

Ứng xử cố kết của đất sét lòng sông khi gia cường đệm cát và vải địa kỹ thuật dưới điều kiện nén 3 trục

Nguyễn Thanh Tú^{1*}, Nguyễn Minh Đức¹, Trần Văn Tiếng¹, Lê Phương Bình¹

¹Khoa Xây dựng, Trường Đại học Sư phạm kỹ thuật Tp Hồ Chí Minh.

TỪ KHOÁ

Cố kết 1 trục
Cố kết 3 trục
Đất sét nạo vét
Vải địa kỹ thuật
Đệm cát

TÓM TẮT

Đất sét nạo vét từ lòng sông khi được thay thế cát san lấp làm nền đường nông thôn mang lại nhiều lợi ích và cũng tồn tại khó khăn. Phương pháp gia cường đất bằng vải địa kỹ thuật và đệm cát được áp dụng trong nghiên cứu để tăng khả năng cố kết của đất bùn, từ đó tăng khả năng chịu lực cho đất. Kết quả cho thấy quá trình cố kết của đất được đẩy nhanh đến 3 lần khi gia cường bằng đệm cát và 1,6 lần khi gia cường bằng vải địa kỹ thuật trong điều kiện cố kết 3 trục không nở hông. Các giá trị này lần lượt là 4 lần và 1,7 lần khi thí nghiệm cố kết 1 trục. Kết quả còn cho thấy thời gian cố kết 3 trục không nở hông giảm từ 10 % đến khoảng 30 % so với thời gian cố kết 1 trục trong cùng điều kiện do ảnh hưởng của ma sát thành khi chiều cao mẫu lớn. Nghiên cứu cũng giới thiệu phương pháp xác định hệ số áp lực ngang K_0 trong thí nghiệm cố kết 3 trục không nở hông để xác định ứng suất ngang hữu hiệu theo ứng suất dọc trục hữu hiệu.

KEYWORDS

One-dimension consolidation
Triaxis consolidation
Geotextile
Sand cushion

ABSTRACT

A clay excavated from a river bed was used to replace sand as backfill soil for rural roads, bringing many benefits and drawbacks. Methods of using a geotextile and sand cushion were applied to improve the soil consolidation process and increase its capacity. The results showed that the soil consolidation process occurred faster up to 3 times when reinforced by the sand cushion and about 1,6 times with geotextile reinforcement under triaxial compression test without side expansion. These numbers were 4 times and 1,7 times in one-dimensional consolidation, respectively. Additionally, the times of primary consolidation in the triaxial compression test without side expansion were lower from 10 % to approximately 30 % compared to those in one-dimensional consolidation in the same conditions. This situation happened due to side friction between the soil and the ring when the soil height was high. The research also introduced a new method to investigate the coefficient of earth pressure (K_0) in the triaxial compression test without side expansion to determine the effective horizontal stress from the effective vertical stress.

1. Giới thiệu:

Các công trình giao thông nông thôn vùng đồng bằng sông Cửu Long cần khối lượng cát rất lớn để làm nền đường. Do đó, việc tận dụng đất nạo vét từ lòng sông để thay thế cát san lấp sẽ làm giảm nhu cầu sử dụng cát, tiết kiệm chi phí, tài nguyên thiên nhiên và gia tăng độ sâu lòng sông. Tuy nhiên, đất bùn khai thác từ lòng sông có hệ số rỗng lớn, sức chống cắt thấp gây mất ổn định, lún quá mức cho công trình, đặc biệt khi ngậm nước thì không còn khả năng chịu lực [1,2]. Hàm lượng đất sét và hệ số rỗng ảnh hưởng rất lớn đến tính thấm của đất sét. Khi làm nền đường, đất sét cần vài năm để đạt độ lún ổn định và cần có biện pháp gia cường để đẩy nhanh quá trình cố kết [3].

Sử dụng vải địa kỹ thuật có thể giúp đẩy nhanh quá trình cố kết một cách hiệu quả [4]. Việc sử dụng đất sét làm nền công trình cần phải có hệ thống thoát nước phù hợp [5-9]. Vai trò thoát nước của vải địa

cũng địa được khẳng định trong [10] để tăng cường khả năng chịu tải và độ ổn định của công trình.

Ngoài ra, sử dụng đệm cát cũng được giới thiệu trong các nghiên cứu trước để đẩy nhanh quá trình cố kết. Đệm cát kết hợp với lưới vải địa kỹ thuật Geogrid và túi địa kỹ thuật Geocell giúp tăng hệ số nền K_0 thêm 30 lần, độ lún giảm 44 % và làm giảm ứng suất tại bề mặt lớp đất yếu so với đất yếu khi không được gia cố [11]. Ngoài ra khi sử dụng Geocell làm nền móng đỡ đập cao 3 m trên bùn đỏ - sản phẩm thải ra từ quá trình tuyển quặng nhôm đã đem lại hiệu quả lớn hơn khi chỉ sử dụng Geocell [12]. Đệm cát kết hợp với vải địa kỹ thuật có tác dụng: vải địa kỹ thuật ngăn cản biến dạng ngang và tăng tính ổn định cho bề mặt và ngăn cản dịch chuyển ngang của đất nền dưới bề mặt [13]. Đất nền càng yếu càng gây ra dịch chuyển ngang lớn và càng làm tăng hiệu quả của vải địa kỹ thuật, đặc biệt khi lớp đệm cát nằm dưới hoặc kẹp giữa lớp đất yếu. Đệm cát kết hợp với vải địa kỹ thuật đã được áp dụng làm nền

