

KẾT CẤU KÈ BẢO VỆ MÁI DỐC, TÍNH TOÁN KẾT CẤU TỰ CHÈN PĐT- CM- 5874 VÀ CHÂN KÈ HWRU-TOE-2001 BẰNG PHẦN MỀM ABAQUS

KS. Phan Tấn Huy - Công ty Hưng Việt Technology TP HCM

GS.TSKH. Nguyễn Đăng Hưng - Công ty Hưng Việt Technology TP HCM

TS. Nguyễn Văn Hiếu - Khoa Xây Dựng - ĐH Kiến Trúc Tp. HCM

TS. Phan Đức Tác - Nguyên Chuyên viên Bộ NN và PTNT

GS.TS. Nguyễn Văn Mạo - Đại học Thủy lợi Hà Nội

Tóm tắt: Các nghiên cứu cải tiến và phát triển kè bảo vệ mái dốc có kết cấu mảng mềm và chân khay bằng đá đổ trong ống bê tông từ những năm 70 của thế kỉ 20 trở lại đây đã có những đóng góp đáng kể về mặt thực tiễn và lí luận trong kĩ thuật đê kè ở nước ta. Các tác giả của bài báo đã cung cấp các thông tin về tình hình nghiên cứu và phát triển hai loại kết cấu này, đồng thời giới thiệu kết quả phân tích kết cấu mảng mềm CM- 5874 và chân kè HWRU-TOE- 2001 bằng phần mềm ABAQUS. Các nhận định từ các kết quả tính toán mới phù hợp với những nhận định của các nghiên cứu bằng thực nghiệm và các mô hình toán khác về tính bền vững, về khả năng giảm thiểu chiều dày kết cấu vẫn đảm bảo được điều kiện an toàn theo thiết kế đã tạo ra triển vọng mới cho việc nghiên cứu tối ưu kết cấu để thích ứng được với những tác động ngày một phức tạp hơn của thiên nhiên. Nội dung của bài báo là những thông tin tham khảo tốt cho công tác nghiên cứu và thiết kế công trình bảo vệ bờ sông, bờ biển ở nước ta.

Trong một số năm gần đây thiên tai bất thường như bão lớn, mưa to, trượt lở đất... liên tiếp xảy ra ở nước ta. Những tác động xấu của tự nhiên đã gây ra cho chúng ta những thiệt hại lớn về người và của. Để hạn chế thấp nhất những thiệt hại do thiên tai, nhà nước Việt Nam đã có những chiến lược và những dự án cụ thể nhằm thích ứng với những kịch bản về biến đổi khí hậu toàn cầu ảnh hưởng đến nước ta.

Nghiên cứu đề xuất và tính toán các kết cấu mới để bảo vệ bờ sông, bờ biển có khả năng thích ứng được các tác động ngày càng gia tăng của tự nhiên là một trong những đóng góp thiết thực vào các nghiên cứu trong lĩnh vực đê điều và bảo vệ bờ hiện nay. Các tác giả của bài báo giới thiệu tóm tắt quá trình phát triển kết cấu kè mảng mềm bằng các cấu kiện bê tông liên kết tự chèn và kết cấu chân kè HWRU-TOE-2001 đồng thời giới thiệu kết quả phân tích loại kết cấu này bằng phần mềm ABAQUS làm tài liệu tham khảo cho các nghiên cứu lựa chọn và thiết kế kết cấu kè bảo vệ mái dốc.

1. KHÁI QUÁT VỀ TÌNH HÌNH PHÁT TRIỂN KÈ BẢO VỆ MÁI DỐC Ở VIỆT NAM

Mái đê, bờ sông, bờ biển thường xuyên chịu tác động của sóng và dòng chảy... Các tác động này là nguyên nhân chính gây ra xói lở bờ sông, bờ biển, phá vỡ hệ thống đê điều gây ra thảm họa cho những người sống ven sông, ven biển. Hàng năm nhà nước phải bỏ ra một khoản kinh phí lớn để khắc phục hậu quả do xói lở bờ sông, bờ biển và ngập lụt do vỡ đê.

Để giảm thiểu nguy cơ xói lở bờ, trong xây dựng người ta sử dụng kết cấu bảo vệ mái dốc được gọi là kè bảo vệ mái dốc (KBVMD). Kè có hai bộ phận chính chịu tác động trực tiếp của sóng và dòng chảy là thân kè và chân kè. Trong nhiều năm qua Việt Nam đã sử dụng công nghệ truyền thống, nghiên cứu sáng chế và ứng dụng nhiều công nghệ nước ngoài nên hiện nay kết cấu KBVMD tồn tại ở nước ta tương đối phong phú và đa dạng. Tuy nhiên có thể khái quát kết cấu thân kè thành một số dạng kết cấu chính.

Dạng thứ nhất là kết cấu rời rạc như kê đá đổ, đá xếp, cấu kiện bê tông không liên kết... Dạng thứ hai là kết cấu liên khối như đá xây, bê tông, bê tông cốt thép liên khối. Dạng thứ ba là kết cấu mảng mềm như các mảng bằng cấu kiện bê tông tự chèn, cấu kiện bê tông cài vào lưới thép, các cấu kiện bê tông khâu dây ni lông... Dạng thứ tư là các kết cấu mềm như túi cao su cát... Kết cấu chân kê cũng có nhiều dạng. Dạng thứ nhất là các khối đá xếp, khối bê tông xếp liên kê... Dạng thứ hai là kết cấu cứng như các tường đá xây, tường bê tông, bê tông cốt thép... Dạng thứ ba là các ống bê tông đúc sẵn có chu vi tròn hoặc đa giác trong bê tông cốt thép... Tùy từng điều kiện cụ thể các kết cấu trên cũng đã bộc lộ rõ ưu nhược điểm sau những lần gặp bão lũ.

