

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PTNT

VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM

PHAN TIẾN AN

**NGHIÊN CỨU PHƯƠNG PHÁP TÍNH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC
CÓ XÉT ĐẾN ĐIỀU KIỆN TƯƠNG THÍCH CỦA
LỰC TƯƠNG TÁC - ỨNG DỤNG CHO XÂY DỰNG ĐÊ BIỂN**

**CHUYÊN NGÀNH: Xây dựng công trình thủy
MÃ SỐ: 62 58 40 01**

TÓM TẮT LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT

HÀ NỘI – 2011

Công trình được hoàn thành tại:
VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI VIỆT NAM

Người hướng dẫn khoa học:

Hướng dẫn 1: **GS. TS. Phan Trường Phiệt**

Hướng dẫn 2: **PGS. TS. Vũ Đình Hùng**

Phản biện 1: **GS.TS. Vũ Công Ngữ**, Trường Đại học Xây dựng

Phản biện 2: **PGS.TS. Trịnh Minh Thụ**, Trường Đại học Thủy lợi

Phản biện 3: **PGS.TS. Nguyễn Huy Phương**, Trường Đại học Mỏ địa chất

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Hệ thống đê biển Việt Nam là công trình đất đắp sộ tuy không cao nhưng có tổng chiều dài khá lớn, vào khoảng 2700 km (trong đó đê trực tiếp với biển khoảng 1400km, còn lại là đê cửa sông ven biển) trải dài từ Quảng Ninh đến Kiên Giang. Trong những năm qua, hệ thống đê biển có vai trò lấn biển, khai hoang, chống biển lấn, ngăn mặn, giữ ngọt, chống bão lũ bảo vệ được các vùng đất ven biển, bảo vệ được dân sinh kinh tế và đã góp phần phát triển kinh tế, văn hóa, du lịch,... ở các vùng ven biển. Mặt khác, do sự biến đổi khí hậu (BĐKH) toàn cầu, những vùng dự tính chịu tác động lớn nhất của BĐKH và nước biển dâng (NBD) là đồng bằng sông Cửu Long, vùng ven biển Trung bộ và đồng bằng sông Hồng. Một trong những giải pháp quan trọng, tích cực và hiệu quả để thích ứng và đối phó với tác động của BĐKH và NBD nhằm bảo vệ dân cư, các khu kinh tế, các khu công nghiệp, phát triển kinh tế - xã hội và chống mất đất ở các vùng ven biển Việt Nam là đầu tư xây dựng, nâng cấp hệ thống đê biển, đê cửa sông. Tuy nhiên, hệ thống đê biển nước ta được xây dựng trên nền đất yếu và thường được đắp bằng đất tại chỗ kém chất lượng nên khi gặp các trận bão, gió kèm theo triều cường, phần lớn bị phá hoại rất nghiêm trọng, vì vậy việc nghiên cứu ứng dụng các giải pháp công nghệ mới tận dụng đất khai thác tại chỗ để nâng cấp, xây dựng mới các tuyến đê biển ổn định trong các điều kiện làm việc khắc nghiệt của thực tế là một việc làm rất cần thiết và cấp bách. Một trong các công nghệ này là công nghệ đất có cốt vải địa kỹ thuật (VĐKT) để xây dựng và nâng cấp đê biển.

Công dụng nổi bật của công nghệ đất có cốt VĐKT là huy động được sức chịu kéo của cốt VĐKT để tăng ổn định của mái dốc. Vấn đề đặt ra khi phân tích ổn định của mái dốc có cốt theo lý thuyết

phân thối là cần có một phương pháp phân tích có thể xét được đầy đủ lực tương tác giữa các thối đất trong đó có sự tham gia của các lớp cốt VĐKT. Luận án tập trung nghiên cứu sâu vấn đề này và ứng dụng cho xây dựng đê biển Việt Nam.

2. Mục đích của luận án

- Nghiên cứu áp dụng công nghệ đất có cốt VĐKT nhằm tận dụng đất khai thác tại chỗ, để nâng cấp và xây dựng đê biển có thể làm việc ổn định lâu dài trong các điều kiện thực tế khác nhau.
- Nghiên cứu phát triển phương pháp phân tích ổn định mái dốc có cốt VĐKT dựa trên điều kiện tương thích của lực tương tác giữa các thối đất.
- Lập phần mềm tính toán để ứng dụng phương pháp nghiên cứu đã đề xuất cho tính toán thiết kế công trình đê biển trong thực tế. Ứng dụng tính toán với công trình thử nghiệm.

3. Phương pháp nghiên cứu

- Thu thập và phân tích số liệu
- Phương pháp phân tích lý thuyết (phương pháp giải tích)
- Phương pháp mô hình vật lý, mô hình toán và số tương ứng.

4. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của luận án

(i) Ý nghĩa khoa học:

- Phân tích những đặc điểm của đê biển Việt Nam; từ đó, nghiên cứu sự phù hợp của VĐKT trong vai trò làm cốt để xây dựng đê biển, đáp ứng được các yêu cầu cấp bách trong xây dựng đê biển nước ta.
- Luận án góp phần hoàn thiện phương pháp tính toán ổn định cung trượt có xét đến lực tương tác giữa các thối đất trong trường hợp không có và có cốt VĐKT.

(ii) Ý nghĩa thực tiễn: Kết quả nghiên cứu của luận án có thể xem xét ứng dụng trong thiết kế xây dựng các công trình ổn định mái dốc vùng đồi núi có nguy cơ trượt lở cần được gia cố, taluy đường giao thông, đê sông và đặc biệt là trong Chương trình nâng cấp đê biển.

5. Những đóng góp mới của luận án

- Xây dựng phương pháp tính toán ổn định mái dốc theo phương pháp phân thoi có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác giữa các thoi đất.
- Xây dựng mô hình toán để tính hệ số ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác trên từng thoi đất với sự có mặt của cốt đất.
- Lập phần mềm tính toán và kiểm chứng phần mềm này với một phần mềm thương mại và trên công trình thực tế.

6. Bố cục của luận án

Luận án có 110 trang, 8 bảng biểu, 66 hình vẽ, 62 tài liệu tham khảo, 28 trang phụ lục. Nội dung của luận án gồm phần mở đầu, 4 chương, phần kết luận - kiến nghị và tài liệu tham khảo.

Chương I. TỔNG QUAN

1.1. Đặc điểm của đê biển Việt Nam

1.1.1. Đê biển được thiết kế như công trình bán vĩnh cửu: Theo số liệu thống kê, quá trình xói lở, bồi tụ đang diễn ra trên hầu hết đường bờ biển nước ta với cường độ và tốc độ khác nhau. Cả nước có tới 80 đoạn đường bờ đã xây dựng công trình chính trị vẫn tiếp tục bị xói lở. Trước tình trạng đó và để đảm bảo hiệu quả của các tuyến đê biển trong điều kiện kinh tế xã hội của nước ta hiện nay thì đê biển được xây dựng như công trình bán vĩnh cửu theo tuyến được tính toán trước căn cứ theo dự báo biến đổi của đường bờ để đê có thể phát huy hiệu quả cao nhất trong một chu kỳ nhất định. Theo quan điểm này, đê biển được phân làm 3 cấp: đê vĩnh cửu, đê bán vĩnh cửu và đê tạm. Trừ một vài đoạn đê biển được xếp vào loại công trình vĩnh cửu, đê biển nước ta được coi như công trình bán vĩnh cửu.

1.1.2. Đê biển có thể phải để cho tràn nước: Với điều kiện tự nhiên khắc nghiệt, điều kiện kinh tế chưa cho phép thì đê biển Việt Nam hiện nay và trong những năm tới nhiều khi phải để cho tràn nước.

