

Nghiên cứu hiệu quả của bắc thấm dọc chế tạo sẵn sử dụng gia tải trước chân không và gia tải trước phụ tải

Nguyễn Quốc Tới^{1*}, Nguyễn Trường Chinh²

¹Khoa công trình, trường Đại học Công nghệ GTVT

²Viện Công nghệ GTVT, trường Đại học Công nghệ GTVT

TỪ KHOÁ

Hiệu quả
Gia tải trước chân không
Gia tải trước nền đắp
Rãnh thoát nước dọc chế tạo sẵn (PVD)
PLAXIS 2D

TÓM TẮT

Thoát nước dọc chế tạo sẵn là phương pháp cải tạo đất nhằm tăng tốc độ lún cố kết. Cùng với sự phát triển của kiến thức, gia tải trước chân không đã được sử dụng để thay thế gia tải trước nền đắp để tạo ra ứng suất trong đất. Nghiên cứu này sẽ so sánh hiệu quả của gia tải chân không với gia tải trước nền đắp thông qua việc phân tích mức độ và thời gian cố kết. Dự đoán độ lún được tính toán thủ công bằng phương pháp cố kết 1 chiều của Terzaghi, trong khi phương pháp phần tử hữu hạn bằng Chương trình PLAXIS 2D và phương pháp ASAOKA từ độ lún trên thực địa. Hệ số cố kết theo chiều ngang được sử dụng dựa trên kết quả tính toán lại bằng biểu đồ của ASAOKA. Tỷ lệ hệ số cố kết (C_h/C_v) thu được đối với gia tải trước chân không là 5,9 và đối với gia tải trước nền đắp là 2,21÷4,25. Phân tích cho thấy phương pháp gia tải chân không có thể giảm thời gian cố kết lên đến 74% so với phương pháp gia tải trước nền đắp.

KEYWORDS

Effectiveness
Vacuum Preloading
Embankment Preloading
Prefabricated Vertical Drain (PVD)
PLAXIS 2D

ABSTRACT

Prefabricated vertical drain is a method of soil improvement in order to accelerate consolidation settlement. In line with the development of knowledge, vacuum preloading was used to replace embankment preloading to produce stress in soil. This research will compare the effectiveness of vacuum preloading against the embankment preloading through the analysis of the degree and time of consolidation. The prediction of settlement is manually calculated using 1 dimension consolidation Terzaghi's theory method, while the finite element method by PLAXIS 2D Program and ASAOKA method from settlement on the field. The horizontal coefficient of consolidation used is based on the result of back calculation using ASAOKA's chart. The ratio of coefficient consolidation (C_h/C_v) obtained for vacuum preloading is 5.9 and for embankment preloading is 2.21÷4.25. The analysis show that the vacuum preloading method can cut the consolidation time up to 74% comparing the embankment preloading method.

1. Giới thiệu

Rãnh thoát nước chế tạo sẵn là một trong những phương pháp cải tạo đất trong đất yếu nhằm tăng cường độ kháng cắt của đất, giảm khả năng nén của đất và ngăn chặn sự suy giảm cố kết lớn nhằm tránh phá hoại kết cấu do độ lún lớn. Trong phương pháp truyền thống, chất tải trước được thực hiện bằng cách chất đồng trên đất yếu. Vật liệu gia tải trước có thể là cát, đá hoặc nước. Năm 1952, Kjellmann giới thiệu phương pháp gia tải trước chân không để thay thế cho gia tải sử dụng chất đồng (gia tải trước bằng phụ tải) trên hệ thống thoát nước dọc thông thường^[1].

Các đặc tính của gia tải trước bằng chân không đã được kiểm tra bằng cách so sánh áp suất chân không với tải trọng phụ trong thử nghiệm máy đo tốc độ trong phòng thí nghiệm. Từ các kết quả thí nghiệm cho thấy rằng bằng cách sử dụng áp suất chân không dẫn đến độ lún cố kết nhỏ hơn so với độ lún do gia tải trước bằng nền đắp gây ra với cùng một áp lực^[3].