Tùy thuộc vào tầm quan trọng và quy mô của dự án, KBVMD được thiết kế ở những mức đảm bảo về an toàn khác nhau. Phần lớn các dự án tính toán theo tiêu chuẩn kỹ thuật mới chỉ làm việc đến bão cấp 9 cấp 10. Liên tiếp hai năm 2005 và 2006 bão đã đổ bộ trực tiếp vào Thanh Hoá và Nam Định với cấp độ lớn hơn cấp độ thiết kế, đe dọa bị tràn, KBVMD bị hư hỏng, có kê bị phá huỷ hoàn toàn. Trên cùng đoạn đê được sử dụng nhiều kiểu kết cấu thì kết cấu kê mảng mềm bằng các cấu kiện bê tông tự chèn, chân kê bằng các ống bê tông trong đổ đá học thì mức độ hư hỏng ít hơn so với các hình thức kết cấu khác. KBVMD chống xói lở bờ sông ở khu vực Sài Gòn và đồng bằng Nam Bộ cũng tương đối đa dạng. Trong nhiều năm qua kết cấu mảng mềm bằng các khối bê tông tự chèn trợ giúp bằng lưới thép có nhiều thuận lợi trong thi công và bền vững trước tác động của các dòng chảy gây xói của sông đã được ứng dụng vào nhiều dự án ở đồng bằng sông Cửu Long...

Kết cấu KBVMD bằng các cấu kiện bê tông như T_1 , T_2 , T_3 , TSC-178 đã được đưa vào xây dựng ở nước ta từ những năm cuối thập kỷ 70 của thế kỷ 20, trong đó đáng chú ý là kết cấu TSC-178, tác giả là Phan Đức Tác có liên kết tự chèn để tạo thành mảng mềm, đã được cấp bằng độc quyền sáng chế. Tuy vậy mãi đến những năm đầu của thập kỷ 90 sau

khi kết thúc đề tài khoa học công nghệ cấp nhà nước “Nghiên cứu hoàn thiện công nghệ kết cấu TSC-178”, kết cấu được kiểm chứng bằng những thí nghiệm thực hiện ở phòng thí nghiệm vật rắn biến dạng trường Đại học Thủy lợi và phòng Thí nghiệm thủy lực của Viện Khoa học Thủy lợi, kết cấu TSC-178 mới có sức thuyết phục về cơ sở khoa học và thực tiễn. Các nội dung nghiên cứu chính về kết cấu KBVMD mảng mềm và kết cấu TSC-178 thời kỳ này đã được công bố trong luận án tiến sĩ Phan Đức Tác, Hà Nội 1996. Năm 2006 TS Phan Đức Tác lại đề xuất kết cấu PĐT-CM 5874 có khả năng tạo mảng mềm có độ linh hoạt và mềm dẻo hơn các kết cấu đã có trước đây.

Cùng với các nghiên cứu thân kê, chân kê cũng được quan tâm một cách tích cực. Kết cấu chân kê bằng ống bê tông có tiết diện tròn trong đổ đá học đã được ứng dụng nhiều dự án ở nước ta từ những năm 70 của thế kỷ 20. Loại chân kê này có ưu điểm chính là ít bị biến dạng lún. Nhược điểm chính của nó là tiếp xúc giữa các ống bê tông tròn không tốt nên dễ bị biến dạng cục bộ và biến dạng thấm của khối đất chân kê. Nhóm các nhà khoa học tham gia đề tài khoa học công nghệ cấp bộ do GS.TS Nguyễn Văn Mạo trường Đại học Thủy lợi làm chủ nhiệm đã đề xuất loại chân kê HWRU-TOE với các ống bê tông có mặt cắt hình lục giác trong đổ đá học đã khắc phục được những nhược điểm của chân kê ống tròn nói trên [12]. Kết cấu này đã được phân tích công phu bằng mô hình toán và thí nghiệm trong máng sóng ở phòng thí nghiệm thủy lực tổng hợp trường ĐH Thủy lợi. Năm 2001, kết cấu HWRU-TOE lần đầu tiên được thử nghiệm vào dự án khoa học song phương Bỉ-Việt (ANTIERO) ở bờ biển Hàm Tiến Mũi Né, Bình Thuận do GS.TSKH Nguyễn Đăng Hưng (ĐH Liege Vương Quốc Bỉ) và GS.TS Nguyễn Văn Mạo (ĐH Thủy Lợi HN) làm chủ nhiệm và từ đó kết cấu này mang ký hiệu HWRU-TOE-2001 [14]. Hiện nay kết cấu HWRU-TOE-2001 đã và đang được áp dụng ở nhiều dự án đê biển ở Bình Thuận, Ninh Thuận, Nam Định ...

Đến nay loại kết cấu KBVMD mỏng mềm kiểu TSC-178, CM 5874... và kết cấu chân kê kiểu HWRU-TOE-2001 không chỉ được nhiều dự án lựa chọn để xây dựng mà còn thu hút sự chú ý của giới khoa học [13],[15]. Đáng chú ý là các phân tích kết cấu TSC-178 bằng phần mềm SAMCEF của các sinh viên cao học Bỉ thuộc chương trình EMMC và những phân tích kết cấu mới PĐT- CM - 5874 của Phan Tấn Huy và Nguyễn Văn Hiếu trên phần mềm ABAQUS đều có chung nhận định là các kết cấu này có độ bền vững cao, chiều dày các cấu kiện bê tông có thể giảm thiểu vẫn đảm bảo được hệ số an toàn theo yêu cầu thiết kế. Một vấn đề đặt ra ở đây là, nếu các số liệu khảo sát có độ tin cậy cao, nghiên cứu giải quyết tốt được vấn đề ăn mòn bê tông, hoàn thiện công nghệ thi công đảm bảo mức độ chính xác cần thiết, thực hiện nghiêm túc quy trình quản lý chất lượng trong xây dựng thì người thiết kế có thể tính toán giảm thiểu chiều dày của kết cấu KBVMD mỏng mềm, sẽ mang lại hiệu quả kinh tế rõ rệt.