Tuy nhiên, do đê biển là công trình đất, được xây dựng bằng vật liệu mềm yếu, bờ rời trên nền đất yếu nên khi nước tràn qua đã gây ra những hư hỏng không nhỏ, có trường hợp đứt cả tuyến đê. Vấn đề đặt ra là cần nghiên cứu kết cấu đê biển phù hợp để có thể vẫn tận dụng được đất tại chỗ để xây dựng đê biển và trong trường hợp cần thiết vẫn có thể cho nước chảy tràn qua đê mà đê vẫn ổn định.

1.1.3. Đê biển là công trình có khối lượng đất đào đắp rất lớn: Đê biển nước ta có chiều dài rất lớn (tới 2.700 km), có những nơi đắp đến 2, 3 tuyến đê, đại đa số đều được xây dựng trên nền đất yếu vì thể tích đất đắp cũng khá lớn, thường thì đê biển hiện nay có độ dốc mái phía biển $m = 3 \div 4,5$; mái phía đồng $m = 2,5 \div 4$, do vậy khối lượng đất sử dụng để đắp đê là rất lớn, không kinh tế để vận chuyển đất đắp đê từ nơi khác đến vì gặp nhiều bất lợi như cự ly vận chuyển xa, đường xá khó khăn, kinh phí lớn. Vì vậy **dùng đất tại chỗ để đắp đê biển là sự lựa chọn hợp lý và đúng đắn.**

1.1.4. Đặc điểm địa chất nền đê và đất đắp đê biển: Theo các kết quả khảo sát, nghiên cứu thì tuyến đê biển nước ta nằm trên các dạng nền đất mềm yếu. Đất đắp đê cũng là những loại đất có ở nền đê gồm á sét, á cát, bùn sét, bùn á sét, bùn á cát với đường kính hạt thay đổi trong khoảng từ $0,005 \div 0,5\text{mm}$, góc ma sát trong $\varphi = 3^{\circ}44' \div 28^{\circ}30'$, lực dính $c = 0,028 \div 0,195 \text{ kg/cm}^2$. Vấn đề đặt ra khi cải tạo, nâng cấp và xây mới hệ thống đê biển nước ta là phải nghiên cứu một công nghệ mới có thể tận dụng đất tại chỗ để đắp đê mà đê vẫn làm việc ổn định.

1.2. Vải địa kỹ thuật và công nghệ đất có cốt VĐKT

1.2.1. VĐKT: Các chức năng của VĐKT chứng tỏ sự phù hợp với các đặc điểm của đê biển: (i) Tuổi thọ khoảng từ 30-80 năm, phù hợp với đặc điểm là công trình bán vĩnh cửu; (ii) có thể thay thế tầng lọc ngược, giảm kết cấu của đê biển và trong trường hợp bất khả kháng có thể cho tràn nước qua thân đê; (iii) có thể sử dụng để làm cốt gia cố, giảm được khối lượng xây dựng, tăng ổn định của đê biển, hạ thấp đường bão hoà

trong thân đê, đẩy nhanh quá trình cố kết trong thân đê và nền đê, giảm thời gian thi công và giảm đáng kể diện tích chiếm đất vĩnh viễn.

1.2.2. Công nghệ đất có cốt: Trên thế giới hiện nay có 2 hình thức đất có cốt: (i) Hình thức thứ nhất: ***Đất trộn cốt*** và (ii) Hình thức thứ hai: ***Đất đặt cốt***. Trong phạm vi luận án này, nghiên cứu sinh nghiên cứu về loại công trình mái dốc có cốt VĐKT theo hình thức thứ 2.

1.2.3. Một số ứng dụng công nghệ đất có cốt vãi địa kỹ thuật trong xây dựng đê biển ở nước ta và ở nước ngoài

1.2.3.1 Ở nước ngoài: Hiện nay, các nghiên cứu về công nghệ đất có cốt tập trung vào những hướng sau: (i) Nghiên cứu cơ chế tương tác giữa cốt và đất; (ii) Nghiên cứu mô hình lý tâm về nền đất dốc có cốt từ đó nghiên cứu cơ chế phá hoại của nền đất dốc có cốt, cơ chế làm việc của nền đất loại sét bão hoà nước có cốt VĐKT và nền cát có cốt rào địa kỹ thuật như nghiên cứu của GS. Fumio Tasuoka và nnk, thí nghiệm mô hình bàn nén với nền cát không cốt và có cốt của Guido và nnk, thí nghiệm mô hình bàn nén với nền đất dính bão hoà nước có đặt cốt VĐKT của Sakti và Das; (iii) nghiên cứu hướng dẫn tính toán thiết kế công nghệ đất có cốt VĐKT như Schmertmann và nnk,...

1.2.3.2. Trong nước: Trong những năm gần đây đã có khá nhiều những nghiên cứu về VĐKT và công nghệ đất có cốt, như nghiên cứu của PGS.TS. Vũ Đình Hùng ở các đề tài cấp Bộ “Nghiên cứu ứng dụng VĐKT gia cố nền và làm cốt bờ bao trên nền đất yếu” và “Nghiên cứu công nghệ xây dựng đê biển bằng vật liệu có hàm lượng cát cao ở miền Bắc Việt Nam”. Ngoài ra còn có nhiều tác giả khác cũng nghiên cứu về lĩnh vực này như: GS.TS. Phan Trường Phiệt; Ths. Không Trung Duân; PGS.TS. Nguyễn Quốc Dũng và nnk; Dương Ngọc Hải; Phạm Văn Long; Nguyễn Viết Trung & nnk,... Tuy nhiên, các nghiên cứu này vẫn chưa đầy đủ. Vấn đề này cần phải được nghiên cứu tiếp theo.

1.3.1. Các phương pháp tính toán ổn định mái dốc đê, đập đất thường dùng hiện nay: Trong tính toán, kiểm tra ổn định trượt sâu của mái dốc đê, đập đất, có 2 phương pháp tính: Phương pháp cân bằng giới hạn và phương pháp phân tích giới hạn. Trong luận án, nghiên cứu sinh tập trung nghiên cứu phương pháp cân bằng giới hạn. Phương pháp cân bằng giới hạn dựa trên cơ sở giả định trước mặt trượt, coi khối trượt như một cố thể, tiến hành phân tích trạng thái cân bằng tới hạn của các phân tố đất trên mặt trượt. Sự ổn định được đánh giá bằng tỷ số giữa thành phần kháng trượt huy động trên toàn mặt trượt với thành phần lực gây trượt. Theo lý thuyết phân thoi, bài toán tính ổn định mái dốc là bài toán siêu tĩnh (thiếu $2n - 2$ phương trình). Do vậy để giải bài toán, phải vận dụng một số thủ thuật: (i) bỏ lực tương tác giữa các thoi khi tách riêng thành từng thoi; (ii) Giả thiết đường tương tác – quỹ tích của điểm đặt lực tương tác; (iii) Giả thiết góc nghiêng của lực tương tác. Trong luận án, nghiên cứu sinh đi sâu nghiên cứu vấn đề này để tĩnh định được bài toán tính toán ổn định mái dốc đê, đập đất và ứng dụng vào thực tế.