2. Phương pháp nghiên cứu

Để xác định hiệu quả của cả hai phương án, việc so sánh mức độ và thời gian cố kết đạt được của cả hai phương án sẽ được quan sát.

Hơn nữa, dữ liệu khảo sát đất của dự án được sử dụng để tính toán độ lún cố kết theo nguyên lý cố kết 1-D của Terzaghi [6] và phân tích bằng cách sử dụng mô hình đất yếu trong chương trình phần tử hữu hạn PLAXIS 2D. Sau đó, dữ liệu lún tại hiện trường được sử dụng để dự đoán độ lún cuối cùng bằng phương pháp Asaoka. Đối với hệ số thấm ngang sử dụng trong phân tích theo nguyên lý cố kết 1-D Terzaghi và chương trình PLAXIS 2D được sử dụng từ tính toán ngược dựa trên phương trình của phương pháp Asaoka [11].

Ngoài phân tích bằng 3 phương pháp trên còn sử dụng mô phỏng bằng chương trình PLAXIS 2D với 2 loại trường hợp. Trong trường hợp đầu tiên, đối với cả hai loại gia tải trước, lượng tải trọng thay đổi (chiều cao 2m, 3m, 4m, 4,7m và 5m đối với tải trọng đắp và 60, 70, 80, 90 và 108 kPa đối với tải trọng chân không) và tỷ lệ hệ số thấm (k_h/k_v) được

*Liên hệ tác giả: quoctoidhxd@gmail.com

Nhận ngày 16/04/2024, sửa xong ngày 29/05/2024, chấp nhận đăng ngày 14/06/2024

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.04.2024.708>

sử dụng được đặt bằng 2 trong cả hai loại gia tải trước. Trong trường hợp thứ hai, tải trọng được mô hình hóa 80 kPa ở cả hai loại tải trọng và tỷ lệ hệ số thấm (k_h/k_v) được thay đổi theo 2, 4, 6, 8 và 10. Cả hai loại mô phỏng sau đó được phân tích về các tác động biến thiên đối với lún cổ kết trong cả hai loại gia tải trước.