2. PHÂN TÍCH KẾT CẤU KBVMD CM-5874 BẰNG PHẦN MỀM ABAQUS

2.1. Mô hình bài toán tiếp xúc trong ABAQUS

Việc phân tích vấn đề tiếp xúc là cần thiết để áp dụng phương pháp PTHH trong các lĩnh vực xây dựng và cơ khí. Sự tiếp xúc giữa hai hoặc nhiều vật rắn biến dạng thường xảy ra trong các bài toán cơ học. Ngay cả trong trường hợp vật liệu là đàn hồi tuyến tính, thì vấn đề tiếp xúc lúc đó cũng là bài toán phi tuyến. Giả sử có tiếp xúc xảy ra giữa hai nút A và B theo hướng n và gọi

chuyển vị tương đối giữa chúng theo phương đó là: $U_{AB}^n = q_A^n - q_B^n$ (là chuyển vị tại nút A theo phương n). Điều kiện tiếp xúc xảy ra khi: $U_{AB}^n \leq B_{\min}$ (B_{\min} là khoảng cách q_A^n tương đối nhỏ nhất giữa 2 điểm để xảy ra tiếp xúc). Các bậc tự do tiếp xúc được tách riêng ra như sau: $q = \{q_1, q_2\}$. Trong đó, q_1 : bậc tự do không tiếp xúc; q_2 : bậc tự do tiếp xúc. Hệ thống phương trình được viết như sau:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} dq_1 \\ dq_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{ext1} - F_{int1} \\ F_{ext2} - F_{int2} \end{bmatrix}$$

$$q_{\min} < q_2 + dq_2 < q_{\max}$$

Bậc tự do q_1 được rút gọn và bậc tự do q_2 được giữ lại trong các kết cấu phụ cuối như sau:

$$dq_1 = K_{11}^{-1} (F_{ext1} - F_{int1} - K_{12} dq_2)$$

$$(K_{22} - K_{21} K_{11}^{-1} K_{12}) dq_2 = K_{22}' dq_2 = F_2'$$

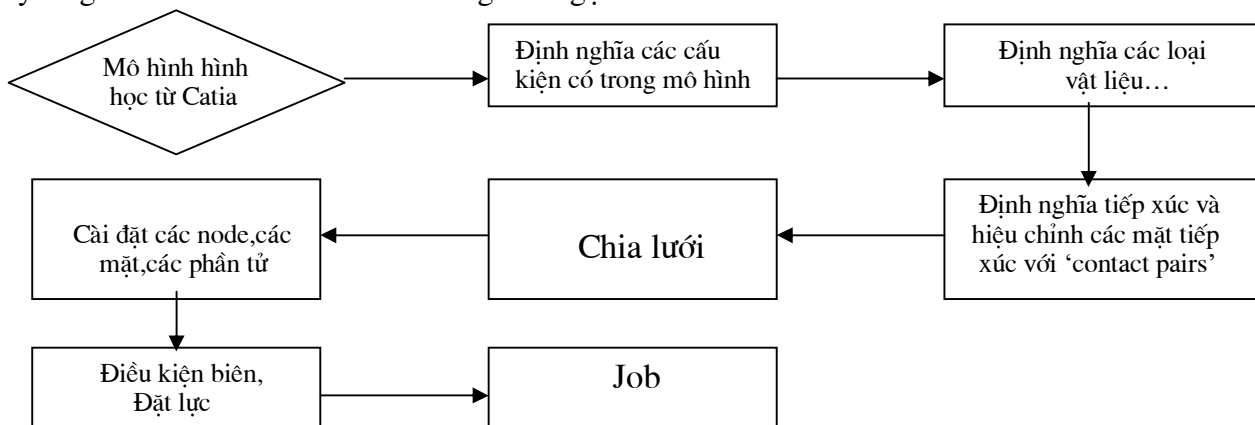
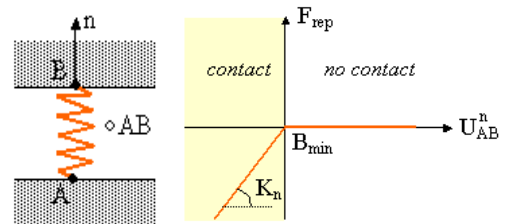
$$q_{\min}' < dq_2 < q_{\max}'$$

- Nếu không có ma sát bài toán được giải theo phương pháp tối ưu toán học như sau:

$$\min(dq_2^T K_{22}' dq_2 - dq_2 F_2') \quad , \quad q_{\min}' < dq_2 < q_{\max}'$$

- Nếu có ma sát bài toán được giải theo phương pháp biến phân penalty như sau:

Khi xảy ra tiếp xúc, một lực xuất hiện nhờ lò xo ảo liên kết A và B, khi không có tiếp xúc thì không còn lực tác dụng nữa.

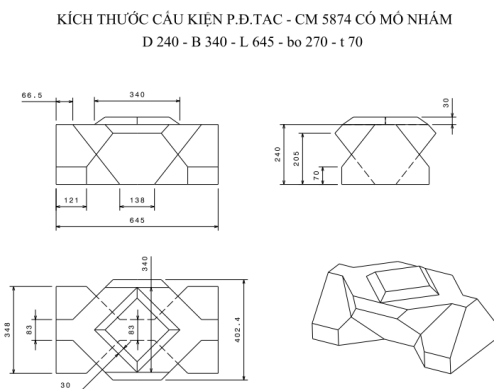


Hình 1. Sơ đồ mô hình hóa bài toán trong ABAQUS

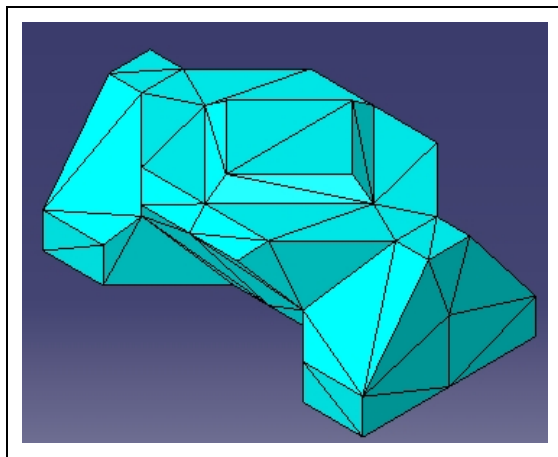
2.2 Mô hình mô phỏng thảm bê tông PĐT CM 5874

2.2.1 Kích thước và đặc tính cấu kiện CM 5874

Cấu kiện CM 5874 được giới thiệu là một khối bê tông cốt thép đặc có khối lượng 100 kg có nhiều mặt vát, mặt phía trên có mố nhám. Chiều dài của khối là 64, bề rộng 43 và dày 24 tính bằng cm. Được mô hình trong phần mềm Catia V5R19 làm cơ sở hình học để phát triển hệ thống vỏ mái kè một cách mau chóng và thuận tiện khi xuất sang chương trình ABAQUS để tính toán.