1.3.2. Phương pháp tính toán ổn định mái dốc có cốt VĐKT thường dùng hiện nay:

1.3.2.1. Xác định lực kéo lên hệ cốt: Hiện nay, có 02 phương pháp thường dùng để tính toán lực kéo của cốt: (i) Xác định lực kéo của hệ vải theo phương pháp dùng biểu đồ của Schmertmann và .nnc; (ii) Thiết kế mái dốc có cốt như một công trình tường chắn đất trọng lực

1.3.2.2. Xác định hướng của lực kéo: Nhiều tác giả xét đến tác dụng lực kéo (V_i) của cốt theo phương của đáy thoi, sơ đồ lực này có thể chấp nhận được với trạng thái phá hoại của mái dốc, khối đất dịch chuyển kéo theo vải làm cốt. Tuy nhiên, theo cơ học đất hiện đại, bài toán phân tích trượt đất dựa theo quan điểm mái dốc làm việc ổn định, lực V_i tác dụng theo phương ngang và vấn đề đặt ra là mái dốc ổn định với hệ số an toàn là bao nhiêu so với trường hợp cân bằng giới hạn, tức

là cân bằng ngay trước khi phá hoại, do vậy không xét trường hợp mái dốc đã bị phá hoại.

1.4. Kết luận chương I: (1) Đã tổng hợp, phân tích các đặc điểm riêng của đê biển Việt Nam: (i) Đê biển được thiết kế và xây dựng như một công trình bán vĩnh cửu; (ii) khi gặp các cơn bão lớn, mưa lớn, triều cường đê biển Việt Nam nhiều khi phải để cho nước tràn qua; (iii) đê biển là công trình có khối lượng đào đắp đất rất lớn. (2) Các chức năng của VĐKT chứng tỏ sự phù hợp của nó với đặc điểm của đê biển nước ta: (i) Đê làm việc ổn định hơn; (ii) trong trường hợp bất khả kháng có thể cho tràn nước qua; (iii) rút ngắn thời gian thi công và kinh tế hơn. (3) Nghiên cứu, tổng kết các phương pháp phân tích ổn định mái dốc theo lý thuyết phân thoi hiện nay, từ đó xác định được hướng nghiên cứu của đề tài luận án là: Nghiên cứu phương pháp phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác để có thể xét được ảnh hưởng của lực kéo của các lớp cốt VĐKT .

Chương II: NGHIÊN CỨU CƠ SỞ LÝ THUYẾT PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH MÁI DỐC CÓ XÉT ĐẾN ĐIỀU KIỆN TƯƠNG THÍCH CỦA LỰC TƯƠNG TÁC

2.1. Hệ phương trình cơ bản của phương pháp

2.1.1. Các giả thiết: (i) Mặt trượt là mặt trụ tròn tâm O (x,y), bán kính R; (ii) Điểm đặt của phản lực N_i trùng với trung điểm của đáy thoi; (iii) hệ số huy động F_s là như nhau với các thoi và coi là hệ số an toàn ổn định.

2.1.2. Hệ phương trình biến đổi tính hệ số ổn định trượt (F_s):

2.1.2.1. Trường hợp 1: Cung trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn ($F_s=1$) có cốt VĐKT:

- Cân bằng lực theo phương đứng:

$$T_i = \frac{W_i - \Delta X_i - N_i \cos \alpha_i}{\sin \alpha_i} \quad (2.1)$$

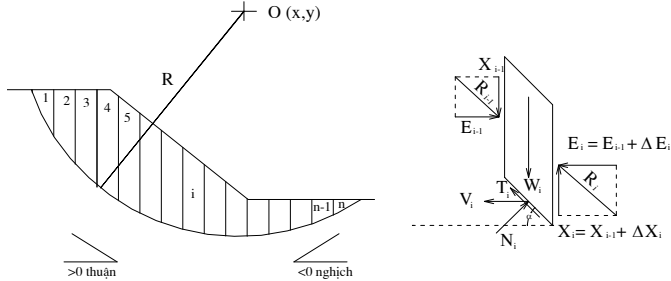
- Cân bằng lực theo phương ngang:

$$N_i \sin \alpha_i - T_i \cos \alpha_i = \Delta E_i + V_i \quad (2.2)$$

- Cân bằng mô men đối với tâm O của cung trượt:

$$\sum T_i = \sum W_i \cdot \sin \alpha_i - \sum V_i \cdot \cos \alpha_i \quad (2.3)$$

- Phương trình trạng thái: $T_i = N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i$ (2.4)



Hình 2.2. Sơ đồ lực tác dụng lên một dải đất theo PP tương thích
 Biến đổi, ta thu được phương trình đối với cung trượt ở trạng thái tới hạn của mái dốc có cốt VĐKT:

$$1 = \frac{\sum \left\{ (W_i - \Delta X_i) \cos \alpha_i + \Delta E_i \sin \alpha_i + V_i \sin \alpha_i \right\} \operatorname{tg} \varphi + c l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i - \sum V_i \cos \alpha_i} \quad (2.6)$$

Trường hợp không có thành phần lực kéo của vải làm cốt đất thì công thức (2.6) được rút gọn lại là:

$$1 = \frac{\sum \left\{ (W_i - \Delta X_i) \cos \alpha_i + \Delta E_i \sin \alpha_i \right\} \operatorname{tg} \varphi + c l_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2.7)$$

2.1.2.2. Trường hợp 2: Cung trượt có $F_s \neq 1$: Biến đổi tiến hành tương tự, thu được:

$$1 = \frac{\sum \left\{ (W_i - \Delta X_i) \cos \alpha_i + \Delta E_i \cdot \sin \alpha_i + V_i \cdot \sin \alpha_i \right\} \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s} + \frac{c}{F_s} \cdot l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i - \sum V_i \cdot \cos \alpha_i} \quad (2.10)$$

Với cung trượt không thành phần lực kéo của vải làm cốt đất thì công thức (2.10) được rút gọn lại là:

$$1 = \frac{\sum \left\{ (W_i - \Delta X_i) \cos \alpha_i + \Delta E_i \cdot \sin \alpha_i \right\} \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s} + \frac{c}{F_s} \cdot l_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (2.12)$$

Với một cung trượt đã xác định thì phương trình (2.10) và (2.12) là phương trình cơ bản để xác định giá trị hệ số an toàn F_s . Tuy nhiên, trong phương trình trên có 03 đại lượng là F_s , ΔE_i và ΔX_i là chưa biết. Nhiệm vụ của phương pháp là tìm được biểu thức xác định các đại lượng ΔE_i và ΔX_i để từ đó tìm được giá trị F_s để cung trượt ở trạng thái tới hạn.

2.2. Xác định giá trị các đại lượng ΔE_i và ΔX_i theo phương pháp có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác với sơ đồ lực rút gọn

2.2.1. Trường hợp thời đất không có lực kéo của vôi V_i

2.2.1.1. Trường hợp Ia: Thời đất có $\alpha_i > \varphi_i^* > 0$ và giá trị $W_i > \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)}$:

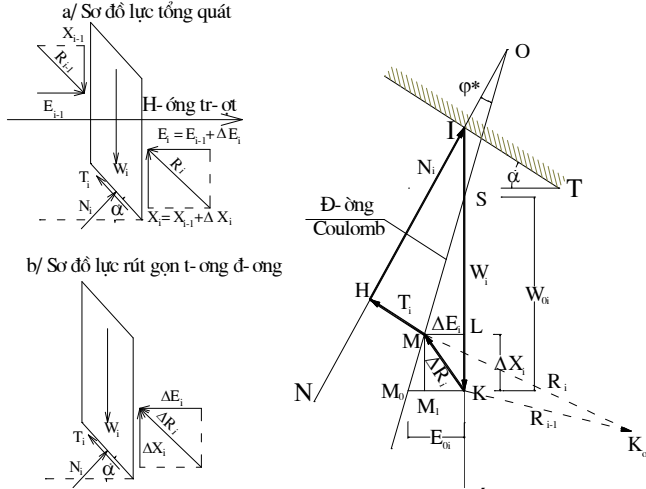
Vẽ đa giác lực cân bằng cho thời thứ i theo thứ tự véc tơ W_i , ΔR_i , T_i , N_i trong hệ trục hợp lý (hình 2.4) và chú ý đến các điểm đỉnh của đa giác lực IKMH, trong đó đỉnh I, K nằm trên trục đứng chứa véc tơ W_i ; điểm M nằm trên đường Coulomb có phương trình $T_i = \text{Nitg} \varphi_i^* + c_i^* \cdot l_i$ vẽ trong hệ trục tọa độ vuông góc TIN. Tam giác vuông SKM₀ được lấy làm tam giác đặc trưng của thời đang xét, có đặc điểm: (i) Trong mặt phẳng tọa độ, đỉnh K và cạnh huyền SKM₀ của tam giác (một đoạn của đường Coulomb) là không đối ứng với một thời, (ii) tập hợp vectơ số gia của lực đẩy ΔR_{ij} đều có gốc tại đỉnh K và ngọn nằm trên đường Coulomb. Từ hai tam giác SKM₀K và MM₀M₁ dễ dàng chứng minh được quan hệ giữa hai thành phần ΔE_i và ΔX_i của lực ΔR_i