3. Kết quả và phân tích

3.1. Giới thiệu dự án

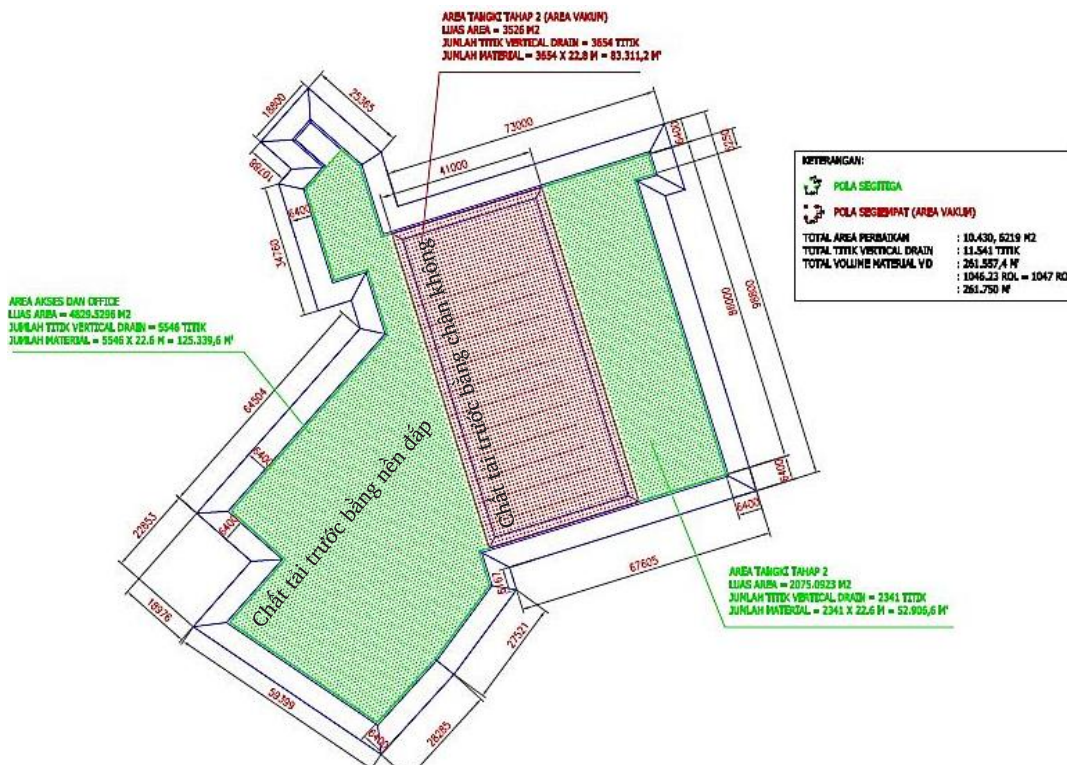
Trong dự án này, yêu cầu đắp vẫn phải đạt cao trình thiết kế. Lớp đất nền chủ yếu là đất yếu đạt độ sâu ± 22 m. Hai vấn đề chính gặp phải là độ lún cổ kết lớn, lâu dài và khả năng chịu lực thấp. Để giải quyết vấn đề này, phương pháp cải tạo đất được lựa chọn bằng cách tăng tốc cố kết bằng cách sử dụng thoát nước dọc với hai loại phương án gia tải trước khác nhau là gia tải trước bằng đất đắp và gia tải trước bằng chân không. Dạng bậc thấm phụ thuộc vào sơ đồ gia tải trước, dạng tam giác đối với gia tải trước nền đắp và dạng hình chữ nhật đối với sơ đồ gia tải chân không. Khoảng cách của bậc thấm cho cả hai mẫu là 1m và độ sâu lấp đặt của bậc thấm là 21,5m.

3.2. Tình trạng đất và dữ liệu điều tra đất

Các tính chất của đất thu được từ thí nghiệm trong phòng và tương quan thực nghiệm của giá trị N-SPT như trong Bảng 1. Dựa trên kết quả điều tra đất bao gồm giá trị N-SPT, lớp đất dưới đất có thể được chia thành nhiều lớp. Trên bề mặt sâu đến 3m là tầng đất gồm cát rời mịn. Dưới lớp cát này là đất dính có chiều dày từ 3÷11 m. Trạng thái của loại đất sét này rất mềm đến mềm với độ dẻo trung bình. Khi đó ở độ sâu đất 11÷21 m có một lớp đất dính có độ dẻo cao. Ở độ sâu 21÷24,5 m, tầng đất chiếm ưu thế là sét bột rất mềm đến cứng, độ dẻo thấp. Ở độ sâu 25 m tại lớp đất sét cứng được tìm thấy và không gặp lớp đất cứng. Mực nước ngầm được tìm thấy ở độ sâu 0,6 m.

3.3. Tình trạng đất và dữ liệu điều tra đất

Các tính chất của đất thu được từ thí nghiệm trong phòng và tương quan thực nghiệm của giá trị N-SPT như trong Bảng 1. Dựa trên kết quả điều tra đất bao gồm giá trị N-SPT, lớp đất dưới đất có thể được chia thành nhiều lớp. Trên bề mặt sâu đến 3m là tầng đất gồm cát rời mịn. Dưới lớp cát này là đất dính có chiều dày từ 3÷11 m. Trạng thái của loại đất sét này rất mềm đến mềm với độ dẻo trung bình. Khi đó ở độ sâu đất 11÷21 m có một lớp đất dính có độ dẻo cao. Ở độ sâu 21÷24,5 m, tầng đất chiếm ưu thế là sét bột rất mềm đến cứng, độ dẻo thấp. Ở độ sâu 25 m tại lớp đất sét cứng được tìm thấy và không gặp lớp đất cứng. Mực nước ngầm được tìm thấy ở độ sâu 0,6 m.