Hình 2. Kích thước đầy đủ của khối CM 5874



Hình 3. Chia lưới cho khối bê tông CM 5874 trong ABAQUS

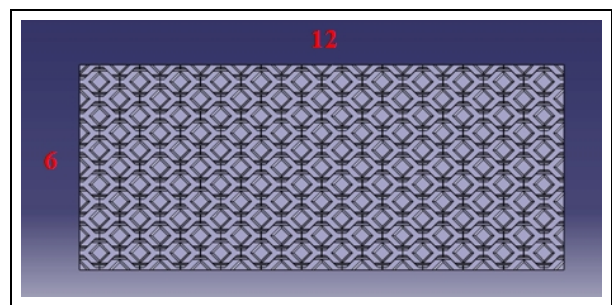
Khối CM 5874 có các đặc trưng vật liệu như sau:

Môđun đàn hồi: $E = 2.5E10 \text{ N/m}^2$, Hệ số Poisson : 0.2, Khối lượng riêng: 2500 kg/m^3

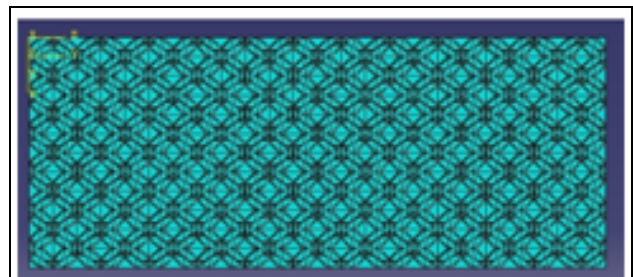
ứng suất tối hạn của bê tông khi chịu nén: $3.0 E7 \text{ N/m}^2$, ứng suất tối hạn của bê tông khi chịu kéo: $1.3E6 \text{ N/m}^2$

2.2.2 Thảm bê tông CM 5874

Bài toán sẽ được tính cho thảm lớn kích thước 12×12 khối khi bị sóng đánh vào, tuy nhiên ta đưa về bài toán đối xứng để giải, vì vậy mô hình thảm khảo sát chỉ còn một nửa, nghĩa là thảm khảo sát sẽ có 6×12 khối (H4). Các khối được lắp ghép có khoảng hở 5mm, chiều dài khối hướng về phía biển. Độ dốc mái là 1:4. Hệ số ma sát giữa các khối là 0.3.



Hình 4. Mô hình lắp ghép 6x12 khối trong Catia



Hình 5. Chia lưới thảm bê tông CM5874

Dưới tác động của sóng thì lớp phủ mái kè luôn có xu hướng trượt về phía chân khay do tác dụng của thành phần lực của tải trọng bản thân khối. Mặt khác do có áp lực đẩy nổi của đất nền ngay trước thời điểm sóng đập vào, một số khối sẽ giảm liên kết với nền dẫn đến giảm lực ma sát chống trượt. Nếu lực ma sát nhỏ hơn lực gây trượt thì những mảng khối phải được chống trượt bằng hệ thống chân khay. Tuy nhiên, lực truyền xuống chân khay rất nhỏ bởi vì phần lớn đã được truyền vào lực ma sát giữa khối và nền cát.

Nếu như hàng cuối cùng của mảng không được chống đỡ bởi chân khay thì kết cấu mái kè sẽ bị mất ổn định dẫn đến bài toán không hội tụ. Vì vậy chân khay trong mọi trường hợp phải ổn định và không được di chuyển dưới mọi trường hợp tải trọng.

2.3 Áp lực sóng và nền đàn hồi

2.3.1. Áp lực của sóng biển khi xảy ra bão cấp 9 và bão cấp 12

Áp lực sóng lớn nhất phân bố trên mái kè được tính dựa vào công thức của Djunkovski [07] như sau :

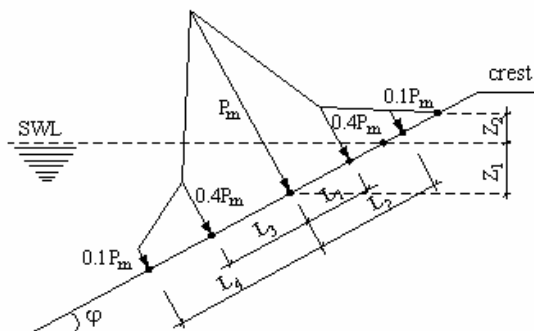
$$P_m = K \cdot \bar{P}_m \cdot \gamma \cdot h_s \text{ (MPa)}$$

trong đó:

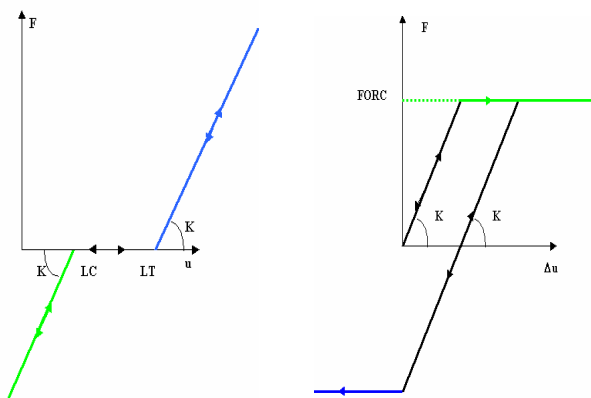
\bar{P}_m : áp lực sóng tương đối tác dụng lên mái dốc phụ thuộc vào chiều cao sóng h_s

K: hệ số phụ thuộc độ dài sóng λ/h_s và góc nghiêng của mái dốc

γ : dung trọng nước biển, 1025 kg/m^3



Hình 6. Biểu đồ phân bố áp lực sóng trên mái kè



Theo phương z Theo phương x,y

Hình 7. Ứng xử đất nền

Tiến hành tính toán mô hình dưới tác động của sóng ($h_s = 4 \text{ m}$; $\lambda = 40 \text{ m}$) bằng công thức trên, ta có được áp lực sóng biển tác động vào vỏ kè với trường hợp bão cấp 9 và cấp 12 như sau: P cấp 9 = 95 KPa, P cấp 12 = 115 KPa

2.3.2. Nền đàn hồi

***Tinh thân kè theo mô hình nền đàn hồi tuyến tính:**

Đây là mô hình coi quan hệ ứng suất và biến dạng là tuyến tính.

$$\{s\} = [D]\{e\}$$

Trong bài toán này, các lớp đất nền (cát) được mô hình thành các lò xo đàn hồi tuyến tính theo phương z là phương vuông góc với mặt phẳng mái.

