

Nghiên cứu lựa chọn giải pháp xử lý nền đất yếu cho tuyến đê hữu Lạch Tray, Hải Phòng

Lê Xuân Khâm^{1*}, Lê Hồng Phương¹

¹ Trường Đại học Thủy lợi

TỪ KHOÁ

Đê sông
Nền đất yếu
Gia cố nền
Ổn định mái dốc
Đê hữu Lạch Tray

TÓM TẮT

Tuyến đê hữu Lạch Tray đoạn Km14 + 350 đến Km16 + 100, thành phố Hải Phòng đi qua khu vực ven sông có lớp sét yếu phân bố nông dưới nền đắp, làm tăng nguy cơ mất ổn định và biến dạng khi cải tạo, nâng cấp đê. Nghiên cứu này đánh giá định lượng bốn phương án xử lý nền tại mặt cắt C12: PA0 không xử lý; PA1 bóc và thay một phần lớp sét yếu 2a; PA2 bóc và thay toàn bộ lớp 2a trong phạm vi nền đê; PA3 bóc thay một phần kết hợp vải địa kỹ thuật dệt polyester cường độ cao tại đáy khối đắp. Các bài toán thấm, ổn định trượt và lún cố kết được phân tích bằng GeoStudio cho hai trường hợp: làm việc bình thường và rút nước nhanh. Kết quả cho thấy thấm không phải tiêu chí quyết định trong lựa chọn phương án, với gradient lớn nhất từ 0,129 đến 0,215, nhỏ hơn giới hạn cho phép 0,54. Ổn định trượt là tiêu chí quyết định: PA0, PA1 và PA2 không đồng thời đáp ứng yêu cầu kiểm toán, trong khi PA3 đạt hệ số ổn định nhỏ nhất 1,308 ở trường hợp bình thường và 1,154 ở trường hợp rút nước nhanh. Về biến dạng, PA2 cho lún cuối kỳ nhỏ nhất tại tim đê, bằng 11,92 cm, giảm 20,1% so với PA0, nhưng không đạt yêu cầu ổn định; PA3 cho lún 13,07 cm và thỏa mãn đồng thời các tiêu chí kiểm toán. Kết quả cho thấy PA3 là phương án xử lý nền phù hợp cho mặt cắt C12 và có thể sử dụng làm cơ sở định lượng cho bước thiết kế kỹ thuật của tuyến.

KEYWORDS

River dike
Soft soil
Ground improvement
Slope stability
Lach Tray dike

ABSTRACT

The right Lach Tray river dike from Km14 + 350 to Km16 + 100 in Hai Phong city crosses a riverside area where a shallow soft clay layer underlies the embankment, increasing the risk of instability and deformation during dike rehabilitation and upgrading. This study quantitatively evaluates four foundation treatment alternatives at cross-section C12: PA0 without treatment, PA1 with partial removal and replacement of soft clay layer 2a, PA2 with complete removal and replacement of layer 2a within the dike foundation, and PA3 with partial replacement combined with a high-strength polyester woven geotextile placed at the base of the embankment. Seepage, slope stability and consolidation settlement are analysed using GeoStudio under two conditions: normal operation and rapid drawdown. The results show that seepage is not the controlling criterion, with the maximum hydraulic gradient ranging from 0.129 to 0.215, lower than the allowable limit of 0.54. Slope stability governs the selection: PA0, PA1 and PA2 do not simultaneously satisfy the checking requirements, whereas PA3 reaches minimum safety factors of 1.308 under normal operation and 1.154 under rapid drawdown. Regarding deformation, PA2 gives the smallest final settlement at the dike centreline, equal to 11.92 cm and 20.1% lower than PA0, but fails to meet the stability requirement; PA3 gives a settlement of 13.07 cm while satisfying all checking criteria. The results indicate that PA3 is the suitable foundation treatment alternative for cross-section C12 and provides a quantitative basis for the detailed design stage of the dike upgrading Project.

1. Giới thiệu

Đê sông là công trình phòng chống lũ có yêu cầu an toàn cao do hậu quả của sự cố đê có thể lan rộng tới dân cư, hạ tầng và hoạt động kinh tế phía đồng. Theo TCVN 9902:2025 [1], thiết kế đê sông phải kiểm tra đồng thời ổn định thấm, ổn định trượt, lật và biến dạng nền theo cấp công trình và tổ hợp tải trọng tương ứng. Trong đó, ổn định thấm và ổn định trượt thuộc trạng thái giới hạn loại 1, còn biến dạng

nền được kiểm tra theo trạng thái giới hạn loại 2 với yêu cầu không làm ảnh hưởng đến chức năng của đê. Đối với các tuyến đê thuộc khu vực cửa sông Bắc Bộ, nền đê thường được hình thành trên trầm tích trẻ có độ ẩm tự nhiên cao, hệ số rỗng lớn và cường độ kháng cắt thấp, do đó bài toán cải tạo, nâng cấp đê đòi hỏi phải kiểm toán đầy đủ và đồng bộ các trạng thái giới hạn nêu trên.

Khi nền đất yếu phân bố nông ngay dưới khối đắp, tải trọng đê làm tăng ứng suất hữu hiệu và gây lún cố kết, đồng thời tạo biến dạng

*Liên hệ tác giả: khamlexuan@gmail.com

Nhận ngày 24/04/2026, sửa xong ngày 08/05/2026, chấp nhận đăng ngày 11/05/2026

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.04.2026.1342>

đầy đất yếu sang hai bên chân đê, cơ chế làm giảm sức kháng huy động trên mặt trượt và tăng nguy cơ phá hoại tổng thể của mái và nền [3,4]. Trong điều kiện rút nước nhanh ở phía sông, sự thay đổi mực nước diễn ra nhanh hơn quá trình tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng dư trong đất dính có hệ số thấm thấp, dẫn đến giảm ứng suất hữu hiệu và giảm sức kháng cắt huy động ở mái phía sông; vì vậy mái phía sông trong tổ hợp đặc biệt thường là mái kiểm tra bất lợi nhất [6].

Các giải pháp xử lý nền đất yếu phục vụ công trình đắp đã được tổng kết trong nhiều tài liệu chuyên khảo [9,10], phân thành ba nhóm theo cơ chế tác dụng: (i) thay thế hoặc cải thiện vật liệu nền; (ii) tăng tốc cố kết hoặc tăng cường độ nền theo thời gian như bấc thấm chế tạo sẵn (PVD) kết hợp gia tải trước [11,12] và phương pháp trộn sâu (DMM) [13]; (iii) bổ sung sức kháng kéo và phân bố ứng suất bằng vật liệu địa kỹ thuật chịu kéo [2,14-17]. Một quan niệm thường gặp trong thực hành thiết kế là cho rằng giải pháp giảm lún tốt nhất cũng là giải pháp an toàn nhất về ổn định, dẫn đến xu hướng lựa chọn giải pháp thay đất triệt để khi chiều dày lớp yếu nông. Tuy nhiên, các nghiên cứu về nền đắp gia cường trên đất yếu đã chỉ ra rằng cốt địa kỹ thuật chịu kéo đặt tại đáy khối đắp có thể làm tăng đáng kể hệ số an toàn ổn định mà không cần loại bỏ thêm đất yếu, do cơ chế tác dụng chính là bổ sung mô men kháng trượt và hạn chế biến dạng đẩy ngang chứ không phải giảm chiều dày lớp nền [14-17].