Hình 1. Bản đồ lắp đặt bậc thấm dọc: a) Vùng xanh dành cho chất tải trước nền đắp (Mẫu hình tam giác);

b) Vùng màu đỏ cho tải trước chân không (Mẫu hình chữ nhật).

Bảng 1. Thông số đất từ dự án điều tra đất.

Độ sâu (m)	H (m)	γ (kN/m ³)	C_c	C_r	C_v (cm/sec ²)	k_v (cm/sec)	e_0
0,00 - 3,00	3	20	-	-	-	-	-
3,00 - 4,00	1	14,6	1,171	0,187	0,000305	1,68E-05	1,981
4,00 - 6,50	2,5	15,4	0,689	0,133	0,000354	2,44E-05	1,659
6,50 - 9,00	2,5	15	1,013	0,151	0,000213	1,69E-05	2,014
9,00 - 11,00	2	15,4	0,657	0,127	0,000179	1,31E-05	1,627
11,00 - 12,50	1,5	14,8	0,722	0,153	0,000184	1,79E-05	2,020
12,50 - 14,50	2	14,8	0,616	0,138	0,000198	2,00E-05	1,863
14,50 - 16,50	2	15	0,645	0,085	0,000160	1,73E-05	2,040
16,50 - 19,00	2,5	14,6	0,938	0,094	0,000213	1,73E-05	1,957
19,00 - 21,00	2	15	0,665	0,057	0,000227	1,66E-05	0,969
21,00 - 23,00	2	17,6	0,376	0,052	0,000863	2,57E-05	1,818
23,00 - 24,50	1,5	17,6	0,376	0,052	0,000863	2,57E-05	1,818

3.4. Tính toán lại hệ số cố kết theo phương ngang (C_h)

Để có được kết quả về mức độ cố kết phù hợp với hiện trường, phục vụ cho mục đích phân tích đã sử dụng kết quả tính ngược hệ số cố kết theo phương ngang dựa trên nguyên lý của phương pháp Asaoka thể hiện trong Công thức (1)^[7].

$$C_h = \frac{\left(-\frac{\ln \beta}{\delta t} - \frac{\pi^2 \cdot C_v}{8 \cdot H^2}\right) \cdot D^2 \cdot F_n}{8} \quad (1)$$

Qua Công thức (1) ta có thể tính ngược lại hệ số cố kết theo phương ngang (C_h).

Bảng 2. Tính toán lại hệ số cố kết theo phương ngang khi gia tải trước phụ tải.

Lún	Giai đoạn	β	$\ln \beta$	C_h (m ² /ngày)	C_h/C_v
SP01&SP04	Giai đoạn 1	0,992	-0,01	0,0022	1,07
	Giai đoạn 2	0,969	-0,03	0,0089	4,25
SP06	Giai đoạn 1	0,995	-0,01	0,0014	0,66
	Giai đoạn 2	0,970	-0,03	0,0084	3,99
SP09	Giai đoạn 1	0,998	0	0,0005	0,25
	Giai đoạn 2	0,991	-0,01	0,0025	1,2
	Giai đoạn 3	0,984	-0,02	0,0046	2,21
SP10&SP11	Giai đoạn 1	0,998	0	0,0007	0,33
	Giai đoạn 2	0,976	-0,02	0,0066	3,17
	Giai đoạn 3	0,971	-0,03	0,0083	3,96

Bảng 3. Tính toán lại hệ số cố kết ngang khi gia tải trước chân không.