Độ cứng lò xo được tính theo công thức:

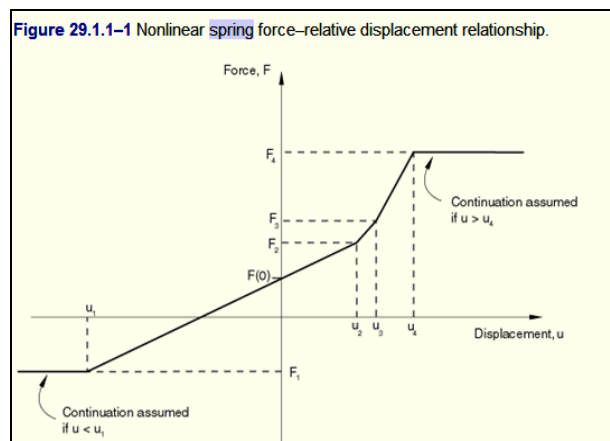
$$K_{\text{lò xo}} = kz \cdot S_i$$

Trong đó :

- kz : hệ số nền; $kz = p/S$; $S = (0.5 - 0.8)$. (ở đây giá trị độ lún $S = 5 \text{ cm}$ được lấy theo kết quả đo thực nghiệm [01])

- S_i : diện tích tiếp xúc đất nền của hệ lưới phân bố cho từng lò xo

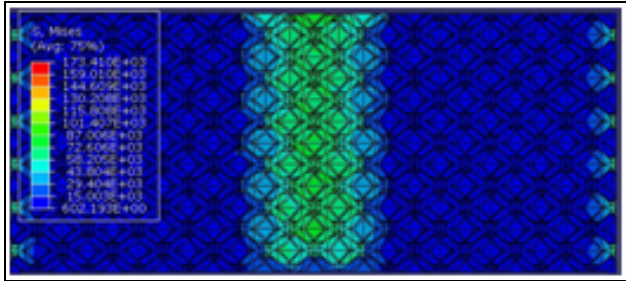
Theo hai phương x,y của mặt phẳng ma sát giữa khối CM-5874 và bề mặt nền cũng được mô hình thành các phần tử lò xo tuyến tính có độ cứng k_x, k_y .



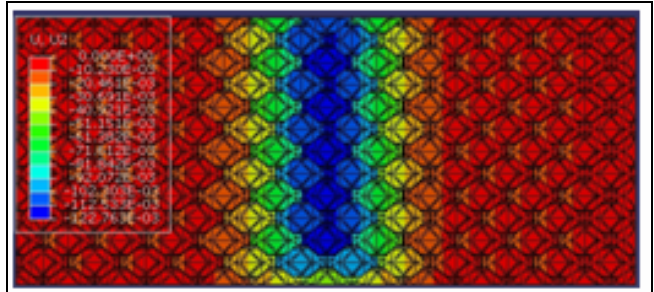
Hình 8. Phần tử lò xo trong ABAQUS

*** Tinh chân kê theo mô hình nền đàn hồi phi tuyến:**

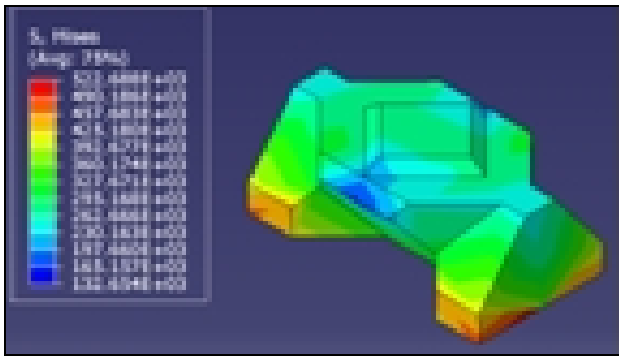
Đây là mô hình coi quan hệ ứng suất và biến dạng là phi tuyến, khi đó module đàn hồi E của đất nền không còn là hằng số nữa mà thay đổi phụ thuộc ứng suất và biến dạng.



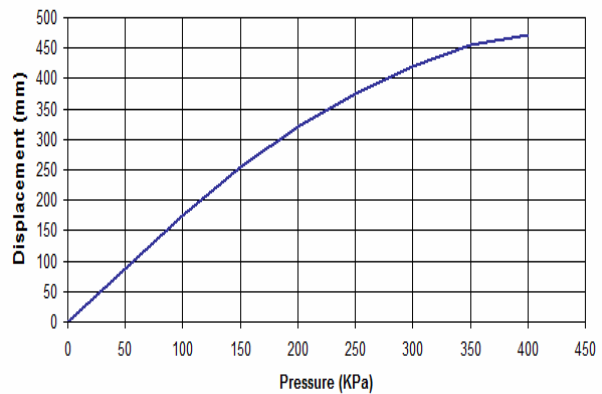
Hình 9. Ứng suất von - Mises



Hình 10. Chuyển vị uz



Hình 11. Ứng suất von - Mises của khối bê tông tại chỗ phá hoại



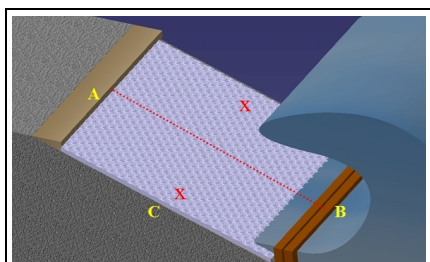
Hình 12. Đồ thị quan hệ giữa áp lực sóng và chuyển vị uz của mái kê

Bảng kết quả tính toán

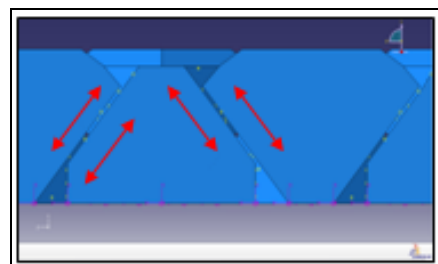
Trường hợp bão	ứng suất (von-Mises) lớn nhất (N/m ²)	Chuyển vị lún lớn nhất (mm)
Cấp 9 (95 KPa)	173 E3	122
Cấp 12 (115 KPa)	221 E3	176
Tối hạn (360 KPa)	530 E3	493

2.4.2. Xác định chỗ phá hoại và độ an toàn của thảm bê tông

Khi khối bê tông nào đó trong mảng bị trượt ra khỏi bề mặt tương tác với cục bên cạnh và không còn tiếp xúc nữa thì lúc này xảy ra sự phá hủy và làm mất tính liên kết vốn có, khi đó mảng sẽ bị hỏng và có thể làm sứt những khối còn lại.