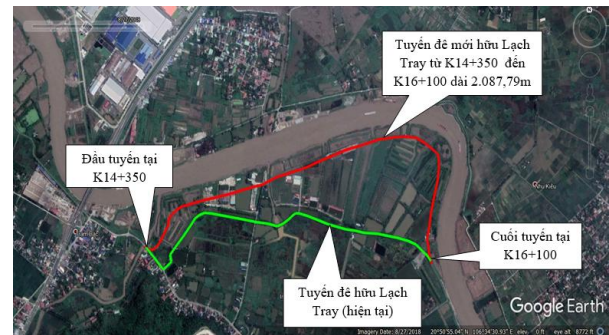
Tuyến đê hữu Lạch Tray đoạn Km14+350 đến Km16+100 (Hải Phòng) hiện đang được nghiên cứu cải tạo. Trong phạm vi đoạn nghiên cứu, mặt cắt C12 được lựa chọn để tính toán do lớp sét yếu 2a phân bố nông ngay dưới khối đắp với chỉ tiêu cơ lý bất lợi nhất. Bài báo trình bày kết quả tính toán định lượng của tác giả cho bốn phương án xử lý nền tại mặt cắt này, sử dụng đồng thời các mô đun *SEEP/W*, *SLOPE/W* và *SIGMA/W* của *GeoStudio* [8] cho hai trường hợp tải trọng quy định trong TCVN 9902:2025. Đóng góp của nghiên cứu là cung cấp bộ số liệu định lượng (gradient thấm, hệ số an toàn, vị trí và hình học mặt trượt nguy hiểm, lún tại tim đê và phân bố lún dọc đáy đê) cho một mặt cắt thực tế thuộc tuyến đê hữu Lạch Tray, làm rõ cơ chế chi phối ổn định và biến dạng tại đoạn tuyến này và đề xuất phương án xử lý nền phù hợp.

2. Khu vực nghiên cứu và dữ liệu đầu vào

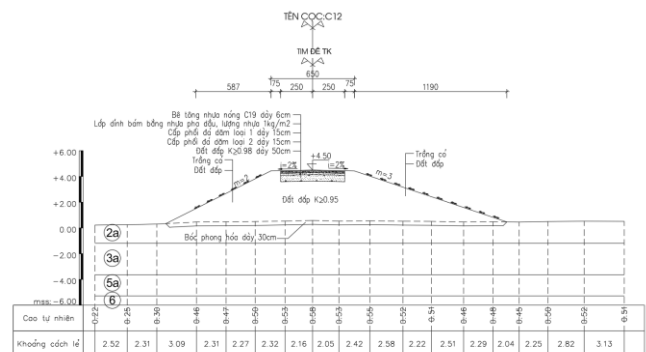
2.1. Tuyến đê và mặt cắt tính toán đại diện

Đoạn nghiên cứu từ Km14+350 đến Km16+100 đi qua khu vực ven sông có địa hình bằng phẳng, nhiều ao đầm và đất thấp; tuyến đê chịu tác động trực tiếp của dao động mực nước sông Lạch Tray theo chế độ bán nhật triều và mùa lũ [18]. Trên cơ sở tương quan giữa tuyến đê, bờ sông và đặc điểm địa tầng, đoạn nghiên cứu được chia thành bốn đoạn nhỏ; trong đó đoạn 2 (từ C7+10,90 đến C42) đi gần dòng chảy chính và có lớp sét yếu 2a phân bố nông ngay dưới nền đắp, được xác định là đoạn bất lợi nhất. Mặt cắt C12 thuộc đoạn 2 được lựa chọn làm mặt cắt tính toán đại diện do hội tụ ba điều kiện bất lợi: tuyến đi gần sông làm tăng tác động của tổ hợp rút nước nhanh, lớp 2a có chiều dày đáng kể nằm trực tiếp dưới khối đắp, và các chỉ tiêu cơ lý của lớp

này thấp hơn rõ rệt so với các lớp đất bên dưới [18]. Phương án xử lý nền đắp ứng được yêu cầu kỹ thuật tại C12 do đó có thể làm cơ sở để áp dụng cho các vị trí có điều kiện nhẹ hơn trong cùng đoạn 2.



Hình 1. Vị trí và phạm vi tuyến đê hữu Lạch Tray đoạn Km14+350 ÷ Km16+100.



Hình 2. Mặt cắt tính toán đại diện C12: hình học khối đắp và địa tầng.

2.2. Đặc trưng địa kỹ thuật và bộ thông số tính toán

Theo hồ sơ khảo sát địa chất công trình của dự án [18], địa tầng tại mặt cắt C12 từ trên xuống bao gồm khối đắp đê (đất á sét đắp đầm chặt $K \geq 0,95$) và bốn lớp đất dính ký hiệu lần lượt 2a, 3a, 5a và 6 với chỉ tiêu cơ lý thay đổi đáng kể theo chiều sâu. Lớp 2a nằm ngay dưới khối đắp, có hệ số rỗng tự nhiên $e_0 = 1,37$, độ sệt $B = 1,09$ (trạng thái chảy), sức chịu tải quy ước $R_0 = 0,4 \text{ kg/cm}^2$ và mô đun biến dạng $E = 1.961 \text{ kPa}$; trong mô hình ổn định, lớp này có $c' = 3,92 \text{ kPa}$ và $\varphi' = 3,77^\circ$. Các đặc trưng trên đáp ứng đầy đủ tiêu chí nhận biết đất yếu cho công trình đắp [3,9], làm cho lớp 2a là lớp đất bất lợi chính, chi phối đồng thời ổn định tổng thể và biến dạng của nền đê. Dòng thấm từ phía sông đi qua thân đê đắp bằng đất á sét và thoát ra ở mái phía dòng thông qua tầng đất phù có nguồn gốc tương tự, do đó gradient thấm cho phép tại điểm thoát được lấy theo nhóm đất á sét, ứng với hệ số $[J] = 0,54$ (Bảng 5 của TCVN 9902:2025).