$$\frac{\Delta E_i}{E_{0i}} + \frac{\Delta X_i}{W_{0i}} = 1 \quad (2.21)$$

Trong đó E_{0i} và W_{0i} là hai cạnh của tam giác đặc trưng

$$W_{0i} = W_i - \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)} \quad (2.22)$$

$$E_{0i} = W_{0i} \cdot \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.23)$$



Hình 2.4. Đa giác lực tác dụng lên khối đất trong hợp 1a

Gọi góc λ_i là góc $\leq 90^\circ$, kẹp giữa véc tơ KM và cạnh huyền SM_0 , từ tam giác KMM_0 lập được biểu thức tính trị số ΔR_i :

$$\Delta R_i = E_{oi} \frac{\sin(90^\circ - \beta_i)}{\sin \lambda_i} = E_{oi} \frac{\cos \beta_i}{\sin \lambda_i} = \Delta R_i(\lambda_i) \quad (2.24)$$

Để xác định cực trị của ΔR_i , lấy đạo hàm theo biến λ_i :

$$\frac{d\Delta R_i}{d\lambda_i} = E_{oi} \cdot \cos \beta_i \cdot \frac{d}{d\lambda_i} \left(\frac{1}{\sin \lambda_i} \right) = -E_{oi} \cos \beta_i \cdot \frac{\cos \lambda_i}{\sin^2 \lambda_i} \quad (2.25)$$

ΔR_i đạt cực tiểu khi $\cos \lambda_i = 0$, tức là khi $\lambda_i = 90^\circ$

Từ tam giác đặc trưng SKM_0 xác định được điều kiện tương thích:

$$\Delta R_i = \min(\Delta R_{i1}, \Delta R_{i2}, \Delta R_{i3}, \dots) = \min \Delta R_{ij} = E_{oi} \cos(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.26)$$

Điều này phù hợp với trường hợp véc tơ KM vuông góc với cạnh huyền của tam giác đặc trưng SKM_0 và khi đó KM là cực tiểu.

Từ tam giác đặc trưng, lập điều kiện tương thích ứng với từng thoi:

$$\frac{\Delta X_i}{\Delta E_i} = \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.27)$$

Vậy bài toán phân tích ổn định trượt đất theo lời giải tĩnh định của phương pháp cân bằng giới hạn có hệ phương trình cơ bản gồm 02 phương trình để xác định hai đại lượng ΔE_i và ΔX_i , đó là :

(i) Phương trình cân bằng giới hạn:
$$\frac{\Delta E_i}{E_{0i}} + \frac{\Delta X_i}{X_{0i}} = 1 \quad (2.28)$$

(ii) Phương trình tương thích:
$$\frac{\Delta X_i}{\Delta E_i} = \operatorname{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.29)$$

Biến đổi từ công thức (2.26) và (2.29) thu được các công thức tính các đại lượng ΔE_i và ΔX_i :

$$\Delta E_i = E_{0i} \cdot \cos^2(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.30)$$

$$\Delta X_i = \Delta E_i \cdot \operatorname{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.31)$$

2.2.1.2. Trường hợp 1.b: Thoi đất có góc $\alpha_i > \varphi_i^* > 0$; giá trị $W_i < \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)}$:

Biến đổi tương tự, ta có các công thức:

$$\Delta R_i = \left[c_i^* l_i \sin \alpha_i + \frac{c_i^* l_i \cdot \cos \alpha_i}{\operatorname{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*)} - W_i \right] \sin(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.32)$$

$$\Delta E_i = \Delta R_i \cdot \cos(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.33)$$

$$\Delta X_i = \Delta R_i \cdot \sin(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.34)$$

2.2.1.3. Trường hợp 2: Thoi đất có góc $\alpha_i > 0$; $\alpha_i < \varphi_i^*$:

Tương tự như trường hợp trên, biến đổi ta được:

$$W_{0i} = W_i + \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\varphi_i^* - \alpha_i)} \quad (2.36)$$

$$E_{0i} = W_{0i} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i^* - \alpha_i) \quad (2.37)$$

$$\Delta E_i = E_{0i} \cdot \cos^2(\varphi_i^* - \alpha_i) \quad (2.45)$$

$$\Delta X_i = \Delta E_i \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i^* - \alpha_i) \quad (2.46)$$

2.2.1.4. Trường hợp 3: Thoi đất có góc $\alpha_i < 0$:

Cũng biến đổi tương tự, ta có:

$$\Delta E_i = E_{0i} \cdot \cos^2(|\alpha_i| + \varphi_i^*) \quad (2.55)$$

$$\Delta X_i = \Delta E_i \cdot \operatorname{tg}(|\alpha_i| + \varphi_i^*) \quad (2.56)$$

2.2.1.5. Trường hợp 4: Thoi đất có góc $\alpha_i = \varphi_i^* > 0$: Biến đổi ta được:

$$\Delta E_i = -E_{0i} = -c_i^* \cdot l_i \cdot \cos \varphi_i^* \quad (2.58)$$

$$\Delta X_i = 0 \quad (2.59)$$

2.2.2. Trường hợp thoi đất có lực kéo của vôi Vi

2.2.2.1. Trường hợp 5: Thoi đất có góc $\varphi_i^* > \alpha_i > 0$

Biến đổi tương tự, ta có các công thức:

$$\Delta R_i = \left[V_i + (W_i + \frac{c_i^* \cdot l_i \cdot \cos \varphi_i^*}{\sin(\varphi_i^* - \alpha_i)}) \cdot \text{tg}(\varphi_i^* - \alpha_i) \right] \cos(\varphi_i^* - \alpha_i) \quad (2.63)$$

$$\Delta E_i = \Delta R_i \cdot \cos(\varphi_i^* - \alpha_i) \quad (2.64)$$

$$\Delta X_i = \Delta R_i \cdot \sin(\varphi_i^* - \alpha_i) \quad (2.65)$$

2.2.2.2. Trường hợp 6.a: Thỏi đất có góc $\alpha_i > \varphi_i^* > 0$, $W_i > \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)}$

và $V_i > E_{oi}$: Cũng biến đổi như trên, ta được:

$$\Delta E_i = (V_i - E_{oi}) \cos^2(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.68)$$

$$\Delta X_i = \Delta E_i \cdot \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.69)$$

$$W_{oi} = W_i - \frac{c_i^* l_i}{\text{tg} \varphi_i^*} \cdot \frac{\sin \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)} = W_i - \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)} \quad (2.70)$$

$$E_{oi} = W_{oi} \cdot \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.71)$$

2.2.2.3. Trường hợp 6.b: Thỏi đất có góc $\alpha_i > \varphi_i^* > 0$, $W_i > \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)}$,