Hình 13. Chỗ nguy hiểm là chỗ đánh dấu X



Hình 14. Hiện tượng trượt lên nhau giữa 2 khối

Trong bài toán này, chỗ phá hoại được xác định tại vị trí khối bê tông nằm trên đường tác động của sóng và sát biên ngoài (H12). Lúc này ta tìm được áp lực sóng tới hạn (P_{th}) là áp lực gây phá hủy hoàn toàn thảm bê tông. Tức là áp lực sóng có độ lớn 360 KPa như đã tìm được ở phần trên.

Độ an toàn với bão cấp $i - S_i$ của thảm bê tông là tỷ số của áp lực sóng tới hạn P_{th} và áp lực sóng trong trường hợp bão cấp $i - P_i$ ($S_i = P_{th} / P_i$). Như vậy, hệ số an toàn hay độ an toàn tìm được với bão cấp 9 sẽ là: $S_9 = 3.8$

Tuy nhiên với kết quả trên, S_9 chỉ được tính cho tải trọng tĩnh (static), hệ số an toàn tính cho tải trọng động S_d sẽ nhỏ hơn hệ số an toàn tải trọng tĩnh 1.5 lần do đó, $S_{09} = 2.5$

Tương tự, ta cũng xác định được hệ số an toàn động đối trong trường hợp bão cấp 12: $S_{012} = 2.08$

2.4.3 Tối ưu kích thước khối bê tông

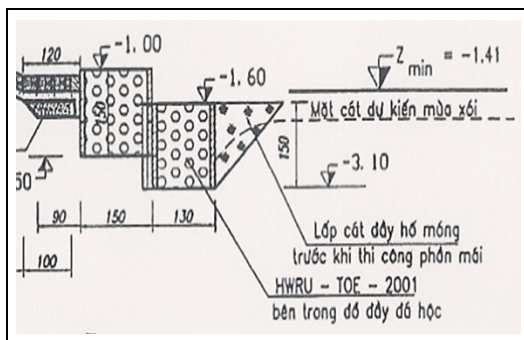
Khối bê tông cần tối ưu đề nghị lấy từ khối bê tông PĐT CM 5874 trên, nhưng được chuyển đổi tỷ lệ 3 chiều để bề dày khối này chỉ còn 15 cm. Lắp đặt các khối có khoảng hở 4 mm thay vì 5mm như thảm trên. Việc chia lưới và các thông số trong bài toán hoàn toàn giống như đã làm với thảm trên. Lúc này, ta tìm được hệ số an toàn động đối với bão cấp 12 cho thảm bê tông là $S_{012} = 1.2$ và áp lực sóng tới hạn là 220 Kpa. Như vậy có thể

thấy thảm bê tông này có khả năng chịu đựng được bão cấp 12. Chúng ta có thể thi công lắp ghép thảm này để bảo vệ những bờ biển ít khi xảy ra sóng lớn. Một mặt hạ giá thành sản phẩm (tiết kiệm vật liệu được khoảng 35% mỗi khối), mặt khác giúp khâu vận chuyển và thi công dễ dàng hơn so với khối cũ to và nặng.

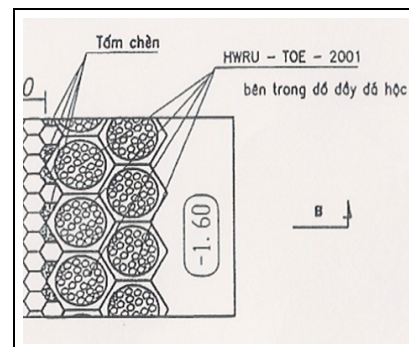
3. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN CHÂN KÈ KHI SÓNG ĐÁNH

3.1. Mô hình hóa chân kè HWRU-TOE-2001

Chân khay mới này cấu tạo là 2 hàng ống buy (thay vì thông thường 1 hàng) mặt cắt hình lục giác bằng bê tông cốt thép M200, đường kính $d = 1.3m$, cao 1.8 m, chiều dày thành ống $b = 10$ cm đặt thành hai hàng sole. Cao trình đỉnh hàng phía ngoài giáp biển là -1,6 m. Trong ống buy được xếp và chèn chặt bằng đá hộc kích thước $d_{10-20cm}$. Đây là kích thước của chân khay HWRU-TOE-2001 áp dụng vào dự án thử nghiệm kè Hàm Tiến, Mũi Né, đã được giới thiệu ở phần đặt vấn đề của bài báo này. Trong bài toán có sự tương tác 3 loại vật liệu khác nhau (bê tông, đá hộc, nền đất cát) sẽ xảy ra quá trình lún và hiện tượng ma sát cục bộ khó dự đoán. Bài toán này nên được tính trong trường hợp tần số (Frequence) tuy nhiên ở đây cho tiện việc tính toán mới chỉ xét trong trường hợp tĩnh (static).



a, Mặt cắt ngang chân kè



b, Hình chiếu từ trên

Hình 15. Chân khay HWRU-TOE-2001 gồm 2 hàng ống trụ lục giác xếp sole nhau

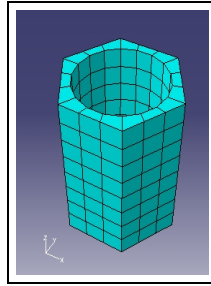
Đặc tính vật liệu của ống buy (bê tông cốt thép M200) này như sau:

Mô-đun đàn hồi: $E = 2.5E10$ N/m² , Khối lượng riêng: 2500 kg/m³ , Hệ số Poisson: 0.2

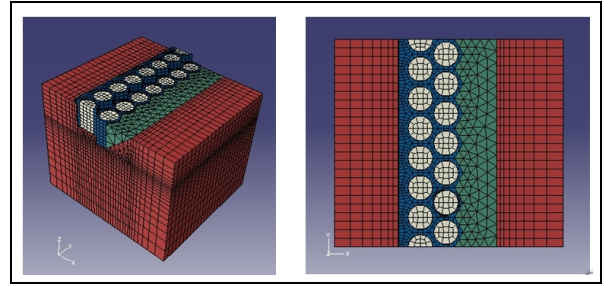
Khối lượng: $m = 680$ kg. Các ống này có sự tiếp xúc mặt với nhau với hệ số ma sát là 0.3. Hệ số ma sát giữa ống buy và cát xung quanh thành ống là 0.2.



