quả tính toán ở 2 mặt cắt tuy có vẻ có khác biệt lớn, nhưng xác suất hư hỏng $P_f(\%)$ ứng với độ hư hỏng tương đối N_0 là chỉ khoảng 40% (thực chất có thể là khoảng 30%) cho cả 2 mặt cắt. (Hình 4).



Hình 4 Quan hệ giữa trọng lượng tetrapod $W(t_f)$ và xác suất hư hỏng $P_f(\%)$

Tuy nhiên, một vấn đề mấu chốt cần được đặt ra là phải xác định xác suất hư hỏng cho phép để có thể đánh giá tính ổn định của các khối bảo vệ mặt ngoài đê chắn sóng mái nghiêng đá đổ, trên cơ sở của việc phân tích độ tin cậy qua phương pháp xác suất như đã tiến hành ở trên. Trên thực tế, xác suất hư hỏng cho phép chỉ mới được kiến nghị cho trường hợp trượt ngang của thùng chìm ở đê đứng (do Nagao cùng đồng nghiệp, (1995) và Shimosako và Takahashi (1998) đề xuất), còn đối với ổn định của lớp khối bảo vệ mặt ngoài ở đê mái nghiêng đá đổ thì chưa. Qua việc kiểm tra đê chắn sóng ở Cảng Donghae bằng các phương pháp độ tin cậy đã cho thấy có thể giải quyết vấn đề này, trên cơ sở các kết quả đạt được (bảng 4)

Bảng 4 Xác suất hư hỏng (%) của các khối bảo vệ mặt ngoài theo các phương pháp thiết kế độ tin cậy khác nhau cho các mặt cắt khác nhau.

Phương pháp	M/c 7 trước gia cố	M/c 7 sau gia cố	M/c 11 sau gia cố
Mức độ 1	60	18	18
Mức độ 2	60	23	20

Mức độ 3	40	3	20
----------	----	---	----

và biểu đồ quan hệ giữa độ hư hỏng tương đối N_0 - trực ngang và xác suất hư hỏng $P_f(\%)$ - trực đứng, các tác giả đã kiến nghị xác suất hư hỏng cho phép của bê tông cốt thép có tuổi thọ là 50 năm là 40%, Lý do cho kiến nghị này của các tác giả là xuất phát từ kết quả kiểm tra ở m/c 7 trước gia cố, xác suất hư hỏng đều lớn hơn xác suất cho phép đối với tất cả các phương pháp, chứng tỏ rằng khối bảo vệ mặt ngoài là không ổn định. Còn xác suất hư hỏng của cả 2 m/c sau gia cố đều bé thua 40%, chứng tỏ các khối bảo vệ mặt ngoài sau gia cố là ổn định. Tuy nhiên, theo chúng tôi, có lẽ nên lấy xác suất hư hỏng cho phép là 30% vì đối với m/c 7 trước gia cố được kiểm tra theo các phương pháp thì xác suất hư hỏng đều lớn hơn 30%, còn đối với m/c 7 và m/c 11 sau gia cố thì xác suất hư hỏng đều nhỏ hơn 30% (trong đó các giá trị ứng với phương pháp mức độ 2 cho m/c 7 là 23% và cho m/c 11 là 25% là những giá trị lớn nhất cho các mặt cắt) nên giá trị 23% hay 25% cùng với giá trị 40% ứng với m/c 7 được kiểm tra theo phương pháp mức độ 3 nên được coi những giá trị giới hạn để tìm trị số trung bình (chính là giá trị 30%) nhằm xác định xác suất hư hỏng cho phép để bảo đảm mức độ an toàn thực tế của công trình, cho dù phương pháp độ tin cậy cho kết quả chính xác hơn (nhất là phương pháp mức độ 3 cho kết quả về xác suất hư hỏng thấp hơn nhiều so với phương pháp mức độ 1 và mức độ 2 như 40% so với 60% và 60% hay 3% so với 18% và 23% - bảng 3) và so với phương pháp truyền thống hay phương pháp ấn định. (đã cho thấy qua thực tế bê tông ở cảng Donghae – Hàn Quốc với xác suất hư hỏng vượt 60%) tuy đã được sử dụng với công thức khác nhau khi tính toán trọng lượng các khối tetrapod.