*Tác giả liên hệ: tunt@hcmute.edu.vn

Nhận ngày 11/03/2021, giải trình ngày 6/06/2021, chấp nhận đăng 21/07/2021

móng cho đê chắn trên nền đất yếu. Vải địa kỹ thuật có mô đun đàn hồi và độ rộng càng lớn càng đem lại hiệu quả cao trong ổn định nền đê. Geocell và đệm cát còn được kết hợp với cọc vật liệu rời (đá - sỏi) để gia cố nền đất yếu [14]. Cọc vật liệu rời có chiều dài và mật độ đảm bảo sẽ làm tăng gấp 3 lần khả năng chịu lực cho đất yếu. Vải địa kỹ thuật và đệm cát sẽ có thể làm tăng khả năng chịu lực của đất nền lên 7 lần. Khả năng chịu lực có thể tăng lên 10 lần nếu sử dụng đệm cát, vải địa kỹ thuật Geocell và cọc vật liệu rời. Nghiên cứu khác chỉ ra rằng nếu sử dụng lớp cốt liệu mỏng kẹp giữa vải địa kỹ thuật sẽ gia tăng cường độ nền đường [15]. Trong trường hợp này, khi vết lún tạo ra trên nền đường sẽ gây ra biến dạng dài và lực kéo trong vải địa kỹ thuật và tạo ra hiệu ứng gia cường cho đất nền. Trong giải pháp xử lý nền và tính toán ổn định của công trình đường cấp III trên nền có lớp đất yếu [16], đệm cát kết hợp vải địa kỹ thuật và cử trầm tăng ổn định của nền đất yếu dưới nền đường. Trong thí nghiệm CBR để đánh giá cường độ đất bùn kết hợp vải địa kỹ thuật và đệm cát [17], kết quả cho thấy lớp gia cường cải thiện giá trị CBR, đặc biệt là các mẫu bão hòa.

Các thí nghiệm nén 3 trục với các điều kiện khác nhau được thực hiện trong các nghiên cứu [18-26]. Vật liệu gia cường có tính thấm nước cho cường độ chịu cắt cao hơn so với gia cường không thấm nước [27].

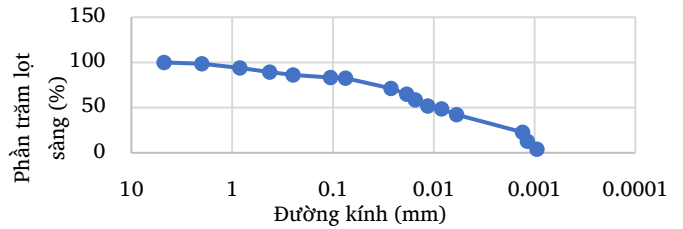
Có nhiều nghiên cứu về đất sét gia cường và không gia cường bằng thí nghiệm cố kết 1 trục nhưng nghiên cứu về cố kết của đất không gia cường và gia cường bằng thí nghiệm 3 trục không nở hông vẫn chưa đầy đủ. Thí nghiệm cố kết 1 trục nhanh, phổ biến hơn thí nghiệm 3 trục nhưng khi đất được gia cường bằng vải địa kỹ thuật hay đệm cát, chiều cao mẫu đất sẽ gia tăng, từ đó ảnh hưởng của ma sát thành giữa đất và dao vòng sẽ đáng kể. Do đó, nghiên cứu tập trung thí nghiệm cố kết 3 trục không nở hông với các mẫu đất không gia cường, mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật và gia cường bằng đệm cát. Từ đó, so sánh với kết quả thí nghiệm 1 trục. Nghiên cứu cũng giới thiệu phương pháp xác định hệ số áp lực ngang tính K_0 trong cố kết 3 trục để mẫu đất không nở hông để có thể so sánh được với kết quả khi với thí nghiệm cố kết 1 trục trong cùng điều kiện.

2. Vật liệu thí nghiệm

2.1. Đất bùn nạo vét lòng sông

Đất bùn được nạo vét ở tỉnh Kiên Giang với thành phần hạt được thể hiện trong Hình 1. Đất có dung trọng tự nhiên là $16,13 \text{ kN/m}^3$ với độ ẩm $\omega = 55,4 \%$ và hệ số rỗng $e_0 = 1,6$, dung trọng khô γ_k đạt $10,4 \text{ kN/m}^3$. Thí nghiệm trong phòng có kết quả của dung trọng khô lớn nhất γ_{k-max} là $15,11 \text{ kN/m}^3$, độ ẩm tối ưu $\omega_{OMC} = 19,45 \%$, các giới hạn dẻo (PL), giới hạn chảy (LL) và chỉ số dẻo (PI) lần lượt là 44,9; 91,5; 46,6.

Tỷ trọng hạt G_s là 2,75. Với các tính chất trên, theo phân phân loại loại đất USCS, đất thuộc loại đất sét dẻo, có độ trương nở cao.



Hình 1. Kích cỡ đất bùn nạo vét.

2.2. Vải địa kỹ thuật

Vải địa kỹ thuật không dệt với các tính chất được trình bày trong Bảng 1 được sử dụng trong nghiên cứu này.

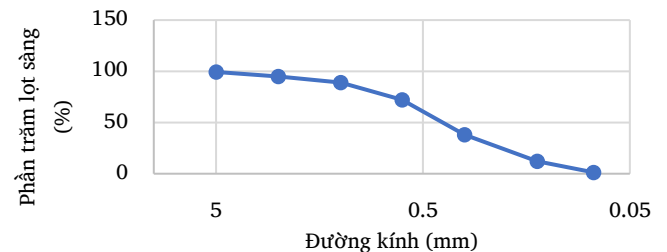
Bảng 1.

Tính chất vải địa kỹ thuật.

Tính chất	Giá trị
Loại vải	Không dệt
Khối lượng riêng (g/m^2)	200
Bề dày (mm)	1,3
Khả năng chịu kéo (kN/m) – phương dọc vải	9,28
Khả năng chịu kéo (kN/m) – phương ngang vải	7,08
Biến dạng dài khi phá hoại phương dọc (%)	84,1
Biến dạng dài khi phá hoại phương ngang (%)	117,8
Kích thước lỗ lọc, O_{90} (mm)	0,11
Lưu lượng thấm ở 100 mm cột nước, $l/\text{m}^2/\text{giờ}$	196
Hệ số thấm, k (m/giây)	$3,6 \cdot 10^{-3}$

2.3. Cát

Hình 2 trình bày kích cỡ thành phần hạt của cát. Cát được sử dụng trong thí nghiệm là cát ít hạt mịn, sạch, cấp phối kém theo tiêu chuẩn phân loại Unified Soil Classification System (USCS) như trình bày trong Bảng 2.