Hình 16. Ống buy thực tế



Hình 17. Ống buy trong ABAQUS

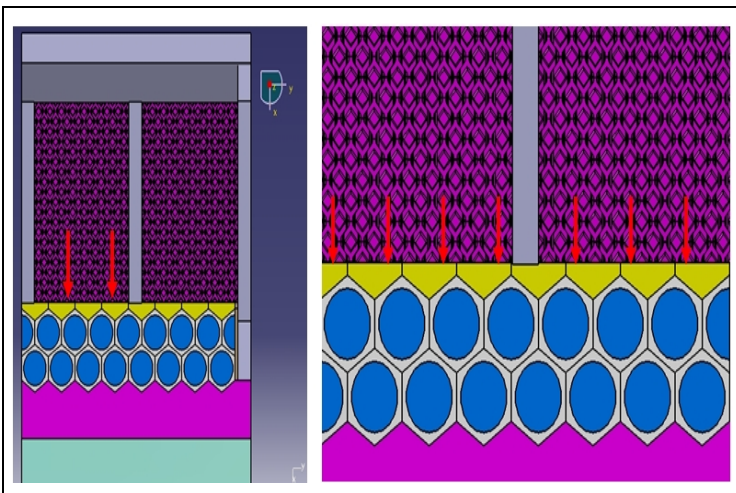


Hình 18. Toàn bộ chân kè được chia lưới trong ABAQUS

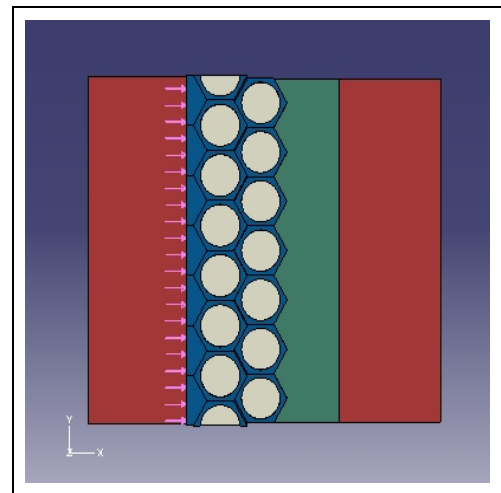
Đối với cát và đá học ta sử dụng mô hình vật liệu Drucker-Prager tuyến tính. Đá học có thông số vật liệu như sau : Môđun đàn hồi: $E = 1E10 \text{ N/m}^2$, Khối lượng riêng : 1800 kg/m^3 , Hệ số Poisson: 0.2. Thông số đất trong mô hình Drucker-Prager như sau: Môđun đàn hồi : $E = 20000 \text{ N/m}^2$, Hệ số Poisson: 0.2, Góc ma sát trong : 35° , Biến dạng thể tích ban đầu : 0

Tải trọng tác động lên chân kè F_x là phản

lực do mái kè mái tác dụng lên thành ống buy. Kết quả được lấy từ tính toán trong phần V. Có thể thấy phản lực này gồm trọng lượng của các khối bê tông và áp lực tương tác của các khối truyền xuống chân khay khi sóng đập vào mảng. Chú ý việc tính toán chân kè chỉ xét lúc mực nước đang ngang với mặt thoáng chân kè, không xét tới áp lực âm xảy ra khi sóng rút.



Hình 19. Phản lực mái kè tác dụng lên chân khay



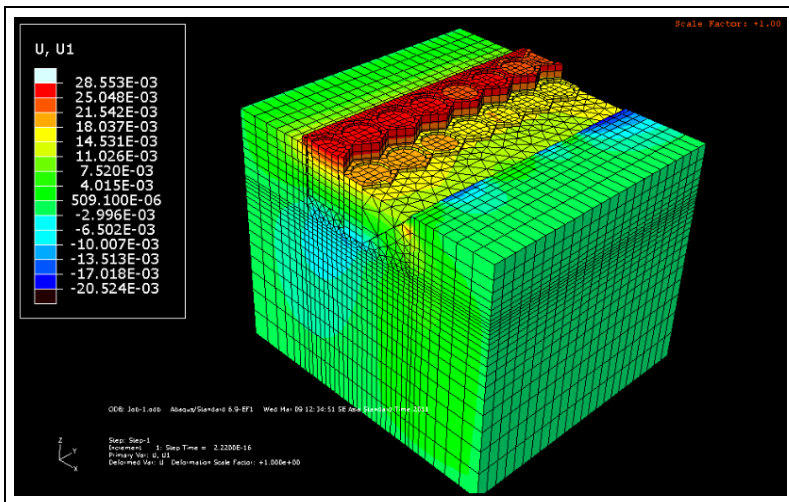
Hình 20. Khai báo lực tác dụng lên các mặt của miếng lót

3.2. Kết quả tính toán

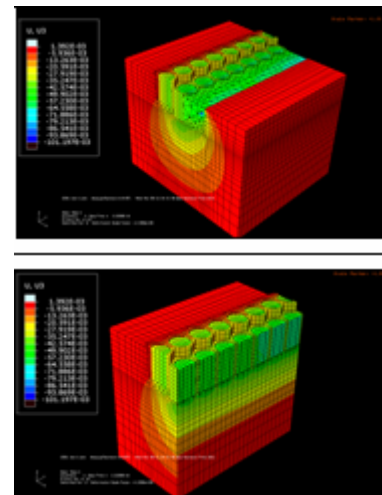
Tổng số phần tử : 91440
 Tổng số node : 150450
 Tổng số ẩn số : 269382

Phân tích kết quả ta thấy khi chịu lực từ thân kè truyền xuống là chủ yếu thì hệ thống

chân khay khá vững chắc, chân khay bị lún với độ lớn $uz = 60 \text{ mm}$ và có xu hướng đổ về phía biển với chuyển vị lớn nhất của hàng ống buy phía cao hơn là $ux = 25 \text{ mm}$, ứng suất trên thành ống buy lúc này là ứng suất nén có độ lớn $1.8E7 \text{ N/m}^2$.