Khi xem xét đường quan hệ giữa xác suất hư hỏng $P_f(\%)$ - trực ngang và trọng lượng khối tetrapod $W(t_f)$ - trực đứng được tính theo từng phương pháp đã cho thấy, ở m/c 7, phương pháp mức độ 1 và mức độ 2 cho kết quả tương tự về xác suất hư hỏng cũng như về trọng lượng tetrapod, còn phương pháp mức độ 3 thì cho trọng lượng tetrapod bé hơn (có sự khác biệt lớn) so với các phương pháp khác khi xác suất hư hỏng bé hơn, còn ở m/c 11 (khi công thức van der Meer được dùng cho các phương pháp) thì các phương pháp đều cho kết quả tương tự nhau, dù phương pháp mức độ 1 và mức độ 3 có hơi bé hơn một ít.. Nguyên nhân của sự khác biệt này ở m/c 7 vẫn chưa được xác định rõ ràng, cho dù có thể là do dùng công thức khác nhau để xác định ổn định của khối bảo vệ mặt ngoài, như dùng công thức Hudson cho phương pháp mức độ 1, mức độ 2 và dùng công thức Hanzawa cho phương pháp mức độ 3, dù trước đây đã dùng công thức Hudson, nhưng giữa 2 công thức đã có sự tương thích nhất định khi qua đường quan hệ giữa chiều cao sóng có nghĩa $H_s(m)$ - trực ngang và trọng lượng khối tetrapod tính được qua công thức Hudson và Hanzawa $W(t_f)$ - trực đứng, khi dùng độ hư hỏng tương đối N_0 khác nhau ở công thức Hanzawa, cho thấy công thức Hanzawa với $N_0 = 0,2$ phù hợp với tính toán tetrapod theo công thức Hudson (khi dùng hệ số ổn định $K_D = 7,0$ cho trường hợp sóng vỡ tại thân bê tông được bảo vệ bằng tetrapod) và cũng phù hợp với $N_0 = 1,5$ cho công thức van der Meer, do không cho sự sai biệt lớn về trọng lượng khối tetrapod cũng như xác suất hư hỏng khi dùng độ hư hỏng tương đối N_0 khác nhau.

Qua kết quả trên, ta cũng thấy ở phương pháp mức độ 3 tính toán theo công thức Hanzawa cho m/c 7, xác suất hư hỏng tăng nhanh theo độ giảm của trọng lượng tetrapod như khi trọng lượng tetrapod giảm từ 25T xuống 20T thì xác suất hư hỏng tăng từ 40% đến 90%, còn theo phương pháp mức độ 2 tính toán theo công thức Hudson thì từ 60% đến 80%.

IV. Các kết luận và kiến nghị :

Từ các vấn đề được nêu ra ở trên về việc sử dụng phương pháp độ tin cậy trong thiết kế đê chắn sóng, có thể rút ra một số kết luận và kiến nghị sơ bộ như sau :

1. Qua ứng dụng thực tế cho thấy khi dùng phương pháp truyền thống hay phương pháp ấn định (traditional deterministic methods) để thiết kế công trình có thể sẽ cho kết quả ở mức an toàn thấp, và công trình thường bị hư hỏng, (với xác suất hư hỏng khá lớn) trong lúc nếu dùng phương pháp độ tin cậy sẽ thấy được mức độ an toàn của công trình, do vậy, nên dùng phương pháp độ tin cậy trong tính toán thiết kế công trình, với ưu điểm chủ yếu là xác định được xác suất hư hỏng (biểu thị mức độ vượt nào đó đối với khả năng phản ứng của kết cấu và nền móng công trình trước tác động của tải trọng từ môi trường) trên cơ sở xem xét các yếu tố ảnh hưởng đến an toàn của công trình, cho phép người thiết kế có thể đánh giá một cách hợp lý và khách quan hơn độ tin cậy cũng như mức độ hư hỏng của công trình, so với cách đánh giá và xác định chủ quan trước đây. Ngoài ra, công thức được sử dụng trong phương pháp độ tin cậy cũng cần được chọn để thích hợp hơn trong việc miêu tả các dạng hư hỏng của công trình, để từ đó xác định chính xác hơn xác suất hư hỏng.