Hình 2. Kích cỡ thành phần hạt của cát.

Bảng 2.

Tính chất cơ học của cát hạt nhỏ.

Tính chất	Giá trị
Tỷ trọng, Gs	2,66
Dung trọng khô nhỏ nhất, ρ_{dmin} (g/cm ³)	1,28
Hệ số rỗng nhỏ nhất, e_{min}	0,692
Dung trọng khô nhỏ nhất, ρ_{dmax} (g/cm ³)	1,573
Hệ số rỗng lớn nhất, e_{max}	1,078
Dung trọng khô tại D70, ρ_d (g/cm ³)	1,472
Hệ số rỗng tại D70, e	0,808
Phân loại đất theo USCS	SP

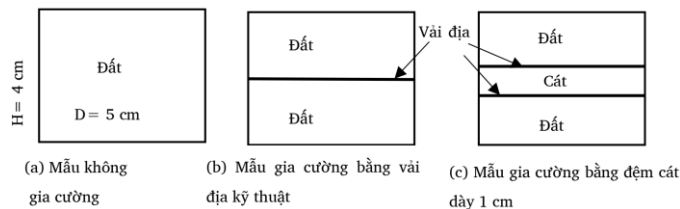
3. Chương trình thí nghiệm

3.1. Chuẩn bị mẫu

Đất sét sau khi lấy từ lòng sông được nghiền nhỏ và sấy khô ở nhiệt độ 100 °C trong 24 h, sau đó trộn nước để đạt độ ẩm cần thiết. Để đạt được độ đồng nhất về độ ẩm, hỗn hợp sẽ được chứa trong túi kín và đặt trong tủ dưỡng ẩm tối thiểu là 2 ngày.

Các mẫu đất được chế tạo ở độ chặt K= 0,7 và được ngâm, hút chân không trong 24 giờ để cho mẫu bão hoà.

Có tổng cộng 7 mẫu với đường kính 5 cm và chiều cao 4 cm, trong đó 01 mẫu đất không gia cường cho thí nghiệm 3 trực để xác định hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 . Thí nghiệm cố kết 3 trực với 03 mẫu gồm 01 mẫu đất không gia cường, 01 mẫu gia cường 1 lớp vải địa kỹ thuật và 01 mẫu gia cường bằng đệm cát có chiều dày 1 cm như Hình 3. Thí nghiệm cố kết 1 trực cũng gồm 03 mẫu như trong thí nghiệm cố kết 3 trực.



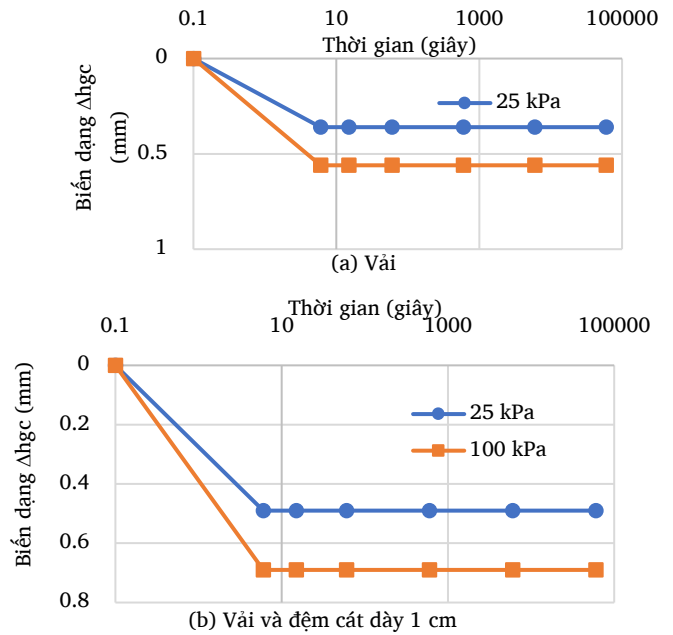
Hình 3. Kích thước các mẫu thí nghiệm.

Khi có các lớp gia cường, biến dạng dọc trục đo được bao gồm biến dạng đất và các lớp gia cường. Do đó, biến dạng mẫu đất được xác định:

$$\Delta h_s = \Delta h - \Delta h_{gc} \quad (1)$$

trong đó Δh_s , Δh , Δh_{gc} lần lượt là biến dạng dọc trục mẫu đất, biến dạng tổng, biến dạng của lớp gia cường.

Biến dạng của lớp gia cường Δh_{gc} được thí nghiệm riêng biệt và được thể hiện bằng Hình 4. Kết quả chỉ ra biến dạng của lớp gia cường chỉ biến đổi nhanh trong khoảng 6 giây đầu tiên và không thay đổi.



Hình 4. Biến dạng vải địa kỹ thuật, vải và đệm cát dày 1 cm.

3.2. Thí nghiệm xác định hệ số áp lực ngang tĩnh k_0 :

Trong thí nghiệm 3 trực, khi biến dạng ngang của mẫu bằng 0 ($\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$) thì tỉ lệ áp lực ngang hữu hiệu $\sigma'_3 = \sigma'_2$ và áp lực dọc trục hữu hiệu σ'_1 được gọi là áp lực ngang tĩnh K_0 .

$$K_0 = \sigma'_3 / \sigma'_1 \quad (2)$$

Trong đó σ'_1 ; σ'_3 là áp lực ngang hữu hiệu theo phương ngang và phương dọc trục.