Bộ thông số đầu vào đầy đủ cho các mô hình *SEEP/W*, *SLOPE/W* và *SIGMA/W* được tổng hợp trong Bảng 1 trên cơ sở hồ sơ khảo sát địa chất công trình và các giả thiết mô hình hóa của nghiên cứu [18]. Mô hình ứng xử Mohr-Coulomb với điều kiện thoát nước được sử dụng cho phân tích ổn định và bài toán biến dạng - cố kết, kết hợp với hàm dẫn

nước phụ thuộc áp lực hút cho bài toán thấm trong vùng bão hòa và không bão hòa [7,8].

3. Phương pháp nghiên cứu

3.1. Phương án xử lý nền

Bốn phương án được thiết lập theo thứ tự tăng dần mức độ can thiệp đối với lớp 2a (Bảng 2). PA0 đóng vai trò đối chứng để định lượng mức thiếu an toàn của nền tự nhiên. PA1 và PA2 lần lượt kiểm tra hiệu quả của thay đất một phần và thay đất triệt để trong phạm vi nền đề. PA3 giữ phạm vi bóc thay như PA1 nhưng bổ sung một lớp vải địa kỹ thuật dệt polyester cường độ cao tại đáy khối đắp. Cách thiết kế này cho phép tách bạch hai cơ chế: hiệu quả của việc loại bỏ lớp yếu (so sánh PA1 với PA2) và hiệu quả của lớp gia cường khi giữ nguyên phạm vi thay đất (so sánh PA1 với PA3).

Trong PA3, vật liệu gia cường được sử dụng là vải địa kỹ thuật dệt polyester cường độ cao, bố trí theo phương ngang tại mặt tiếp xúc giữa khối đắp thay đất và nền tự nhiên, ở cao độ $Y = -0,72$ m. Vật liệu này được xét với chức năng chính là gia cường chịu kéo, nhằm bổ sung sức kháng kéo và phân bố lại ứng suất tại đáy khối đắp; không được xem là lớp lọc hoặc lớp thoát nước như vải địa kỹ thuật không dệt. Trong mô hình ổn định, lớp vải được khai báo với cường độ kéo cho phép $F_{cp} = 100$ kN/m, xác định từ cường độ kéo đứt $F_{max} = 200$ kN/m và hệ số an toàn vật liệu $k_{vl} = 2$ theo TCVN 9844:2013 [2]. Sức kháng nhỏ đơn vị giữa đất đắp và vải gia cường được lấy bằng 20 kPa, xác định theo điều kiện ma sát đất - vải trên cơ sở thông số cơ lý của đất đắp và chiều cao đất phủ hữu hiệu trong mặt cắt tính toán. Lực gia cường được khai báo phân bố dọc theo chiều dài vải và có phương tác dụng nằm ngang.

Bảng 1. Đặc trưng cơ lý và bộ thông số tính toán của các lớp đất tại mặt cắt C12.

Vật liệu / lớp	Mô tả địa kỹ thuật	γ (kN/m ³)	e_o	B	c' (kPa)	φ' (°)	E (kPa)	k (m/ngày)
Đất đắp	Á sét đắp đầm chặt	19,20	-	-	20,00	21,40	10000	0,0232
Lớp 2a	Sét yếu, trạng thái chảy	16,28	1,370	1,09	3,92	3,77	1961	0,0402
Lớp 3a	Đất dính dẻo mềm	17,27	1,160	0,86	4,90	5,72	1471	0,0398
Lớp 5a	Đất dính, tính nén còn đáng kể	16,87	1,285	0,87	6,86	5,03	2452	0,0252
Lớp 6	Lớp sâu, cường độ cao hơn	17,95	0,906	0,41	13,73	10,42	13729	0,00069

Bảng 2. Bốn phương án xử lý nền tại mặt cắt C12.

PA	Mô tả phương án	Cơ chế tác dụng chính	Vai trò trong nghiên cứu
PA0	Không xử lý nền	Giữ nguyên trạng thái tự nhiên của lớp 2a	Đối chứng để lượng hóa mức thiếu an toàn
PA1	Bóc và thay một phần lớp 2a; đáy bóc tại $Y = -0,72$ m	Giảm chiều dày lớp yếu trong vùng chịu ứng suất lớn	Đánh giá hiệu quả thay đất tối thiểu
PA2	Bóc và thay toàn bộ lớp 2a trong phạm vi nền đề; đáy bóc tại $Y = -1,21$ m	Loại bỏ lớp 2a trong vùng chịu tải chính	Đánh giá hiệu quả thay đất triệt để
PA3	Như PA1 và bổ sung vải địa kỹ thuật dệt polyester tại $Y = -0,72$ m: $F_{max} = 200$ kN/m, $F_{cp} = 100$ kN/m	Bổ sung sức kháng kéo, phân bố lại ứng suất và hạn chế biến dạng ngang tại đáy khối đắp	Đánh giá hiệu quả gia cường khi PA1 chưa đạt

3.2. Tổ hợp tải trọng và tiêu chí kiểm toán

Hai trường hợp tính toán được thiết lập theo TCVN 9902:2025 [1]. TH1 là tổ hợp tải trọng cơ bản, ứng với điều kiện làm việc bình thường: phía sông duy trì mực nước lũ thiết kế +3,80 m, phía đồng không có nước, dòng thấm ở trạng thái ổn định. TH2 là tổ hợp tải trọng đặc biệt do hiện tượng rút nước nhanh: mực nước phía sông giảm từ +3,80 m xuống +1,80 m trong 2 ngày, ứng với tốc độ rút nước trung bình 1,0 m/ngày đêm, theo điều 10.2.1.3 của tiêu chuẩn. Đoạn đề được áp dụng cấp công trình đề cấp IV với yêu cầu $[K] = 1,20$ cho tổ hợp cơ bản và $[K] = 1,10$ cho tổ hợp đặc biệt; gradient thấm cho phép tại điểm thoát $[J] = 0,54$ cho đất á sét. Tiêu chí về biến dạng theo trạng thái giới hạn loại 2 không quy định trị số lún tuyệt đối; do đó kết quả

lún được sử dụng làm chỉ tiêu so sánh tương đối giữa các phương án và làm cơ sở dự trừ bù lún khi thi công.