Lún	β	$\ln \beta$	C_h (m ² /ngày)	C_h/C_v
2	0,961	-0,04	0,0132	6,32
3	0,965	-0,036	0,0119	5,69
5	0,964	-0,036	0,0122	5,81
Trung bình của SP 2,3,5	0,964	-0,037	0,0124	5,90

3.5. Phân tích dự đoán lún cuối cùng

Phân tích dự báo lún cuối cùng sử dụng lý thuyết lún cố kết 1-D Terzaghi với loại lún cố kết thông thường như mô tả trong Công thức (2):

$$S_c = \frac{C_s \cdot H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (2)$$

Hơn nữa, thời gian cố kết so với đường cong lún cố kết được thực hiện bằng cách sử dụng phân tích mức độ cố kết do Baron (1948) đề xuất.

$$U_v = \frac{(4T_v/\pi)^{0.5}}{\{1 + (4T_v/\pi)^{2.8}\}^{0.179}} \quad (3)$$

$$T_v = \frac{t_c \cdot C_v}{H^2} \quad (4)$$

$$U_h = \left[1 - \left\{ \exp \left(-\frac{8 \cdot T_h}{F_n} \right) \right\} \right] \quad (5)$$

$$T_h = \frac{t_c \cdot D^2}{C_h} \quad (6)$$

$$F_n = \ln \left(\frac{D}{d_w} \right) - \frac{3}{4} \quad (7)$$

Ngoài ra, phân tích độ lún cố kết cuối cùng bằng chương trình PLAXIS 2D sử dụng mô hình đất yếu được sử dụng. Gouw (2008) giải thích rằng bậc thấm dọc có thể được mô hình hóa trong chương trình PLAXIS 2D, vì vậy nó cần hệ số thấm tương đương khi sử dụng bậc thấm dọc thông qua Công thức (8)-(11).

$$n = \frac{D}{d_w} \quad (8)$$

$$\mu = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{4 \cdot n^2} \right) \right] \quad (9)$$

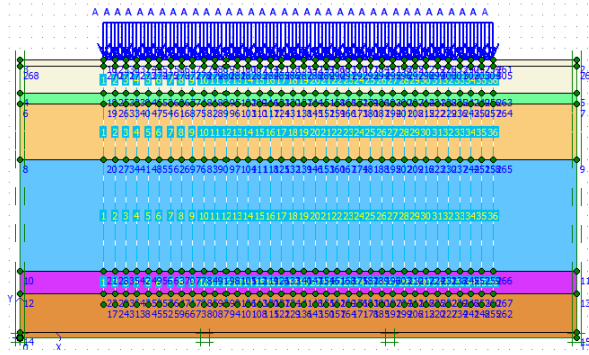
$$k'_v = k_v + \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{H^2}{\mu \cdot D^2} \cdot k_h \quad (10)$$

$$k'_h = k_h \quad (11)$$

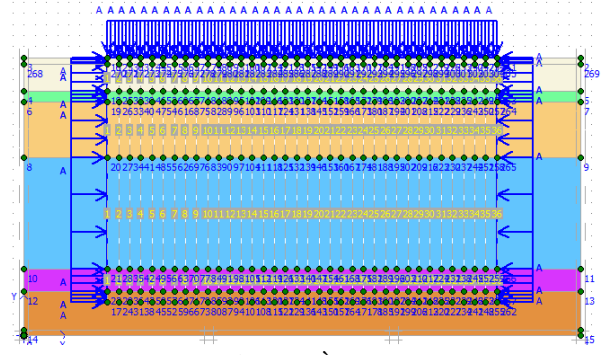
trong đó các giá trị k'_v và k'_h là hệ số thấm sau khi gắn bậc thấm dọc. Các giá trị k_h được sử dụng bắt nguồn từ tỷ lệ k_h/k_v tỷ lệ thuận với tỷ lệ C_h/C_v dựa trên phép tính ngược trước đó.