Quy trình xác định K_0 như sau:

- Bão hoà mẫu bằng áp lực ngược với độ gia tăng áp lực là 10 kPa mỗi giờ cho đến khi mẫu đạt hệ số Skempton B tối thiểu 0.95.
 - Cố kết đẳng hướng tại áp lực 5 kPa ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) để đảm bảo mẫu không bị phá hoại do yếu tố khách quan. Áp lực ngược trong mẫu được giữ không đổi tại 300 kPa với việc thoát nước xảy ra tại đáy và đỉnh mẫu. Áp lực nước lỗ rỗng cũng được đo tại giữa mẫu.
 - Xác định K_0 khi áp lực ngang là 25 kPa: cố kết đẳng hướng mẫu tại 25 kPa ($\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_2$), đo sự thay đổi thể tích ϵ_v và biến dạng dọc trục ϵ_1 cho đến khi mẫu cố kết xong (áp lực nước lỗ rỗng thặng dư về 0), sau đó gia tăng ứng suất dọc trục σ_1 cho đến khi $\epsilon_1 = \epsilon_v$. Tỉ lệ σ'_3 và σ'_1 là giá trị K_0 .
 - Xác định K_0 khi áp lực ngang là 50 kPa: thực hiện tương tự khi áp lực ngang 25 kPa.
- Hệ số K_0 được áp dụng để thí nghiệm cố kết 3 trực không nở hông.

4. Kết quả thí nghiệm

4.1. Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0

Bảng 3 thể hiện hệ số K_0 khi áp lực ngang lần lượt là 25 kPa và 50 kPa.

Bảng 3.

Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 .

Áp lực ngang hữu hiệu σ'_3 (kPa)	Áp lực dọc trục hữu hiệu σ'_1 (kPa)	Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0
25	47,7	0,524
50	94,3	0,530
Trung bình		0,527

Kết quả cho thấy hệ số K_0 của đất không thay đổi khi áp lực tăng từ 25 kPa lên 50 kPa. Giá trị trung bình $K_0 = 0,527$. Áp dụng công thức $K_0 = 1 - \sin\varphi'$, trong đó φ' là góc ma sát hữu hiệu của đất, $K_0 = 0,561$ khi $\varphi' = 26^\circ$. Sự sai khác là khoảng 6%.

4.2. Kết quả cố kết 3 trục không nở hông

Đường kính mẫu (D_1) tại thời điểm t bất kỳ được xác định như sau:

$$D_1 = \sqrt{\frac{4(\Delta V + H_0 S_0)}{\pi(\Delta H + H_0)}} \quad (4)$$

trong đó ΔH , ΔV là biến dạng dọc trục và biến dạng thể tích tại thời điểm t .

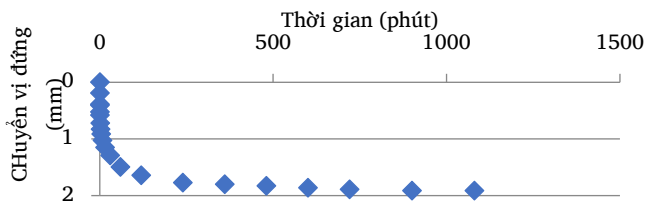
H_0 , S_0 là chiều cao và diện tích ban đầu của mẫu đất.

Sự thay đổi đường kính mẫu ΔD so với đường kính ban đầu (D_0) được tính bằng công thức:

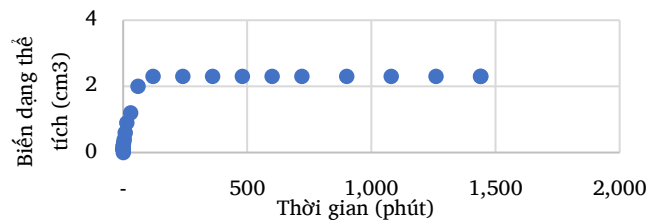
$$\Delta D_1 = \frac{D_1 - D_0}{D_0} \quad (5)$$

a) Kết quả mẫu cố kết 3 trục không nở hông mẫu không gia cường

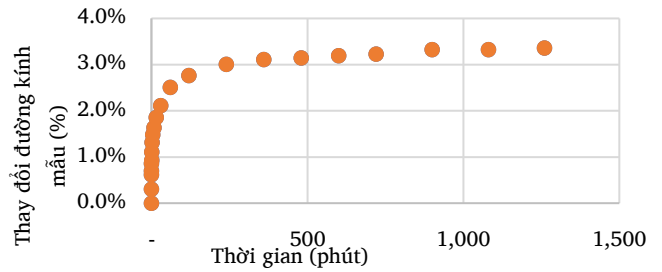
Kết quả với $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = K_0 \sigma_1 = 52,7$ kPa được thể hiện trong Hình 5.



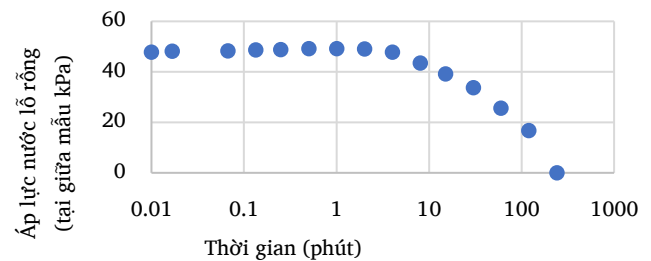
(a) Chuyển vị đứng



(b) Biến dạng thể tích



(c) % thay đổi đường kính mẫu



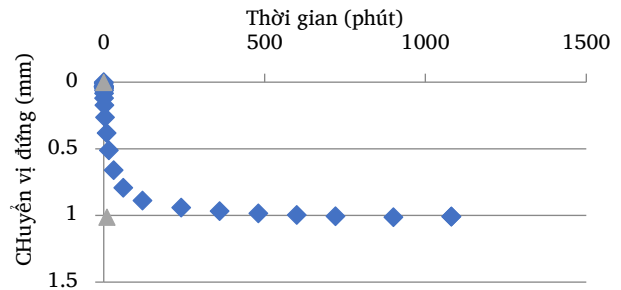
(d) Thay đổi áp lực nước lỗ rỗng

Hình 5. Kết quả cố kết 3 trục không nở hông không gia cường.