$V_i < E_{oi}$: Biến đổi ta có:

$$\Delta E_i = E_{oi} \cdot \cos^2(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.72)$$

$$\Delta X_i = \Delta E_i \cdot \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.73)$$

$$E_{oi} = W_{oi} \cdot \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) - V_i \quad (2.74)$$

2.2.2.4. Trường hợp 6.c: Thỏi đất có góc $\alpha_i > \varphi_i^* > 0$, giá trị $W_i < \frac{c_i^* l_i \cos \varphi_i^*}{\sin(\alpha_i - \varphi_i^*)}$

Cũng biến đổi ta có:

$$\Delta R_i = \left[V_i + (c_i^* l_i \cdot \sin \alpha_i + \frac{c_i^* \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i}{\text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*)} - W_i) \cdot \text{tg}(\alpha_i - \varphi_i^*) \right] \cos(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.77)$$

$$\Delta E_i = \Delta R_i \cdot \cos(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.78)$$

$$\Delta X_i = \Delta R_i \cdot \sin(\alpha_i - \varphi_i^*) \quad (2.79)$$

2.2.2.5. Trường hợp 7 (trường hợp đặc biệt): Thỏi đất có góc $\alpha_i = \varphi_i^* > 0$:

$$\Delta E_i = V_i + c_i^* \cdot l_i \cdot \cos \varphi_i^* \quad (2.80)$$

$$\Delta X_i = 0 \quad (2.81)$$

2.3. Kết luận chương II: Việc áp dụng phương pháp phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác đã đưa bài toán phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp phân thoi thành bài toán tĩnh định và tính được giá trị các đại lượng ΔX_i và ΔE_i mà các phương pháp truyền thống chưa thực hiện được. Phương pháp phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác đã đưa được ảnh hưởng của lực kéo (của cốt VĐKT) đến sự phân phối ứng suất của từng thoi là đúng với phương pháp luận địa kỹ thuật.

Chương III: KIỂM ĐỊNH PHƯƠNG PHÁP LUẬN

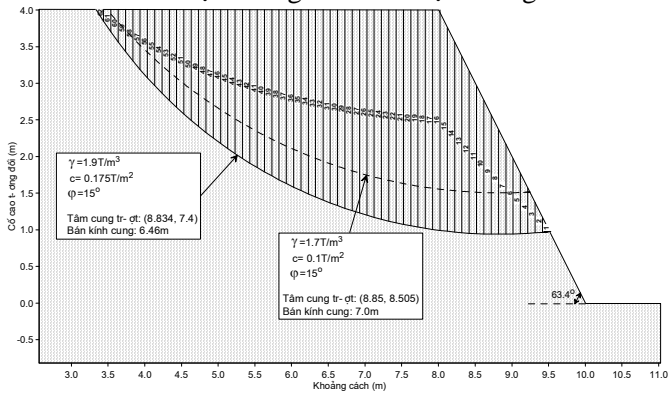
3.1. Xây dựng phần mềm phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác: Nghiên cứu sinh đã sử dụng ngôn ngữ lập trình Fortran để lập phần mềm tính toán hệ số ổn định F_s của mái dốc ứng với các trường hợp sau: (i) Trường hợp cung trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn ($F_s=1$); (ii) trường hợp cung trượt chưa ở trạng thái cân bằng giới hạn (có hệ số an toàn F_s khác 1).

3.2. Tính toán kiểm chứng phương pháp luận: Tính toán hệ số ổn định mái dốc theo phương pháp có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác ứng với các trường hợp sau: (i) Tính toán ổn định với các cung trượt có hệ số ổn định $F_s=1$; (ii) Tính toán ổn định với các cung trượt có hệ số ổn định F_s khác 1; (iii) tính toán ổn định với các cung trượt có hệ số ổn định khác 1 và có mực nước ngầm.

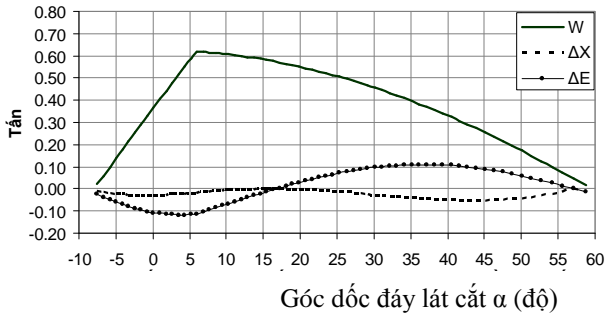
3.2.1 Kết quả tính toán với cung trượt ở trạng thái cân bằng giới hạn ($F_s=1$): Phân tích ổn định của mái dốc có cấu trúc như hình 3.3: Cung trượt ở trạng thái tới hạn có tọa độ tâm là (8.834 m; 7.4m); bán kính là 6.46m; chiều rộng thoi đất $b=0.0993$ m. Theo phương pháp Bishop đơn giản hệ số ổn định trượt theo cung này là 0.9961.

Nhận xét: Biểu đồ 3.4 cho thấy giá trị các hàm số ΔX_i , ΔE_i là các hàm liên tục, nghĩa là giá trị hàm ΔR_i là hàm liên tục. Điều này khẳng định

tính đúng đắn của lý thuyết phân tích ổn định mái dốc theo phương pháp có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác.



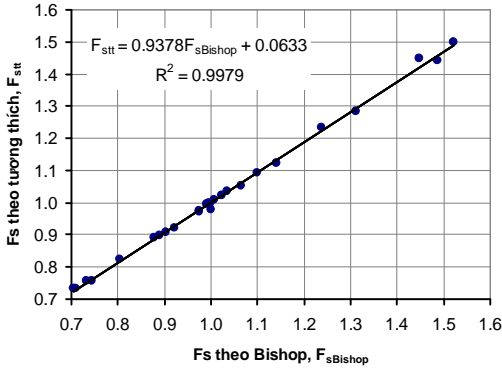
Hình 3.3. Sơ đồ thân đê và phân chia thời đất tính độ ổn định



Hình 3.4. Phân bố W_i , ΔX_i , ΔE_i của các thời đất ($F_s=1$)

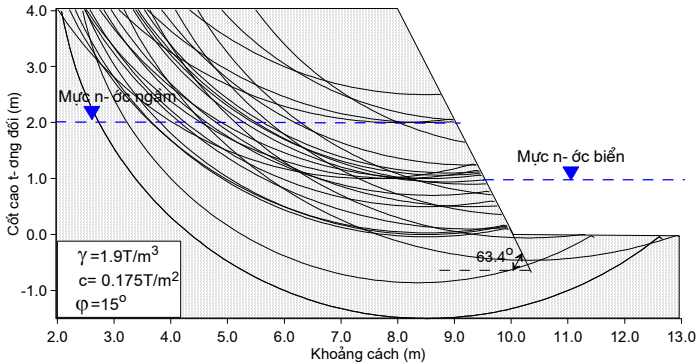
3.2.2 Tính toán với các cung trượt có hệ số an toàn ổn định $F_s \neq 1$

3.2.2.1. Trường hợp 1: Tính toán các cung trượt có hệ số an toàn ổn định khác 1 của mái dốc có cấu trúc thể hiện trên hình 3.3: Tính toán hệ số an toàn ổn định mái dốc với 26 cung trượt và so sánh với kết quả tính toán theo phương pháp Bishop đơn giản. Kết quả cho thấy tương quan hệ số ổn định trượt tính theo hai phương pháp đối với trường hợp này là khá chặt chẽ. Khi $F_s < 1$ thì F_s tính theo phương pháp "tương thích" lớn hơn chút ít so với tính theo phương pháp Bishop đơn giản và ngược lại.