2. Do kết quả tính toán theo các phương pháp độ tin cậy khác nhau (phương pháp mức độ 1, phương pháp mức độ 2 và phương pháp mức độ 3) không có độ chênh lệch lớn, nhất là giữa phương pháp mức độ 1 và mức độ 2 nên có thể sử dụng một trong các phương pháp trên để tính toán thiết kế công trình.

3. Trong thiết kế theo phương pháp độ tin cậy, nên xác lập “xác suất hư hỏng cho phép” để làm chuẩn cho việc thiết kế, tuy nhiên đây là vấn đề rất khó xác định do yêu cầu về độ an toàn của mỗi công trình luôn có sự khác nhau, có sự phụ thuộc nhất định vào yếu tố kinh tế. Theo tài liệu nghiên cứu đê chắn sóng ở Cảng Donghae (Hàn Quốc) thì xác suất hư hỏng cho phép của tetrapod bảo vệ mặt ngoài của đê với tuổi thọ 50 năm được xác định là vào khoảng 40%, bất chấp có những tiêu chuẩn khác nhau về độ hư hỏng tương đối của lớp bảo vệ mặt ngoài này theo các công thức khác nhau, tuy nhiên đây cũng là vấn đề được các giả đề nghị tiếp tục nghiên cứu để tìm ra sự khác biệt cho độ hư hỏng tương đối cho phép của các công thức khác nhau. Theo chúng tôi, xác suất hư hỏng cho phép nên được xác định dựa vào việc tính toán kiểm tra một số công trình sau khi được xây dựng và được thử thách với các giải pháp kết cấu riêng, và theo các phương pháp tính toán khác nhau. Tuy nhiên, nếu dựa theo kết quả kiểm tra ở đê chắn sóng Cảng Donghae (Hàn Quốc) thì nên lấy bằng trị số trung bình giữa kết quả thấp nhất cho trường hợp xấu nhất (bị hư hỏng), trước gia cố sửa chữa, theo phương pháp mức độ 3 (với độ tin cậy cao hơn) với kết quả theo phương pháp mức độ 1 hay mức độ 2 cho trường hợp tốt hơn, sau gia cố sửa chữa, theo đó, xác suất hư hỏng cho phép đối với ổn định của khối bảo vệ mặt ngoài của đê đá đổ nên là 30% thay vì 40% như kiến nghị ở trên.

V. Tài liệu tham khảo :

- [1] Seung-Woo Kim, Kyung-Duck Suh : “Application of Reliability Design Methods to Donghae Harbor Breakwater”. Coastal Engineering Journal. Vol 48. No 1 (2006). P31-57.
- [2] Report of the Working No 12 of the Permanent Technical Committee II : “ Analysis of Rubble Mound Breakwaters “ (Supplement to Bulletin 78/79 (1992)).
- [3] B.D.Koschiukov : Nadejnoschi morskix pritrlov i ich reconstruxia (Độ tin cậy của bến cảng biển và việc cải tạo nâng cấp) (Bản tiếng Nga). 1987.
- [4] Hocine Oumeraci và các đồng tác giả : “Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters”.2001.

- [5] IC. Meadowcroft và các đồng tác giả : “Development of New Risk Assessment Procedures for Coastal Structures”. Advances in Coastal Structures and Breakwaters P6-25. 1995.
- [6] Dominic Reeve và các đồng tác giả : “Design, Reliability and Risk”. Coastal Engineering-Process, Theory and Design Practice. Chapter7. 2004.
- [7] C.Guedes Soares : “Risk and Reliability in Marine Technology”.1998.
- [8]Coastal Engineering Manuel Part III Chapter6 : “Reliability based Design of Coastal Structures”. 1998.
- [9] Manual on the Use of Rock in Hydraulic Engineering. CUR.2000 : “Probabilistic Approach” P2.28-2.57. 2000.