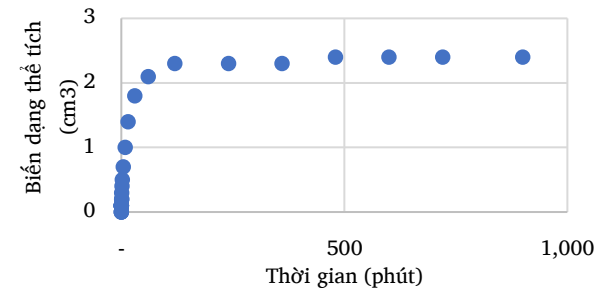
Đường kính mẫu đất thay đổi không nhiều (tối đa 4% đường kính ban đầu của mẫu). Thời gian để áp lực nước tiêu tán từ 120-240 phút, phù hợp với kết quả tính toán từ lý thuyết.

b) Kết quả mẫu cố kết 3 trục không nở hông gia cường bằng vải địa kỹ thuật

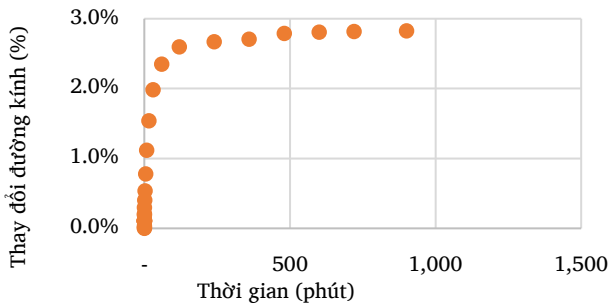
Kết quả cố kết không nở hông gia cường bằng 1 lớp vải địa với $\sigma_1 = 100$ kPa, $\sigma_3 = K_0 \sigma_1 = 52,7$ kPa được thể hiện trong Hình 6



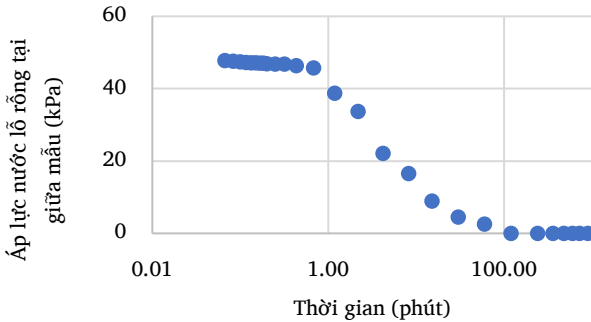
(a) Chuyển vị đứng



(b) Biến dạng thể tích



(c) % thay đổi đường kính mẫu

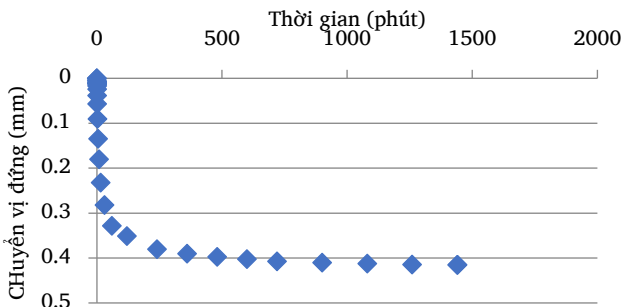


(d) Thay đổi áp lực nước lỗ rỗng

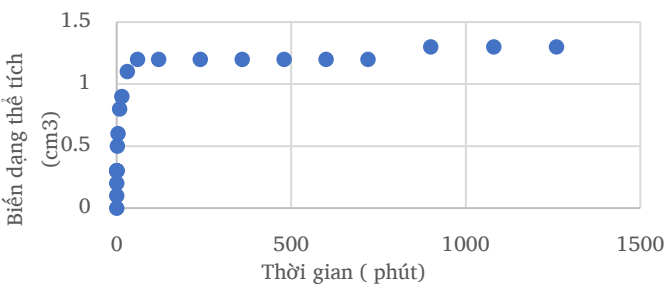
Hình 6. Kết quả cố kết 3 trục không nở hông gia cường vải địa kỹ thuật.

(c) Kết quả mẫu cố kết 3 trục không nở hông gia cường bằng vải và đệm cát 1 cm

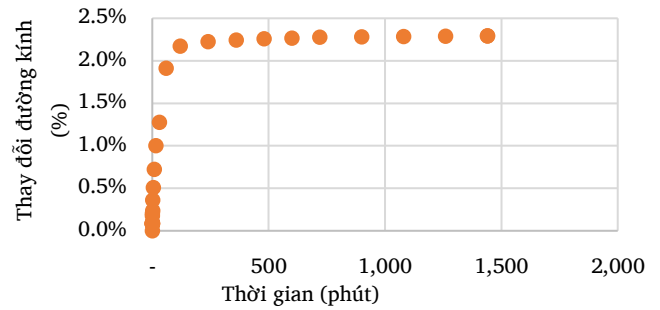
Kết quả cố kết không nở hông gia cường bằng lớp vải địa với $\sigma_1 = 100 \text{ kPa}$, $\sigma_3 = K_0 \sigma_1 = 52,7 \text{ kPa}$ được thể hiện trong Hình 7.



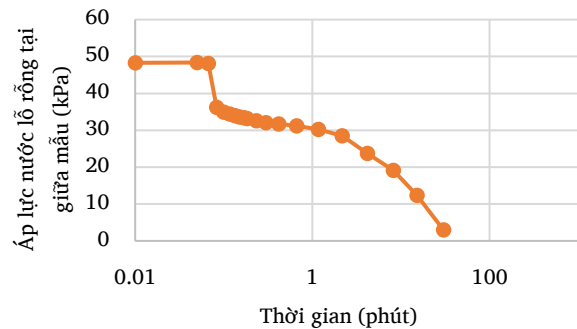
(a) Chuyển vị đứng



(b) Biến dạng thể tích



(c) % thay đổi đường kính mẫu



(d) Thay đổi áp lực nước lỗ rỗng

Hình 7. Kết quả cố kết 3 trục không nở hông gia cường đệm cát.