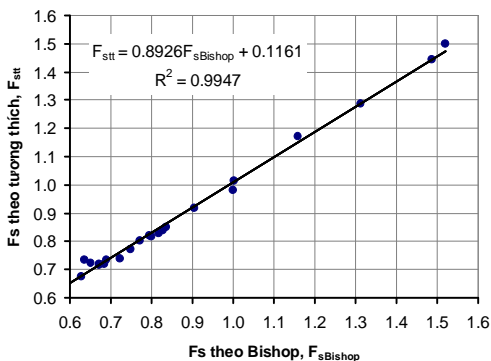
Hình 3.9. Hệ số ổn định mái dốc tính theo PP Bishop đơn giản và PP "tương thích": trường hợp 1

3.2.2.2 Trường hợp 2: Tính toán các cung trượt có hệ số an toàn khác 1 của mái dốc như hình 3.10:



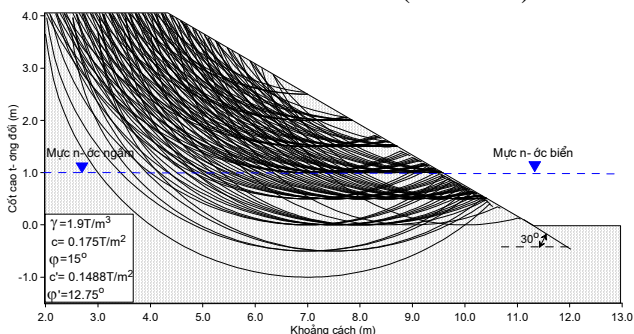
Hình 3.10. Cung trượt tính toán trong trường hợp 2

Tính toán với 26 cung trượt và so sánh với kết quả tính toán theo phương pháp Bishop đơn giản. Kết quả cho thấy tương quan hệ số ổn định trượt tính theo hai phương pháp: Bishop đơn giản và “tương thích” trong trường hợp này cũng khá chặt chẽ (hệ số tương quan bằng 0,9947). Tuy nhiên ở giới hạn F_s tính theo phương pháp Bishop đơn giản nhỏ hơn 0.67 quan hệ không được chặt chẽ lắm. Khi $F_s < 1.1$ thì F_s tính theo phương pháp "tương thích" lớn hơn chút ít so với tính theo phương pháp Bishop đơn giản và ngược lại (hình 3.11).

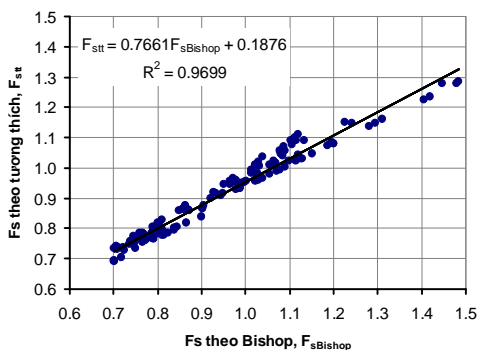


Hình 3.11. Hệ số ổn định tính theo PP Bishop đơn giản và PP "tương thích": trường hợp 2

3.2.232 Trường hợp 3: Tính toán các cung trượt có hệ số an toàn ổn định khác 1 của mái dốc có cấu trúc khác (hình 3.12):



Hình 3.12. Kết quả tính toán hệ số an toàn ổn định mái dốc các cung trượt trong trường hợp 3



Hình 3.13. Hệ số ổn định tính theo PP Bishop đơn giản và PP "tương thích" trong trường hợp 3

Tính toán hệ số an toàn ổn định mái dốc với 123 cung trượt và so sánh với kết quả tính theo phương pháp Bishop đơn giản. Kết quả cho thấy tương quan hệ số ổn định trượt tính theo hai phương pháp cũng vẫn chặt chẽ. Theo đường tương quan (hình 3.13) với $F_{s\text{Bishop}} < 0.85$ thì F_s tính theo phương pháp "tương thích" luôn nhỏ hơn chút ít tính theo phương pháp Bishop đơn giản.

3.3. Kết luận chương III: (1) Trên cơ sở thuật toán đã nghiên cứu, xây dựng được phần mềm tính toán hệ số ổn định mái theo phương pháp có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác. (2) Đã tính toán hệ số ổn định mái dốc theo phương pháp nghiên cứu trong các trường hợp cung trượt có hệ số an toàn ổn định $F_s=1$, $F_s>1$ và $F_s<1$ với các mái dốc có cấu trúc và thông số địa kỹ thuật khác nhau và đã kiểm chứng bằng phương pháp Bishop đơn giản. Kết quả: Hệ số ổn định mái dốc F_s theo phương pháp tương thích và phương pháp Bishop đơn giản có sự chênh lệch nhau không đáng kể và có hệ số tương quan rất cao. Như vậy, kết quả tính toán hệ số an toàn ổn định mái dốc của phương pháp có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác là đúng đắn và đáng tin cậy.

Chương IV: NGHIÊN CỨU ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ ĐẤT CÓ CỐT VĐKT TẠI CÔNG TRÌNH THỬ NGHIỆM

4.1. Giới thiệu công trình thử nghiệm

Đoạn đê thử nghiệm dài 150m thuộc đê biển Bình Minh 3, huyện Kim Sơn, tỉnh Ninh Bình.

4.2 Thí nghiệm xác định tương tác giữa cốt VĐKT và đất

4.2.1. Mục đích thí nghiệm: (i) Thí nghiệm cắt hộp xác định trị số ma sát tiếp xúc giữa VĐKT và đất; (ii) Thí nghiệm kéo rút vải khỏi mẫu đất xác định trị số ma sát kéo rút giữa vải và đất. Kết quả thí nghiệm được dùng để thiết kế công trình thử nghiệm.

4.2.2. *Thiết bị và vật liệu thí nghiệm:* (1) Thiết bị thí nghiệm: dùng loại AIM-2656 – Modified Direct Shear Apparatus của Ấn Độ; (2) Vật liệu thí nghiệm: (i) Cốt VĐKT: Pec 75 và Pec 200; (ii) Đất thí nghiệm là đất sử dụng để đắp đoạn đê thử nghiệm

4.2.3. *Kết quả thí nghiệm:* Thực hiện thí nghiệm cho nhiều cấp độ ẩm khác nhau, lấy giá trị trung bình của f_{ds} , f_{po} theo các cấp độ ẩm này, kết quả thí nghiệm được ghi ở bảng 4.2.

Bảng 4.2. Hệ số f_{ds} , f_{po} cho đất đắp đê Bình Minh 3 (Ninh Bình) và các loại đất tham khảo khác

Loại đất	Đất sử dụng đắp đê Bình Minh 3	Các loại đất tham khảo khác		
		Cát hạt bụi	Đất ven biển Hải Phòng	Cát Sông Hồng
Góc ma sát φ (độ)	4,6	28	3,95	20,15
Polyfelt Rock Pec: $\delta 1$ f_{ds}	2,86	22,78	2,65	15
	0,62	0,79	0,67	0,73
Polyfelt Rock Pec: $\delta 2$ f_{po}	2,72	20,68	2,54	14,01
	0,59	0,71	0,64	0,68

4.3. Thí nghiệm mô hình vật lý tỷ lệ 1:1

4.3.1. *Mục tiêu thí nghiệm:* Nghiên cứu quan hệ chuyển vị ngang tại các điểm đo với các cấp tải trọng khác nhau;