3.3. Mô hình thấm, ổn định và lún cổ kết

Bài toán thấm được tính bằng $SEEP/W$ theo mô hình bão hòa/không bão hòa: TH1 ở trạng thái ổn định, TH2 ở trạng thái không ổn định với đường quá trình mực nước phía sông giảm tuyến tính trong 2 ngày. Phân tích ổn định trượt được thực hiện trong $SLOPE/W$ theo phương pháp *Morgenstern-Price* [5] với hàm lực liên lát dạng nửa hình sin; mặt trượt nguy hiểm được tìm kiếm tự động bằng thuật toán *Cuckoo Search*. Đối với PA3, lớp vải địa kỹ thuật được khai báo dạng phần tử chịu kéo phân bố với F_{cp} và sức kháng nhỏ nêu ở mục 3.1. Bài toán lún được thực hiện trong $SIGMA/W$ theo bài toán đắp theo giai

đoạn kết hợp cố kết: thời gian đắp đến cao trình đỉnh đê $t = 7$ ngày, sau đó cố kết tự nhiên đến các mốc 14, 30, 90, 180, 365, 608, 730, 1095, 1479, 1825, 2557, 3650, 4342, 5475 và 7300 ngày; biên đáy và biên trên thoát nước, hai bên kín. Điểm theo dõi P1 được đặt dưới tim đê ($X = 30$ m) tại mặt tiếp xúc giữa khối đắp và nền sau xử lý: cao độ $Y = -0,22$ m (PA0), $-0,72$ m (PA1, PA3) và $-1,21$ m (PA2). Lún cố kết sau thi công và hiệu quả giảm lún của phương án PAi so với PA0 được xác định theo:

$$Sc(t) = S(t) - S_{7d} \quad (1)$$

trong đó $Sc(t)$ là lún cố kết sau thi công tại thời điểm t (cm); $S(t)$ là tổng lún tại thời điểm t (cm); S_{7d} là lún tức thời cuối giai đoạn đắp tại $t = 7$ ngày (cm).

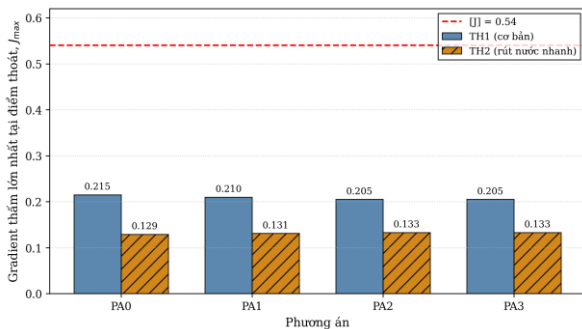
$$\eta_s = \frac{S_{PA0} - S_{PAi}}{S_{PA0}} \cdot 100\% \quad (2)$$

trong đó η_s là hiệu quả giảm lún (%); S_{PA0} là lún cuối kỳ của phương án không xử lý PA0 (cm); S_{PAi} là lún cuối kỳ của phương án PAi đang xét (cm).

Ngoài $S(t)$ tại P1, phân bố lún dọc đáy đê được trích xuất tại $t = 7300$ ngày để đánh giá lún không đều dưới đáy đê và mức độ đầy trôi nền tại vùng chân đê.

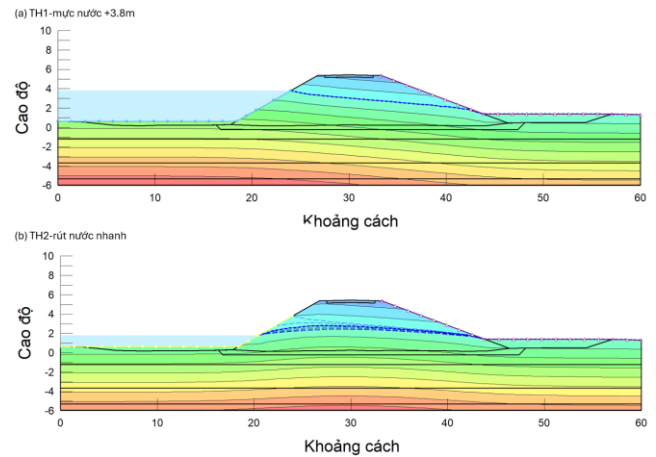
4. Kết quả tính toán và thảo luận

4.1. Trường thấm và gradient thấm tại điểm thoát



Hình 3. Gradient thấm lớn nhất J_{max} đối chiếu với giới hạn cho phép $[J]$.

Kết quả phân tích thấm bằng $SEEP/W$ (Bảng 3, Hình 3) cho thấy gradient thấm lớn nhất J_{max} tại điểm thoát của bốn phương án trong cả hai trường hợp đều nhỏ hơn đáng kể giá trị cho phép $[J] = 0,54$. Trong TH1, $J_{max} = 0,205 \div 0,215$ (chiếm từ 38 % đến 40 % giới hạn cho phép); trong TH2, $J_{max} = 0,129 \div 0,133$ (chiếm 24 % giới hạn). Sự khác biệt J_{max} giữa các phương án trong cùng một trường hợp là không đáng kể (chênh lệch tối đa 4,7 % trong TH1 và 3,1 % trong TH2), do đường viền thấm tổng thể chủ yếu phụ thuộc vào chênh lệch mực nước hai phía và chiều dài đường viền dưới đáy đê, không nhạy với việc thay một phần hay toàn bộ lớp đất yếu nền. Lớp vải địa kỹ thuật trong PA3 có chức năng cơ học là chịu kéo, không có vai trò chắn nước, nên không làm thay đổi cục bộ trường thấm so với PA1. Có thể kết luận rằng đối với mặt cắt C12 và các điều kiện biên đã xét, ổn định thấm còn dự trữ đáng kể và không phải tiêu chí quyết định trong lựa chọn phương án xử lý nền.



Hình 4. Đường bão hòa và phân bố áp lực nước lỗ rỗng đại diện cho TH1 (a) và TH2 (b) tại mặt cắt C12 (PA0).

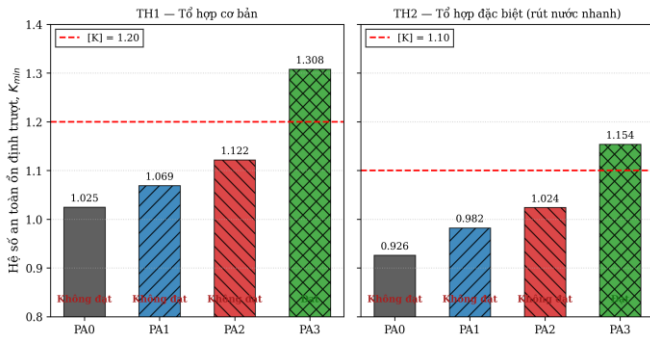
4.2. Hệ số an toàn ổn định trượt và cơ chế phá hoại

Trái với kết quả thấm, hệ số an toàn ổn định trượt K_{min} biến đổi mạnh giữa các phương án và là tiêu chí quyết định trong lựa chọn giải pháp xử lý nền (Bảng 4, Hình 5). Trong TH1, mặt trượt nguy hiểm phát triển về phía mái đồng; trong TH2, mặt trượt chuyển sang mái phía sông do tổ hợp giảm ứng suất hữu hiệu khi rút nước nhanh. K_{min} trong TH2 nhỏ hơn TH1 ở mọi phương án, cho thấy rút nước nhanh là trường hợp bất lợi nhất đối với ổn định mái phía sông.