Kết quả cho thấy áp lực nước giữa mẫu giảm nhanh theo thời gian do tác dụng của lớp gia cường cát và vải địa kỹ thuật.

(d) Thời gian cố kết, hệ số cố kết, hệ số thấm

Kết quả thời gian cố kết tại 90 % (T90), 100 % (T100), hệ số cố kết C_v , hệ số thấm K_v được trình bày trong Bảng 4.

Bảng 4.

Thời gian cố kết T90, T100, hệ số cố kết C_v , hệ số thấm K_v .

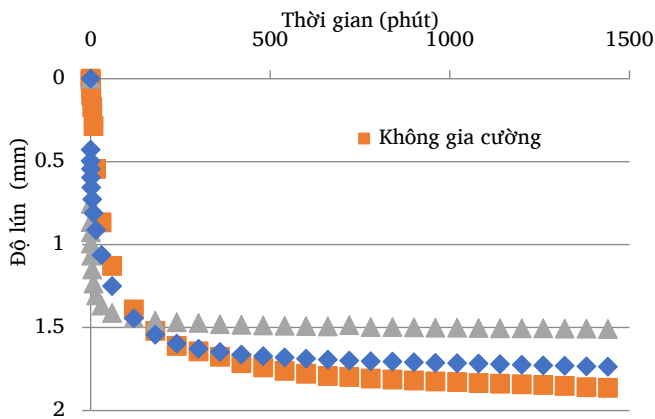
Mẫu	T90 (phút)	T100 (phút)	Hệ số cố kết C_v	Hệ số thấm K_v (m/phút)
Không gia cường	84,5	136,9	3,721	2,275E-08
Gia cường vải địa kỹ thuật	46,1	84,3	6,238	3,722E-08
Gia cường đệm cát	23,4	46,1	6,760	4,480E-08

Mẫu không gia cường có thời gian cố kết lớn nhất, gấp 3,6 lần mẫu gia cường bằng đệm cát và 1,8 lần mẫu gia cường bằng vải. Nguyên nhân là do vải địa kỹ thuật và đệm cát đóng vai trò như biên thoát nước, giảm chiều cao của lớp đất cố kết, giúp nước thoát ra nhanh

hơn. Lớp vải địa kỹ thuật không liên kết với biên thoát nước bên ngoài mà chỉ giúp thoát nước từ tâm của khối đất ra lớp vải kỹ thuật, tuy nhiên, kết quả nghiên cứu cho thấy quá trình cố kết được đẩy nhanh trong mẫu gia cường. Bản chất của vải địa kỹ thuật là gia tăng áp lực nước lỗ rỗng trong lòng khối đất gia cường, từ đó, thúc đẩy quá trình thoát nước ra khỏi mẫu qua biên thoát nước.

Ngược lại, hệ số cố kết C_v và hệ số thấm K_v của mẫu gia cường bằng đệm cát lớn khoảng 1,9 lần so với mẫu không gia cường. Đối với mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật, các số liệu này lần lượt là 1,6 lần. Các lớp gia cường với tính thấm lớn đã cải thiện khả năng thoát nước của lớp đất sét gia cường, từ đó gia tăng hệ số thấm và hệ số nén lún của mẫu gia cường. Như vậy, nhờ các lớp gia cường nâng cao khả năng thoát nước của mẫu đất sét, đẩy nhanh quá trình cố kết trong nền công trình xây dựng.

4.3. Kết quả cố kết 1 trục



Hình 8. Độ lún của các mẫu không gia cường, gia cường 1 lớp vải địa kỹ thuật, gia cường bằng đệm cát.

Kết quả cho thấy mẫu gia cường bằng vải và mẫu gia cường bằng đệm cát đẩy nhanh quá trình cố kết và nhanh đạt trạng thái cân bằng. Thời gian để mẫu không gia cường đạt độ lún 1 mm lớn gấp 66 lần và khoảng 20 lần so với mẫu gia cường bằng vải địa và mẫu gia cường bằng vải địa và đệm cát (Bảng 5).

Bảng 5.

Mẫu	Thời gian đạt độ lún 1 mm (giây)
Không gia cường	3840
Gia cường vải địa kỹ thuật	1418
Gia cường đệm cát	66

Bảng 6 trình bày kết quả thời gian đạt 90 % , 100 % độ cố kết và hệ số cố kết C_v cùng hệ số thấm K_v . Thời gian cố kết giảm dần từ mẫu

cố kết không gia cường đến mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật và mẫu gia cường đệm cát. Do độ lún các mẫu cũng giảm nên hệ số thấm cũng tăng dần theo trình tự gia cường.

Bảng 6.

Thời gian cố kết T90, T100, C_v , K_v của mẫu cố kết một trục.

Mẫu	T90 (phút)	T100 (phút)	C_v (mm ² /phút)	M_v (m ² /MN)	K (m/phút)
Không gia cường	156,51	213,27	1,414	0,919	1,30E-08
Gia cường bằng vải địa kỹ thuật	65,13	124,51	4,163	0,786	3,27E-08
Gia cường đệm cát	9,49	46,33	16,191	0,518	4,02E-08

4.4. So sánh kết quả cố kết 1 trục và 3 trục

Các mẫu được tạo trong điều kiện ban đầu như nhau (độ chặt, hệ số rỗng), thời gian cố kết của mẫu thí nghiệm 3 trục nhỏ hơn 70 % đến 88 % mẫu thí nghiệm nén 1 trục.

Bảng 7.

Tỉ lệ thời gian cố kết 90 % (T90) và 100 % (T100) của mẫu cố kết 3 trục và mẫu cố kết 1 trục.