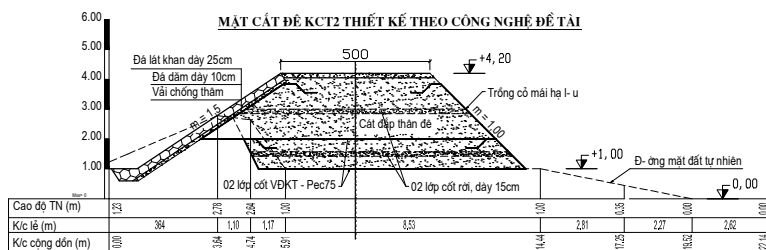
Vật liệu sử dụng trong mô hình: (i) Đất đắp lấy tại đê Bình Minh 3, Kim Sơn, Ninh Bình; (ii) VĐKT sử dụng để thí nghiệm là Pec75

4.3.2. *Kết quả đo và nhận xét:* (1) Quan hệ chuyển vị ngang với tải trọng tại các điểm đo: Tại một thời điểm thí nghiệm, khi mực nước thượng lưu ở một giá trị nào đó, tiến hành chắt tải thì chuyển vị ngang tăng đột biến, chuyển vị ngang có xu thế tăng dần đều theo các cấp tải trọng; những điểm trong thân đê có giá

trị chuyển vị ngang nhỏ hơn những điểm mép hạ lưu đê; những điểm trên mái hạ lưu có vị trí cao hơn có chuyển vị ngang lớn hơn. (2) Quan hệ chuyển vị ngang tại một điểm và tải trọng với các mô hình đê khác nhau: chuyển vị ngang của các điểm đo ở những mô hình có hệ số mái dốc lớn hơn sẽ lớn hơn. (3) Quan hệ chuyển vị ngang và tải trọng, với thời gian cố kết khác nhau: Trong cùng một mô hình thí nghiệm thì chuyển vị ngang tại một điểm giảm dần theo thời gian; mức độ biến đổi chuyển vị ngang tại các mốc thời gian khi đê vừa đắp xong, sau 1 ngày, 3 ngày, sau 1 tuần và cũng giảm dần.

4.4. thiết kế và thi công đoạn đê thử nghiệm KCT2 .

4.4.1. Mặt cắt ngang đê biển thiết kế theo công nghệ đất có cốt VĐKT:



Hình 4.12. Mặt cắt đê KCT2 thiết kế sử dụng VĐKT làm cốt

Chiều cao đê trung bình 3,5 m; bề rộng đỉnh đê bằng 5,0 m; mái dốc phía biển: $m_1 = 1,5$; mái dốc phía đồng: $m_2 = 1,0$; bảo vệ mái thượng lưu bằng đá lát khan dày 25 cm; mái hạ lưu trồng cỏ; sử dụng 2 lớp cốt liên tục loại Pec 75 và 02 lớp cốt rời dày 15 cm.

4.4.2. Thi công công trình thử nghiệm: Đã xây dựng thành công đoạn đê thử nghiệm KCT2 - Bình Minh 3, Kim Sơn, Ninh Bình theo công nghệ đất có cốt VĐKT bằng đất tại chỗ. Nghiệm thu bàn giao ngày 20/1/2005.

4.5. So sánh và đánh giá hiệu quả từ công trình thử nghiệm:

(1) Về kết cấu mặt cắt đê: mặt cắt đê thiết kế nhỏ hơn: mái thượng lưu giảm từ $m_1 = 3,5$ xuống còn $m_1 = 1,5$, mái hạ lưu giảm từ $m_1 = 2,75$ xuống còn $m_2 = 1,0$. (2) Về biến dạng của đê: Nhờ cốt có cường độ kéo cao và kết hợp tốt với đất nên biến dạng đã giảm đi, cũng có nghĩa là sức chịu tải của nền cũng được tăng lên. (3) Về tiến độ và thời gian đắp đê: cho phép rút ngắn thời gian thi công đoạn đê thử nghiệm xuống chỉ còn 4 tháng. (4) Về cốt kết và ổn định của đê: Công nghệ đất có cốt cho phép nước trong lỗ rỗng của đất được thoát ra nhanh, giảm áp lực nước trong lỗ rỗng của đất, biến dạng trong đất tắt nhanh.. làm cho cường độ chống cắt và sức chịu tải của đất tăng lên và tăng ổn định cho công trình. (5) Về khả năng chịu nước tràn của đê: Sau khi nghiệm thu, năm 2005 có 02 cơn bão số 6 và số 7 đổ bộ trực tiếp vào đoạn bờ biển Ninh Bình - Nam Định đã làm cho nước biển tràn quan thân đê vào đồng, tuy nhiên đoạn đê thử nghiệm vẫn đảm bảo ổn định. (6) Về Hiệu quả kinh tế: Việc thi công theo công nghệ đất có cốt cho thấy các hiệu quả kinh tế sau: giảm khối lượng đất đắp $16,88 \text{ m}^3/\text{1m}$ dài, giảm diện tích mất đất $13,75 \text{ m}^2/\text{1m}$ dài; giảm chi phí đền bù giải phóng mặt bằng và sớm đưa công trình vào khai thác.

4.6. Sử dụng phương pháp nghiên cứu tính toán với công trình thử nghiệm

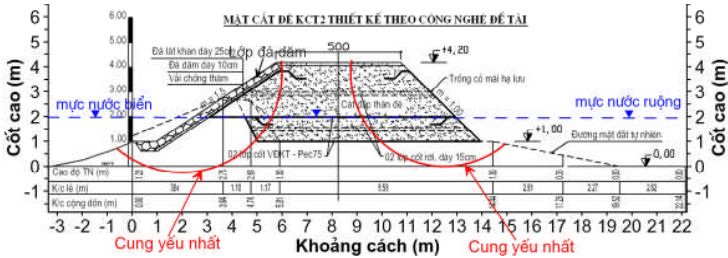
4.6.1 Trường hợp tính toán: Tính toán với 02 trường hợp: (i) Trường hợp 1: Mặt cắt đê biển có chiều cao $H = 3,5\text{m}$, hệ số mái thượng lưu $m_1=1,5$, mái hạ lưu $m_2 = 1,0$, không có VĐKT; (ii) Trường hợp 2: Mặt cắt đê biển giống như trong trường hợp 1, nhưng có 2 lớp VĐKT;

4.6.2. Kết quả tính toán

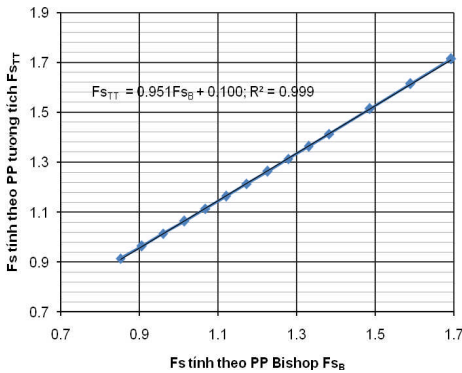
- Trường hợp 1: Phân tích ổn định mái dốc đê biển trong trường hợp này cho thấy hệ số ổn định của 02 cung trượt nguy hiểm nhất (mái phía biển và mái phía đồng) đều nhỏ hơn 1;

- Trường hợp 2: Tiến hành tính toán với 02 cung trượt nguy hiểm nhất của mái đê phía biển và mái đê phía đồng với nhiều khả năng

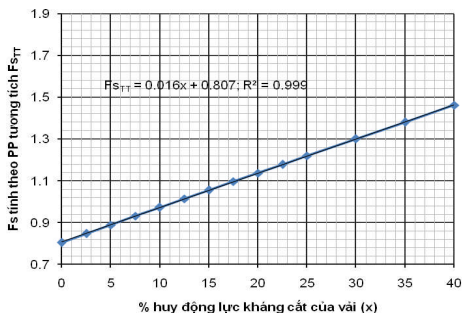
huy động lực kéo của vải khác nhau và so sánh kết quả tính toán với phương pháp Bishop đơn giản (từ hình 4.18 đến hình 4.22).