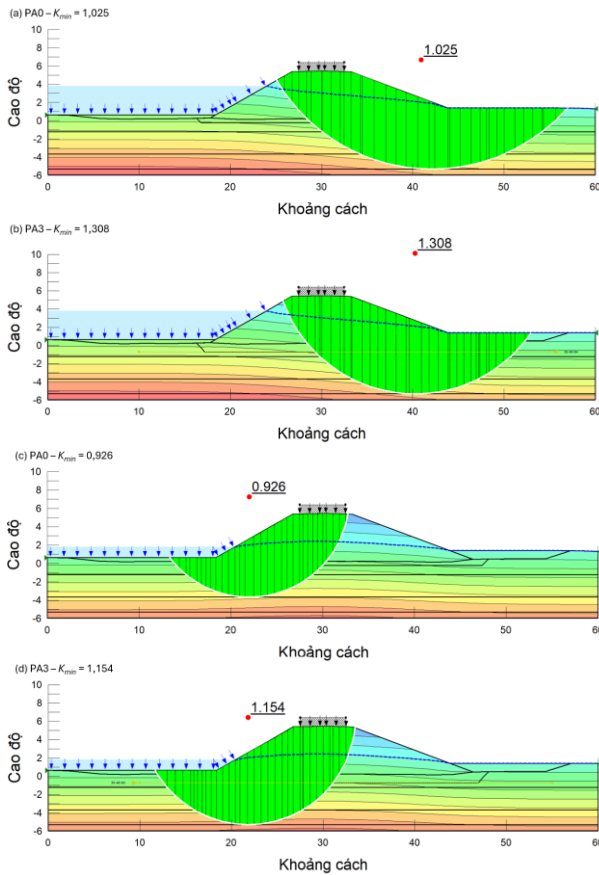
Phương án PA0 cho $K_{min} = 1,025$ (TH1) và $0,926$ (TH2). Trong TH2, K_{min} nhỏ hơn 1,0 cho thấy với bộ thông số đã khai báo và mô hình hình học hiện trạng, mái phía sông trong điều kiện rút nước nhanh không bảo đảm cân bằng giới hạn ngay cả khi chưa xét hệ số an toàn yêu cầu; điều này khẳng định sự cần thiết phải xử lý nền tại mặt cắt C12. PA1 nâng K_{min} lên $1,069$ (TH1) và $0,982$ (TH2), tương ứng tăng 4,3% và 6,0 % so với PA0; mức cải thiện này phản ánh đúng chiều sâu can thiệp giới hạn của PA1, chưa đủ để đạt yêu cầu.

Phương án PA2 cho $K_{min} = 1,122$ (TH1) và $1,024$ (TH2), tăng 9,5 % và 10,6 % so với PA0. Mặc dù mức cải thiện cao hơn PA1, cả hai giá trị K_{min} vẫn nhỏ hơn yêu cầu $[K]$. Phân tích vị trí và hình học mặt trượt nguy hiểm cung cấp lời giải thích cơ học cho kết quả này (Bảng 5). Trong TH1, mặt trượt PA0 có tâm tại ($x_c = 42,12$ m; $y_c = 14,50$ m) với bán kính $R = 19,80$ m; sau khi thay toàn bộ lớp 2a (PA2), mặt trượt chỉ dịch chuyển nhẹ với tâm tại (42,57; 13,41) m và $R = 18,71$ m. Mặt trượt vẫn quét qua vùng nền nằm ngoài phạm vi đã thay đất và cắt qua các lớp 3a, 5a phía dưới có cường độ thấp, do đó dự trữ ổn định không tăng tương xứng với khối lượng đào thay. Trong TH2, mặt trượt nguy hiểm có quy mô nhỏ hơn nhiều ($R = 10,9 \div 12,2$ m) và tập trung ở mái phía sông, do đó phần đóng góp của lớp 2a được thay vào sức kháng huy động trên mặt trượt cũng nhỏ. Kết quả này có hàm ý kỹ thuật quan trọng: trong các bài toán đê sông trên nền đất yếu phân bố rộng, chỉ thay đất trong phạm vi nền đê có thể không đủ thay đổi vị trí mặt trượt nguy hiểm; mặt trượt sẽ tự

địch chuyển ra ngoài vùng xử lý để tìm đường đi qua các lớp đất có sức kháng thấp hơn.



Hình 5. Hệ số an toàn ổn định trượt K_{min} của bốn phương án đối chiếu với yêu cầu $[K]$.



Hình 6. Mặt trượt nguy hiểm và hệ số ổn định nhỏ nhất của PA0 và PA3: (a) PA0 trong TH1; (b) PA3 trong TH1; (c) PA0 trong TH2; (d) PA3 trong TH2.

Phương án PA3 là phương án duy nhất đáp ứng yêu cầu kiểm toán, với $K_{min} = 1,308$ (TH1) và 1,154 (TH2), vượt yêu cầu $[K]$ tương ứng 9,0 % và 4,9 %. So với PA1 (cùng phạm vi thay đất), việc bổ sung lớp vải địa kỹ thuật làm tăng K_{min} thêm 0,239 trong TH1 và 0,172 trong TH2; so với PA2 (khối lượng thay đất lớn hơn), PA3 vẫn cao hơn 0,186

và 0,130 tương ứng. Trong TH1, tâm trượt PA3 nằm tại (40,27; 10,10) m với $R = 15,41$ m, nông hơn và có tâm thấp hơn so với PA0 và PA2; điều này phù hợp với cơ chế lực kéo huy động trong vải địa kỹ thuật cắt mặt trượt và tạo mô men chống lại xu hướng quay quanh tâm trượt. Trong TH2, tâm trượt PA3 (21,85; 6,39) m và $R = 11,68$ m gần với tâm trượt của PA0, hình dạng mặt trượt thay đổi không nhiều, nhưng K_{min} tăng từ 0,926 lên 1,154 do tổng sức kháng huy động được bổ sung bởi lực kéo trong lớp gia cường.