Hình 21. Chuyển vị u_x (phía biển)



Hình 22. Chuyển vị u_z (độ lún)

VIII. KẾT LUẬN

KBVMD mỏng mềm và kết cấu chân kè HWRU-TOE-2001 là những kết cấu có khả năng thích ứng với các tác động mạnh mẽ của biển. Sự làm việc của các kết cấu này có thể mô phỏng được bằng các mô hình toán và kết hợp với thí nghiệm trong máng sóng thuận tiện cho người nghiên cứu cải tiến và thiết kế tối ưu kết cấu.

Hầu hết các công thức tính toán khả năng chịu lực của khối lát mái kè đều dựa vào thực nghiệm và thông qua phương trình cân bằng ngoại lực, các lực chủ yếu được xét là : trọng lượng bản thân, ma sát giữa các khối. Các kết quả tính toán đã công bố trong bài báo này bước đầu đã đưa ra được mô hình phân tử hữu hạn khả thi cho việc khảo sát ứng xử của thảm bê tông tự chèn PDT - CM 5874 và chứng tỏ được khả năng thích ứng của mô hình cho lời giải thiết kế. Các kết quả được rút ra từ những kết quả phân tích ở trên cho thấy: Các cấu kiện trong kè mái CM 5874 làm việc với nhau tốt dẫn đến gia tăng khả năng chịu lực của kết cấu dưới tác động nguy hiểm của sóng biển. Phân bố ứng suất trong khối chủ yếu

là ứng suất nén giúp cho việc sử dụng vật liệu chế tạo khối tốt hơn (ở đây là bê tông chịu nén tốt).

Một số vấn đề hạn chế chưa giải quyết được như áp lực sóng âm, xét một cách đầy đủ các tác động địa kỹ thuật, phân biệt các trường hợp làm việc bất lợi của kè và chân kè....sẽ được nghiên cứu và hoàn thiện trong tương lai. Vì lý do thời gian và khả năng chương trình máy tính nên một số vấn đề hạn chế chưa giải quyết được như hệ số nền đất không đồng đều tại một số mặt cắt, khả năng điều chỉnh sự giảm áp lực đẩy nổi, lún không đều của khối đá so với ống bê tông trong cấu kiện chân kè HWRU-TOE-2001... sẽ được nghiên cứu và hoàn thiện trong một ngày gần đây. Tuy nhiên, thông qua bài viết này, các kết quả tính toán cũng đã chứng tỏ được sự lựa chọn mô hình tính toán là hợp lý và phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của kè mỏng mềm. Ngoài ra những dữ kiện đo đạc thực tế để mô hình hóa còn nhiều hạn chế về độ chính xác, sai số trong kỹ thuật chế tạo và thi công nên phải có sự cẩn trọng trong việc xét đoán những kết quả tính toán đã được nêu ra trong bài này.

Tài liệu tham khảo

- [01] Phan Đức Tác, 'Giải pháp dùng thảm bê tông tự chèn lưới thép chống sạt lở bảo vệ bờ sông - Thảm PDT-M', Hội thảo khoa học công nghệ bảo vệ bờ 25/7/2003.
- [02] Phan Đức Tác, 'Design, production and construction interlocking blocks for pitched slope protection', Hà Nội, 1997.

- [03] Daussault System, 'Abaqus Analysis User's Manual ver 6.9 '.
- [04] M.A. Crisfield, 'Non-linear finite element analysis of solids and structures-Volume1,2', 1997.
- [05] ĐH Thủy Lợi Hà Nội, *Bài giảng thiết kế đê và công trình bảo vệ bờ*, NXB xây dựng, 2001.
- [06] Kohei Nagai, Shinji Kono, Đào Xuân Quang, 'Wave Characteristics on the central coast of Vietnam in the South China Sea', WSPC/101-CEJ.
- [07] Trần Minh Quang, 'Sóng và công trình chắn sóng', Nhà xuất bản giao thông Hà Nội, 1993
- [08] Nguyễn Văn Hiếu, 'Analyzing interaction between tac178-interlocking blocks, soil and water of pitched dike revetment by SAMCEF', Master Thesis, EMMC4, Uni. Polytechnique of HCMC 10/2000.
- [09] Vũ Thị Bích Ngà, 'Interaction between TSC - 178 blocks in pitched slope protection', Master Thesis, EMMC4, University Polytechnique of HCMC 10/2000.
- [10] Singiresu .S Rao, 'The Finite Element Method in Engineering', 2004
- [11] G.R.Liu and S.S. Quek, 'The Finite Element Method - A practical course', 2003
- [12] Nguyễn Văn Mạo và những người khác, Nghiên cứu chân kè đê biển, đề tài cấp bộ 1997-1998
- [13] Nguyễn Văn Mạo, Nghiên cứu công nghệ mới và các giải pháp chống xói lở bờ biển tỉnh Bình Thuận - Tạp chí thủy lợi môi trường 11/2004
- [14] Nguyễn Đăng Hưng, Nguyễn Văn Mạo, New structure for coastal protection realized in the Ham Tien, Mui Ne, Vietnam Proceedings of Japan-Vietnam estuary workshop, 8-2007 WREE. Journal
- [15] Mai Văn Công, Mai Văn Trí, Nguyễn Văn Mạo, Nguyễn Quang Hùng, Ứng dụng lý thuyết độ tin cậy và thiết kế ngẫu nhiên để phân tích an toàn các kết cấu công trình bảo vệ bờ biển - Tuyển tập hội nghị cơ học thủy khí 2005, 285/2006

Abstract

SLOPE PROTECTION STRUCTURES, STRUCTURAL ANALYSIS OF INTER-LOCKING BLOCKS PDT CM 5874 & TOE STRUCTURE TYPE HWRU-2001 BY USING ABAQUS

There exist several studies on flexible-concrete slope protection structures and cylinder rock filled toe protection since 1970s. These works contributed considerably to the development of dike and revetment technology in Vietnam, both theoretically and practically. In this paper, an overview of the state of the art in studying and applying these above two structural types above mentioned is given. Furthermore, research results on structural analyses of inter-locking blocks CM 5874 & toe structure type HWRU-2001 by using ABAQUS computational software are presented. The highly complicated nonlinearity contact problem between concrete blocks is taken account so that the computation can may describe the realistic behavior of the structures under wave loadings such as very dangerous storm.

The results are well in line with recommendations from previous analytical and experimental studies regarding durability, stability and reduction of the required thickness. This constitutes important basis for further studies on optimal and reliable design to cope with future changes of the natural condition. Contents presented in this paper are useful information and reference for further researches, and mostly effective tool for structural design of coastal protection of Vietnamese seashores