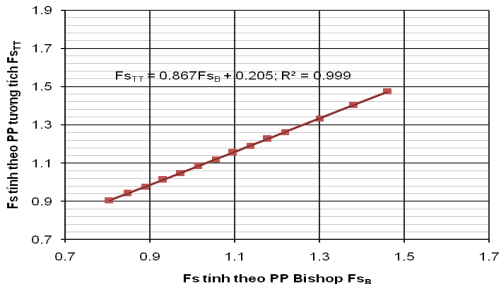
Hình 4.18. Hai cung yếu nhất của mặt cắt đê thiết kế



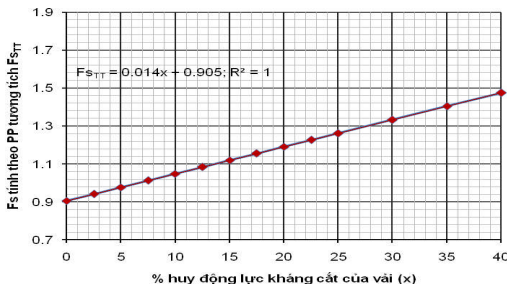
Hình 4.19.
Mái đê phía
đồng: quan hệ
giữa F_s tính
theo PP
Bishop và PP
tương thích



Hình 4.20.
Mái đê phía
đồng: quan hệ
giữa F_s tính
theo PP tương
thích và phần
trăm huy động
lực kéo của
VDKT



Hình 4.21.
Mái đê phía
biển: quan hệ
giữa Fs tính
theo PP
Bishop và PP
tương thích



Hình 4.22.
Mái đê phía
biển: quan hệ
giữa Fs tính
theo PP tương
thích và phần
trăm huy động
lực kéo của
VĐKT

Nhận xét: Đã tính toán hệ số ổn định mái đê biển theo phương pháp đề xuất của luận án và so sánh với kết quả phương pháp Bishop đơn giản, kết quả tính toán theo hai phương pháp là rất gần nhau (hệ số tương quan $R^2=0,99$).

4.7. Kết luận chương IV: (1) Đã nghiên cứu trong phòng thí nghiệm sự tương tác giữa cốt VĐKT và đất trong hai trường hợp (i) cắt hộp để xác định trị số ma sát tiếp xúc (ii) kéo rút vải khỏi mẫu đất để xác định trị số ma sát kéo rút. (2) Thí nghiệm mô hình vật lý tỷ lệ 1:1 để quan trắc các quan hệ giữa biến dạng ngang với các cấp tải trọng và với thời gian. (3) Tiến hành xây dựng thử nghiệm một đoạn đê biển bằng công nghệ đất có cốt VĐKT tại tuyến đê biển Bình Minh 3, Kim Sơn, Ninh Bình. Đoạn đê thử nghiệm này đã được nghiệm thu vào tháng 1/2005. Đến nay, đoạn đê này vẫn tồn tại và làm việc tốt. Qua nghiên cứu công trình thử nghiệm, thấy rằng việc ứng dụng công nghệ đất có cốt VĐKT

trong xây dựng đê biển có những ưu thế rất lớn và chúng tỏ được sự phù hợp với đặc điểm của đê biển nước ta. (4) Đã áp dụng phương pháp tính đề xuất để phân tích ổn định mái dốc đoạn đê biển thử nghiệm, kết quả cho thấy hiệu quả của việc sử dụng VĐKT để gia cố cho đê biển là rất rõ ràng. Đã kiểm định kết quả tính toán hệ số ổn định mái đê biển theo phương pháp nghiên cứu với phương pháp Bishop đơn giản, kết quả tính toán theo hai phương pháp là rất gần nhau (hệ số tương quan $R^2=0,99$). Điều này cho thấy lý thuyết và phần mềm do nghiên cứu sinh xây dựng có độ tin cậy và độ chính xác cao. Kết quả tính toán theo phương pháp nghiên cứu cao hơn so với kết quả tính toán theo phương pháp Bishop đơn giản vì phương pháp nghiên cứu đã xét được đầy đủ hơn các lực tác dụng lên thoi đất.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

KẾT LUẬN

1. Đã nghiên cứu, tổng kết và phân tích được những đặc điểm riêng của đê biển Việt Nam: là công trình bán vĩnh cửu; trong trường hợp bất khả kháng phải để cho nước tràn qua; khối lượng xây dựng lớn, phải sử dụng vật liệu tại chỗ để đắp đê.
2. Đã nghiên cứu sự phù hợp của VĐKT để làm cốt trong xây dựng và nâng cấp đê biển nước ta: (i) Tuổi thọ khoảng từ 30-80 năm, phù hợp với công trình bán vĩnh cửu; (ii) Có thể thay thế tầng lọc ngược, giảm kết cấu của đê biển, và trong trường hợp bất khả kháng có thể cho tràn nước qua thân đê; (iii) tận dụng được đất khai thác tại chỗ để đắp đê mà vẫn đảm bảo đê ổn định; (iv) cho phép thi công nhanh và an toàn.
3. Đã nghiên cứu, phát triển về mặt lý thuyết phương pháp phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác, từ đó xây dựng được các phương trình bổ sung để tĩnh định hóa bài toán phân tích ổn định của mái dốc (công thức tính toán giá trị các đại lượng ΔX , ΔE của lực tương tác giữa các thoi đất trong các trường hợp khác nhau). Phương pháp nghiên cứu đã xét được ảnh hưởng lực

kéo của cốt VĐKT đến trạng thái ứng suất của các thời đất, điều này là phù hợp với lý thuyết phân thoi. Đây là một điểm mới và là đóng góp quan trọng của luận án.

4. Đã xây dựng được phần mềm tính toán hệ số an toàn ổn định mái dốc trên cơ sở lý thuyết của phương pháp phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác. Đã tính toán với các cung trượt của các mái dốc có cấu trúc hình học và thông số địa kỹ thuật khác nhau và kiểm định bằng phương pháp Bishop đơn giản và bằng công trình thử nghiệm. Kết quả cho thấy phương pháp phân tích ổn định mái dốc có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác có độ chính xác và độ tin cậy cao. Đây đồng thời là một điểm mới và là đóng góp quan trọng của luận án.

5. Luận án đã nghiên cứu ứng dụng công nghệ đất có cốt VĐKT cho công trình thực tế một cách bài bản và có hệ thống: Thí nghiệm trong phòng để xác định cơ chế tương tác giữa cốt VĐKT và đất, ứng dụng để thiết kế mặt cắt của đoạn đê thử nghiệm; Thí nghiệm mô hình vật lý tỷ lệ 1:1 để quan trắc các quan hệ giữa biến dạng ngang của đê với các cấp tải trọng và với thời gian; Trực tiếp thi công xây dựng một đoạn đê thử nghiệm theo công nghệ đất có cốt VĐKT. Đến nay, công trình này vẫn tồn tại và làm việc ổn định. Đây là một điểm mới của luận án.

KIẾN NGHỊ

Bài toán phân tích ổn định mái dốc đê biển là một bài toán lớn và phức tạp, luận án cần nghiên cứu tiếp các trường hợp sau đây:

- Nghiên cứu bài toán cổ kết của khối đất có cốt của đê biển.
- Tính toán hệ số an toàn ổn định mái dốc với cung trượt phức hợp.
- Xây dựng phần mềm tính toán hệ số ổn định mái dốc đê biển theo phương pháp có xét đến điều kiện tương thích của lực tương tác hoàn chỉnh hơn, thân thiện và dễ sử dụng để phần mềm này được áp dụng rộng rãi vào thực tế.