Cơ chế cải thiện ổn định của PA3 có thể tách thành hai thành phần đóng góp. Thành phần thứ nhất là mô men chống trượt: khi mặt trượt cắt qua lớp gia cường, lực kéo huy động tạo mô men quanh tâm trượt theo hướng chống lại xu thế trượt, trực tiếp làm tăng tỷ số mô men chống trượt trên mô men gây trượt. Thành phần thứ hai là phân bố ứng suất và hạn chế biến dạng đẩy ngang ở đáy khối đắp; bằng việc liên kết các điểm ở đáy khối đắp với nhau theo phương ngang, lớp gia cường giảm xu hướng đẩy ngang của khối đắp và giảm mức huy động sức kháng cắt cần thiết của các lớp đất phía dưới. Hai thành phần này cùng tác dụng làm cho hiệu quả PA3 cao hơn cả PA2 dù khối lượng đào thay nhỏ hơn. Vai trò của lớp gia cường không thay thế cho lớp đất yếu mà bổ sung sức kháng kéo trên mặt trượt, cơ chế hoàn toàn khác bản chất với việc giảm chiều dày lớp đất nền của thay đất [14-17].

4.3. Lún tại tim đê và phân bố lún dọc đáy đê

Đường cong lún theo thời gian tại điểm tim đê P1 (Hình 7, Bảng 6) cho thấy lún tăng nhanh trong giai đoạn đầu sau khi đắp xong. Tại $t = 90$ ngày (sau 83 ngày cố kết), độ lún đã đạt từ 83 % đến 85 % giá trị cuối kỳ tùy phương án; tại $t = 365$ ngày, mức cố kết đạt từ 96,9 % đến 98,8 % lún cuối kỳ. Sau $t = 1500-1825$ ngày, độ lún tăng thêm không đáng kể.

Về độ lún cuối kỳ tại P1, PA0 cho $S_{7300d} = 14,92$ cm, lớn nhất trong bốn phương án và là kết quả đối chứng. PA2 cho lún cuối kỳ nhỏ nhất, $S_{7300d} = 11,92$ cm, giảm 20,1 % so với PA0; điều này phù hợp với cơ chế thay toàn bộ lớp 2a trong phạm vi nền đê làm giảm trực tiếp chiều dày lớp nền lún mạnh dưới tim đê. PA1 và PA3 có cùng mức bóc đáy ($Y = -0,72$ m) nên có lún cuối kỳ tại P1 gần nhau: 13,35 cm và 13,07 cm, tương ứng giảm 10,5 % và 12,4 % so với PA0. Mức giảm lún tại P1 của PA3 chỉ hơn PA1 khoảng 0,28 cm (~2 %), cho thấy lớp vải địa kỹ thuật không tác động trực tiếp đến lún đứng tại tim đê. Kết quả này đồng nhất với cơ chế cơ học của vật liệu gia cường: chức năng chính là chịu kéo theo phương ngang để hạn chế biến dạng đẩy ngang và tăng dự trữ ổn định, không phải làm giảm tính nén lún của lớp đất bên dưới.

Phân bố lún dọc đáy đê tại $t = 7300$ ngày (Hình 8) cung cấp một quan sát đáng chú ý: tất cả các phương án đều có vùng đẩy trôi nền tại $x = 17$ m, tương ứng vùng chân đê, với giá trị S_{max} âm (trồi lên) lần lượt 1,62 cm (PA0); 1,34 cm (PA1); 0,65 cm (PA2); 1,30 cm (PA3). Mức đẩy trôi nền là chỉ thị gián tiếp cho cường độ biến dạng đẩy ngang của khối đất yếu dưới tải trọng đắp. PA2 có mức đẩy trôi nhỏ nhất, chỉ bằng 40 % giá trị PA0, kết quả phù hợp với việc lớp 2a trong phạm vi nền

đề đã được loại bỏ nên biến dạng dầy ngang trong vùng này giảm. PA3 cho mức dầy trời xấp xỉ PA1, cho thấy lớp gia cường nằm ở giữa khối đắp và nền không trực tiếp làm giảm biến dạng dầy ngang trong phần lớp đất yếu nằm dưới (vẫn còn nguyên ở PA3 do chỉ thay một phần). Vai trò của lớp gia cường thể hiện ở chỗ kiểm soát biến dạng ngang trong khối đắp và truyền lực kéo qua mặt trượt, không phải kiểm soát biến dạng trong lớp đất yếu nằm dưới lớp gia cường.

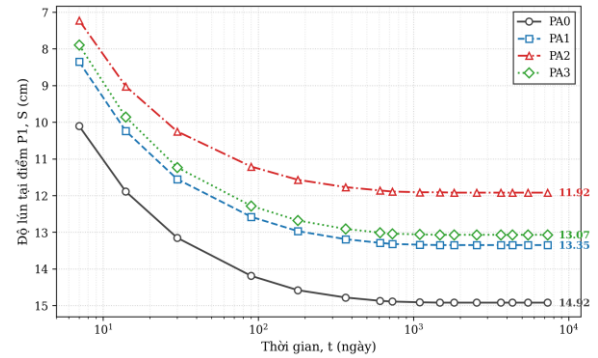
Sự khác biệt giữa PA2 (lún nhỏ nhất nhưng không đạt ổn định) và PA3 (lún ở mức trung gian nhưng đạt ổn định) là kết quả định lượng trực tiếp cho luận điểm cơ học đã nêu ở mục 1: hai mục tiêu giảm lún và tăng ổn định phụ thuộc vào hai cơ chế khác nhau và không thay thế cho nhau. Một phương án giảm lún tốt nhất chưa hẳn là phương án an toàn nhất về ổn định tổng thể, đặc biệt khi cơ chế phá hoại không bị giới hạn trong vùng đã được xử lý.

4.4. Đánh giá tổng hợp và lựa chọn phương án xử lý nền

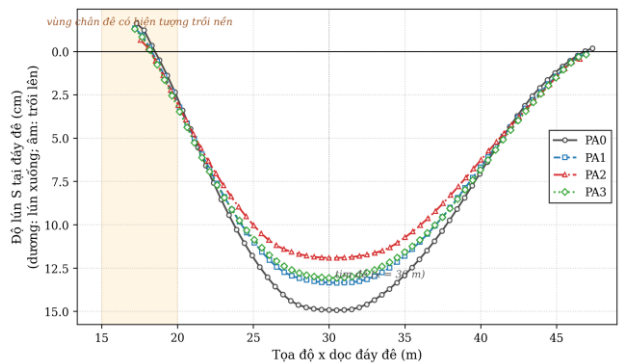
Tổng hợp đánh giá bốn phương án theo các tiêu chí kiểm toán được trình bày trong Bảng 7 và Hình 9. Tiêu chí ổn định thấm được đáp ứng ở tất cả phương án và không có vai trò phân biệt; tiêu chí ổn định trượt là điều kiện quyết định và chỉ PA3 đáp ứng đồng thời trong cả TH1 và TH2; tiêu chí biến dạng cho thấy PA2 có lún nhỏ nhất nhưng không thay thế được yêu cầu kiểm toán theo trạng thái giới hạn 1 về ổn định trượt.