Mẫu	Tỉ lệ thời gian cố kết 90 % (T90) Mẫu 3 trục/mẫu 1 trục	Tỉ lệ thời gian cố kết 100 % (T100) Mẫu 3 trục/mẫu 1 trục
Mẫu gia cường đệm cát	0,88	0,88
Mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật	0,71	0,68
Mẫu không gia cường	0,85	0,88

Hệ số cố kết và hệ số thấm của mẫu đất gia cường đệm cát lớn hơn mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật và không gia cường. Trong cùng điều kiện gia cường và không gia cường, mẫu thí nghiệm bằng buồng nén 3 trục đều cho kết quả lớn hơn so với mẫu thí nghiệm bằng

buồng nén 1 trục. Đối với hệ số cố kết, tỉ lệ chênh lệch giữa mẫu nén bằng 3 trục và 1 trục khoảng từ 15 % đến 65 %. Trong khi đó, đối với hệ số thấm, khoảng chênh lệch khoảng từ 9 % (cho mẫu không gia cường) đến 15 % (mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật) (Bảng 8).

So với cố kết một trục, cố kết 3 trục trong cùng điều kiện diễn ra nhanh hơn và kết quả của hệ số cố kết và hệ số thấm cũng lớn hơn. Điều này có thể giải thích bằng sự mất mát áp lực cố kết do ma sát thành của mẫu đất và thành dao vòng trong điều kiện cố kết 1 trục. Nói cách khác, ma sát thành làm áp lực cố kết bị giảm đi không còn đúng giá trị tác động như cố kết 3 trục.

Bảng 8.

Tỉ lệ hệ số cố kết C_v và hệ số thấm K_v giữa mẫu cố kết 3 trục và 1 trục.

Mẫu	Tỉ lệ hệ số cố kết C_v Mẫu 3 trục/mẫu 1 trục	Tỉ lệ hệ số thấm K_v Mẫu 3 trục/mẫu 1 trục
Mẫu gia cường đệm cát	1,16	1,09
Mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật	1,50	1,14
Mẫu không gia cường	1,64	1,11

5. Kết luận

Các thí nghiệm xác định hệ số áp lực ngang tĩnh, cố kết 3 trục không nở hông, cố kết 1 trục được thực hiện để khảo sát ảnh hưởng lớp gia cường và sự sai khác giữa các thí nghiệm cố kết. Kết quả chỉ ra rằng:

Hệ số áp lực ngang tĩnh K_0 , cần được xác định từ thí nghiệm để đảm bảo mẫu không bị nở hông khi thí nghiệm cố kết không nở hông.

Các lớp gia cường thúc đẩy nhanh quá trình cố kết trong cả 2 loại thí nghiệm. Vải địa kỹ thuật giúp đẩy nhanh quá trình thoát nước khoảng 60 %, trong khi đệm cát và vải địa kỹ thuật từ 20 % đến 35 % so với trường hợp không gia cường. Do đó, hệ số thấm của mẫu đất cũng sẽ tăng lên. Quá trình đẩy nhanh cố kết này do lớp đệm cát và vải địa kỹ thuật tạo thành biên thoát nước tốt đồng thời làm giảm chiều cao của lớp đất cố kết.

Khi thí nghiệm cố kết 3 trục, thời gian cố kết giảm khoảng 90 % cho mẫu không gia cường, 70 % và 88 % cho mẫu gia cường bằng vải địa kỹ thuật và mẫu gia cường bằng vải địa và đệm cát so với khi cố kết 1 trục trong cùng điều kiện. Do đó, hệ số thấm của mẫu cố kết 3 trục cũng sẽ lớn hơn các mẫu cố kết 1 trục từ 1,09 đến 1,14 lần.

Kết quả chỉ ra rằng việc thoát nước là rất quan trọng để đẩy nhanh quá trình cố kết và thời gian cố kết mẫu đất giảm khoảng 38 %

khi gia cường bằng vải địa kỹ thuật và 66 % khi gia cường bằng đệm cát. Do đó, đất bùn nạo vét lòng sông nếu được gia cố bằng vải địa kỹ thuật hoặc đệm cát và lớp vải địa có nhiều lợi ích khi được áp dụng.

Tài liệu tham khảo

- [1]. A. Huerta and A. Rodriguez, "Numerical analysis of non-linear large-strain consolidation and filling," *Comput. Struct.*, vol. 44, no. 1, pp. 357–365, Jul. 1992, doi: 10.1016/0045-7949(92)90255-X.
- [2]. Z. Q. Liu, Zhou, & C.Y. One-dimensional non-linear large deformation consolidation analysis of soft clay foundation by FDM. *Acta Sci. Nat. Univ. Sunyatseni* 44 (3), 2005, 25–28, in Chinese.
- [3]. M. Zhang *et al.*, "Permeability of muddy clay and settlement simulation," *Ocean Eng.*, vol. 104, Aug. 2015, doi: 10.1016/j.oceaneng.2015.05.031.
- [4]. E. M. Palmeira, J. H. F. Pereira, and A. R. L. da Silva, "Backanalyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils," *Geotext. Geomembr.*, vol. 5, no. 16, pp. 273–292, 1998.
- [5]. A. Sridharan, B. R. S. Murthy, N. Bindumadhava, and K. Revanasiddappa, "Technique for Using Fine-Grained Soil in Reinforced Earth," *J. Geotech. Eng.*, vol. 117, no. 8, pp. 1174–1190, Aug. 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:8(1174).
- [6]. S. Glendinning, C. J. Jones, and R. C. Pugh, "Reinforced Soil Using Cohesive Fill and Electrokinetic Geosynthetics," *Int. J. Geomech.*, vol. 5, no. 2, pp. 138–146, Jun. 2005, doi: 10.1061/(ASCE)1532-3641(2005)5:2(138).
- [7]. J.-F. Chen and S.-B. Yu, "Centrifugal and Numerical Modeling of a Reinforced Lime-Stabilized Soil Embankment on Soft Clay with Wick Drains," *Int. J. Geomech.*, vol. 11, no. 3, pp. 167–173, Jun. 2011, doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000045.
- [8]. C. Taechakumthorn and R. K. Rowe, "Performance of Reinforced Embankments on Rate-Sensitive Soils under Working Conditions Considering Effect of Reinforcement Viscosity," *Int. J. Geomech.*, vol. 12, no. 4, pp. 381–390, Aug. 2012, doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000094.
- [9]. K.-H. Yang, W. M. Yalew, and M. D. Nguyen, "Behavior of Geotextile-Reinforced Clay with a Coarse Material Sandwich Technique under Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression," *Int. J. Geomech.*, vol. 16, no. 3, p. 04015083, Jun. 2016, doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000611.
- [10]. T. S. Ingold, "Reinforced Clay Subject to Undrained Triaxial Loading," *J. Geotech. Eng.*, vol. 109, no. 5, pp. 738–744, May 1983, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:5(738).
- [11]. H. Zhou and X. Wen, "Model studies on geogrid- or geocell-reinforced sand cushion on soft soil," *Geotext. Geomembr.*, vol. 26, no. 3, pp. 231–238, Jun. 2008, doi: 10.1016/j.geotextmem.2007.10.002.
- [12]. T. G. Sitharam and A. Hegde, "Design and construction of geocell foundation to support the embankment on settled red mud," *Geotext. Geomembr.*, vol. 41, pp. 55–63, Nov. 2013, doi: 10.1016/j.geotextmem.2013.08.005.
- [13]. Y. Yu, B. Zhang, and J.-M. Zhang, "Action mechanism of geotextile-reinforced cushion under breakwater on soft ground," *Ocean Eng.*, vol. 32, no. 14, pp. 1679–1708, Oct. 2005, doi: 10.1016/j.oceaneng.2005.02.007.