Trên cơ sở kết quả tính toán, PA3 (bóc và thay một phần lớp 2a kết hợp vải địa kỹ thuật dệt polyester cường độ cao tại đáy khối đắp) được lựa chọn làm phương án xử lý nền tại mặt cắt C12. Cơ sở định lượng của lựa chọn này gồm ba điểm: (i) PA3 là phương án duy nhất đáp ứng đồng thời yêu cầu $J_{max} \leq [J]$ và $K_{min} \geq [K]$ cho cả TH1 và TH2; (ii) PA3 cho mức giảm lún cuối kỳ tại P1 đạt 12,4 % so với PA0, đủ để hạn chế biến dạng vượt quá giới hạn ảnh hưởng đến chức năng của đê; (iii) khối lượng đào thay của PA3 nhỏ hơn của PA2, giúp giảm

độ phức tạp khi thi công đào trên nền yếu bão hòa. Khi triển khai thiết kế kỹ thuật, cần lựa chọn sản phẩm vải địa kỹ thuật cụ thể và kiểm tra lại các thông số thiết kế theo TCVN 9844:2013 [2], bao gồm cường độ kéo cho phép, sức kháng nhổ, chiều dài neo và điều kiện tiếp xúc đất - vải, trên cơ sở hình học mặt cắt và điều kiện thi công thực tế.



Hình 7. Đường cong lún theo thời gian $S(t)$ tại điểm tim đê P1 cho bốn phương án (thang thời gian logarit).



Hình 8. Phân bố lún dọc đáy đê tại $t = 7300$ ngày: vùng dầy trời gần $x \approx 17$ m và lún cực đại tại tim đê.

Bảng 3. Kết quả gradient thấm J_{max} tại điểm dòng thấm thoát ra.

PA	TH1		TH2		Đánh giá
	J_{max}	$J_{max}/[J]$	J_{max}	$J_{max}/[J]$	
PA0	0,215	0,398	0,129	0,239	Đạt
PA1	0,210	0,389	0,131	0,243	Đạt
PA2	0,205	0,380	0,133	0,246	Đạt
PA3	0,205	0,380	0,133	0,246	Đạt

Bảng 4. Hệ số an toàn ổn định trượt K_{min} theo SLOPE/W.

PA	TH1			TH2		
	K_{min}	[K]	Đánh giá	K_{min}	[K]	Đánh giá
PA0	1,025	1,20	Không đạt	0,926	1,10	Không đạt
PA1	1,069	1,20	Không đạt	0,982	1,10	Không đạt
PA2	1,122	1,20	Không đạt	1,024	1,10	Không đạt
PA3	1,308	1,20	Đạt	1,154	1,10	Đạt

Bảng 5. Đặc trưng hình học mặt trượt nguy hiểm theo $SLOPE/W$.

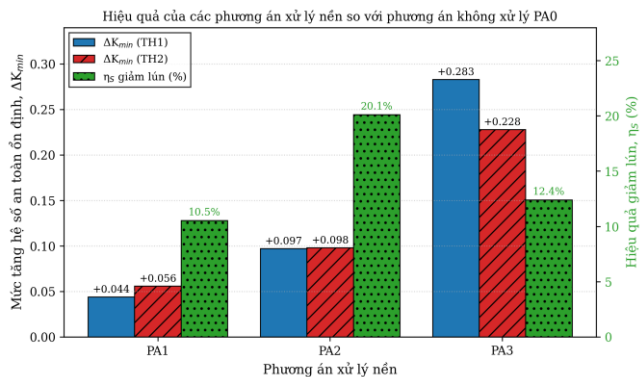
PA – TH	K_{min}	Tâm trượt x_c (m)	Tâm trượt y_c (m)	Bán kính R (m)	Vùng cắt qua
PA0 – TH1	1,025	42,12	14,50	19,80	Khối đắp + lớp 2a + 3a
PA0 – TH2	0,926	22,01	7,25	10,92	Mái sông + lớp 2a
PA2 – TH1	1,122	42,57	13,41	18,71	Khối đắp + vùng thay đất + 3a, 5a
PA2 – TH2	1,024	21,72	6,93	12,23	Mái sông + vùng thay đất + lân cận
PA3 – TH1	1,308	40,27	10,10	15,41	Khối đắp + cắt qua lớp gia cường
PA3 – TH2	1,154	21,85	6,39	11,68	Mái sông + cắt qua lớp gia cường

Bảng 6. Lún tại điểm P1 dưới tim đê và mức đẩy trời nền tại $x \approx 17$ m.

PA	S_{7d} (cm)	S_{7300d} (cm)	$Sc = S_{7300d} - S_{7d}$ (cm)	Giảm S_{7300d} so PA0	Đẩy trời tại $x \approx 17$ m (cm)	Ghi chú
PA0	10,10	14,92	4,82	0 %	1,62	Đối chứng
PA1	8,35	13,35	5,00	10,5 %	1,34	Trung gian
PA2	7,22	11,92	4,70	20,1 %	0,65	Nhỏ nhất
PA3	7,89	13,07	5,18	12,4 %	1,30	Tương đương PA1

Bảng 7. Đánh giá tổng hợp bốn phương án theo các tiêu chí kiểm toán.

PA	Thấm	Ổn định TH1	Ổn định TH2	S_{7300d} tại P1	Kết luận theo kết quả tính toán
PA0	Đạt	Không đạt	Không đạt	14,92 cm	Không thể chấp nhận do mất ổn định mái
PA1	Đạt	Không đạt	Không đạt	13,35 cm	Cải thiện chưa đủ
PA2	Đạt	Không đạt	Không đạt	11,92 cm	Lún nhỏ nhất nhưng vẫn mất ổn định
PA3	Đạt	Đạt	Đạt	13,07 cm	Phương án ưu tiên: đáp ứng đồng thời các tiêu chí



Hình 9. Hiệu quả tổng hợp của các phương án so với phương án không xử lý PA0: ΔK_{min} trong TH1 và TH2, hiệu quả giảm lún η_s .

4.5. Phạm vi áp dụng kết quả nghiên cứu

Kết quả phân tích trên áp dụng trực tiếp cho mặt cắt C12 và các mặt cắt có địa tầng tương tự trong đoạn 2 của tuyến đê. Bài toán được tính cho điều kiện làm việc bình thường và rút nước nhanh ứng với cấp công trình đê cấp IV; khi áp dụng cho cấp công trình cao hơn cần kiểm toán lại theo các giá trị $[K]$ tương ứng. Mô hình lún sử dụng quan hệ ứng xử Mohr-Coulomb với mô đun biến dạng E và hệ số Poisson ν , nên kết quả lún có giá trị so sánh tương đối giữa các phương án và xác định xu thế biến dạng theo thời gian; điều này phù hợp với mục tiêu của bài báo là lựa chọn phương án xử lý nền dựa trên các tiêu chí kiểm

toán theo tiêu chuẩn. Các vấn đề thấm cục bộ tại tiếp xúc giữa vật liệu thay đất, lớp gia cường, lớp đất yếu, cũng như chiều dài neo và sức kháng nhỏ thực tế của vải địa kỹ thuật, là những nội dung thuộc phạm vi thiết kế kỹ thuật chi tiết và không ảnh hưởng tới kết luận về việc lựa chọn phương án ở mức nghiên cứu.

5. Kết luận

Kết quả tính toán định lượng cho mặt cắt C12 thuộc tuyến đê hữu Lạch Tray cho thấy ổn định thấm còn dự trữ đáng kể và không phải là tiêu chí quyết định trong lựa chọn giải pháp xử lý nền. Ngược lại, ổn định trượt là tiêu chí chi phối, trong đó mái phía sông ở trường hợp rút nước nhanh là mặt kiểm tra bất lợi nhất. Trên nền sét yếu phân bố nông, giải pháp thay đất, ngay cả khi loại bỏ toàn bộ lớp đất yếu trong phạm vi nền đê, chưa đủ bảo đảm hệ số an toàn yêu cầu vì mặt trượt nguy hiểm có xu hướng dịch chuyển ra ngoài vùng đã xử lý và phát triển qua các lớp đất dính có cường độ thấp ở phía dưới. Đây là một nhận định có ý nghĩa đối với thực hành thiết kế: việc tăng khối lượng thay đất không tự động tương ứng với tăng dự trữ ổn định, và do đó tiêu chí giảm lún không thể được dùng độc lập để lựa chọn phương án xử lý nền cho đê đất.

Trong các phương án được khảo sát, chỉ PA3 (kết hợp thay đất một phần với một lớp vải địa kỹ thuật dệt polyester cường độ cao đặt tại đáy khối đắp) đáp ứng đồng thời tiêu chí ổn định thấm và ổn định trượt theo TCVN 9902:2025 đối với đê cấp IV, với $K_{min} = 1,308$ (TH1)

và 1,154 (TH2). Hiệu quả của PA3 không đến từ việc loại bỏ thêm đất yếu mà từ cơ chế bổ sung sức kháng kéo và hạn chế biến dạng đẩy ngang thông qua lớp gia cường, giải thích vì sao PA3 cho dự trữ ổn định cao hơn cả PA2 dù khối lượng đào thay nhỏ hơn. Ý nghĩa khoa học của kết quả là làm rõ sự độc lập về cơ chế giữa hai mục tiêu giảm lún và tăng ổn định trên nền đất yếu, đồng thời cung cấp bộ số liệu định lượng (gradient thấm, hệ số an toàn, hình học mặt trượt nguy hiểm, lún tại tim đê và phân bố lún dọc đáy đê) cho một mặt cắt thực tế thuộc tuyến đê hữu Lạch Tray. Kết quả là cơ sở định lượng cho bước thiết kế kỹ thuật của tuyến, trong đó các thông số của vải địa kỹ thuật gia cường cần được kiểm tra chi tiết theo TCVN 9844:2013, bao gồm cường độ kéo cho phép, chiều dài neo, sức kháng nhổ và điều kiện tiếp xúc giữa đất đắp với vải gia cường.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Bộ Khoa học và Công nghệ. TCVN 9902:2025. *Đê sông – Yêu cầu thiết kế*. Việt Nam, 2025.
- [2]. Bộ Khoa học và Công nghệ. TCVN 9844:2013. *Yêu cầu thiết kế, thi công và nghiệm thu vải địa kỹ thuật trong xây dựng nền đắp trên đất yếu*. Việt Nam, 2013.
- [3]. Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [4]. Duncan, J. M., Wright, S. G., Brandon, T. L. *Soil strength and slope stability*. John Wiley & Sons, Hoboken, 2014.
- [5]. Morgenstern, N. R., Price, V. E. *The analysis of the stability of general slip surfaces*. Géotechnique, 15(1):79–93, 1965. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>
- [6]. Pinyol, N. M., Alonso, E. E., Olivella, S. *Rapid drawdown in slopes and embankments*. Water Resources Research, 44:W00D03, 2008. DOI: <https://doi.org/10.1029/2007WR006525>
- [7]. Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund, M. D. *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons, Hoboken, 2012. DOI: <https://doi.org/10.1002/9781118280492>
- [8]. Seequent. *GeoStudio reference manuals: SEEP/W, SLOPE/W and SIGMA/W*. Bentley Systems, 2025.
- [9]. Han, J. *Principles and practice of ground improvement*. John Wiley & Sons, Hoboken, 2015.
- [10]. Bergado, D. T., Chai, J. C., Alfaro, M. C., Balasubramaniam, A. S. *Improvement techniques of soft ground in subsiding and lowland environment*. A.A. Balkema, Rotterdam, 1994.
- [11]. Hansbo, S. *Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains*. Ground Engineering, 12(5):16–25. 1979.
- [12]. Sakleshpur, V. A., Prezzi, M., Salgado, R. *Ground engineering using prefabricated vertical drains: A review*. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 49(1):45–64. 2018.
- [13]. Kitazume, M., Terashi, M. *The deep mixing method*. CRC Press, Boca Raton, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1201/b13873>.
- [14]. Koerner, R. M. *Designing with geosynthetics*. Xlibris Publishing, Bloomington. 2012.
- [15]. Mandal, J. N., Joshi, A. A. *Design of geosynthetic reinforced embankments on soft soil*. Geotextiles and Geomembranes, 14(2):137–145.1996. DOI: [https://doi.org/10.1016/0266-1144\(95\)00004-6](https://doi.org/10.1016/0266-1144(95)00004-6)
- [16]. Hinchberger, S. D., Rowe, R. K. *Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations: Predicting reinforcement strains at failure*. Geotextiles and Geomembranes, 21(3):151–175. 2003. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00006-2](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00006-2)
- [17]. Christopher, B. R., Holtz, R. D., Berg, R. R.. *Geosynthetic reinforced embankments on soft foundations*. In: *Soft Ground Technology*. ASCE Geotechnical Special Publication. 2001. DOI: [https://doi.org/10.1061/40552\(301\)17](https://doi.org/10.1061/40552(301)17)
- [18]. Trung tâm Chính sách và Kỹ thuật phòng chống thiên tai. *Hồ sơ khảo sát địa chất công trình tuyến đê mới thay thế tuyến đê hữu Lạch Tray đoạn Km14 + 350 đến Km16 + 100, huyện An Lão, thành phố Hải Phòng*. Hồ sơ dự án nội bộ của Trung tâm Chính sách và Kỹ thuật phòng chống thiên tai, Hà nội, 2022.