- [14]. S. K. Dash and M. C. Bora, "Improved performance of soft clay foundations using stone columns and geocell-sand mattress," *Geotext. Geomembr.*, vol. 41, pp. 26–35, Nov. 2013, doi: 10.1016/j.geotexmem.2013.09.001.
- [15]. R. Hufenus, R. Rueegger, R. Banjac, P. Mayor, S. M. Springman, and R. Brönnimann, "Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade," *Geotext. Geomembr.*, vol. 24, no. 1, pp. 21–37, Feb. 2006, doi: 10.1016/j.geotexmem.2005.06.002.
- [16]. Lê Bá Vinh & Trần Tiến Quốc Đạt. Nghiên cứu giải pháp sử lý nền và tính toán ổn định của công trình đường cấp III trên nền có lớp đất yếu mỏng, *Đại học Quốc Gia Tp. Hồ Chí Minh, Đại học Bách Khoa*, 2003, <http://www.nsl.hcmus.edu.vn/greenstone/collect/hnkhbk/index/assoc/HA0163.dir/doc.pdf>, ngày truy cập 30/03/2016
- [17]. D. N. Minh, T. N. Thanh, and T. L. Huu, "The Effects of Soaking Process on the Bearing Capacity of Soft Clay Reinforced by Nonwoven Geotextile," in *Geotechnics for Sustainable Infrastructure Development*, Singapore, 2020, pp. 669–676. doi: 10.1007/978-981-15-2184-3_87.
- [18]. T. S. Ingold and K. S. Miller, "The performance of impermeable and permeable reinforcement in clay subject to undrained loading," *Q. J. Eng. Geol. Hydrogeol.*, vol. 15, no. 3, pp. 201–208, Aug. 1982, doi: 10.1144/GSL.QJEG.1982.015.03.03.
- [19]. K. Fabian and A. Fourie, "Performance of geotextile-reinforced clay samples in undrained triaxial tests," *Geotext. Geomembr.*, vol. 4, no. 1, pp. 53–63, Jan. 1986, doi: 10.1016/0266-1144(86)90036-1.
- [20]. A. B. Fourie and K. J. Fabian, "Laboratory determination of clay-geotextile interaction," *Geotext. Geomembr.*, vol. 6, no. 4, pp. 275–294, Jan. 1987, doi: 10.1016/0266-1144(87)90009-4.
- [21]. R. R. Al-Omari, H. H. Al-Dobaissi, Y. N. Nazhat, and B. A. Al-Wadood, "Shear strength of geomesh reinforced clay," *Geotext. Geomembr.*, vol. 8, no. 4, pp. 325–336, Jan. 1989, doi: 10.1016/0266-1144(89)90015-0.
- [22]. P. Knodel, B. Indraratna, K. Satkunaseelan, and M. Rasul, "Laboratory Properties of a Soft Marine Clay Reinforced with Woven and Nonwoven Geotextiles," *Geotech. Test. J.*, vol. 14, no. 3, p. 288, 1991, doi: 10.1520/GTJ10573J.
- [23]. N. Unnikrishnan, K. Rajagopal, and N. R. Krishnaswamy, "Behaviour of reinforced clay under monotonic and cyclic loading," *Geotext. Geomembr.*, vol. 20, no. 2, pp. 117–133, Apr. 2002, doi: 10.1016/S0266-1144(02)00003-1.
- [24]. R. Noorzad and S. H. Mirmoradi, "Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay," *Geotext. Geomembr.*, vol. 28, no. 4, pp. 386–392, Aug. 2010, doi: 10.1016/j.geotexmem.2009.12.002.
- [25]. M. Jamei, P. Villard, and H. Guiras, "Shear Failure Criterion Based on Experimental and Modeling Results for Fiber-Reinforced Clay," *Int. J. Geomech.*, vol. 13, no. 6, pp. 882–893, Dec. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000258.
- [26]. M. Mirzababaei, M. Miraftab, M. Mohamed, and P. McMahon, "Unconfined Compression Strength of Reinforced Clays with Carpet Waste Fibers," *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.*, vol. 139, no. 3, pp. 483–493, Mar. 2013, doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000792.
- [27]. Nguyen, M.D, "Behavior of Geosynthetic-Reinforced Granular and Cohesive Soil," PhD dissertation, National Taiwan University of Science and Technology, Taipei, Taiwan, 2014.