Trong loại mô hình gia tải trước bằng chân không, tải được mô hình hóa ở bên trái và bên phải dưới dạng mô hình hiệu ứng chân không khi gia tải trước bằng chân không được áp dụng.

Dựa vào phương trình trên thu được độ lún cố kết theo đường cong cố kết theo thời gian từ phân tích cố kết lý thuyết 1-D Terzaghi, chương trình PLAXIS 2D và so sánh với số liệu độ lún tại hiện trường.

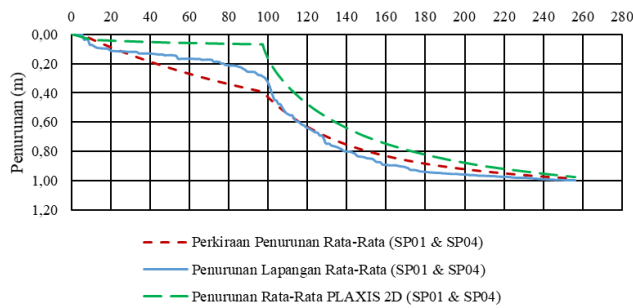
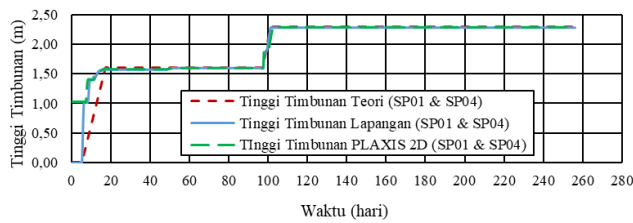


(a) Gia tải trước bằng phụ tải

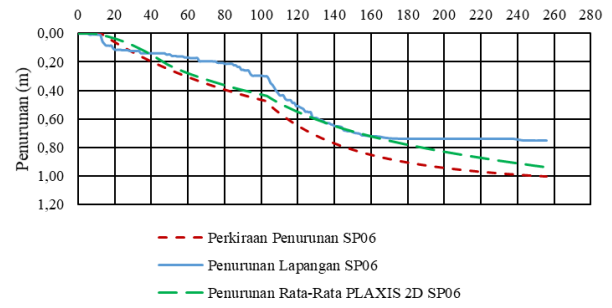
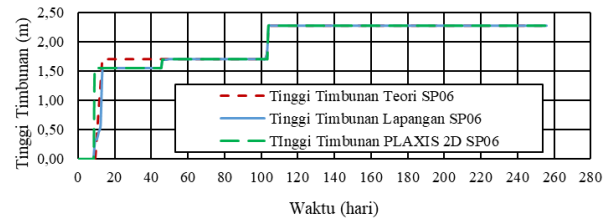


(b) Gia tải trước bằng chân không

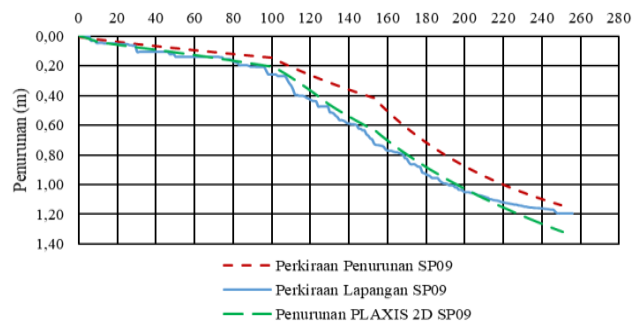
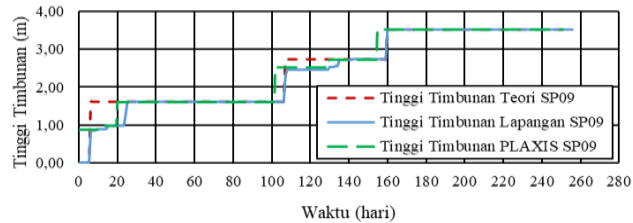
Hình 2. Minh họa mô hình PLAXIS 2D.



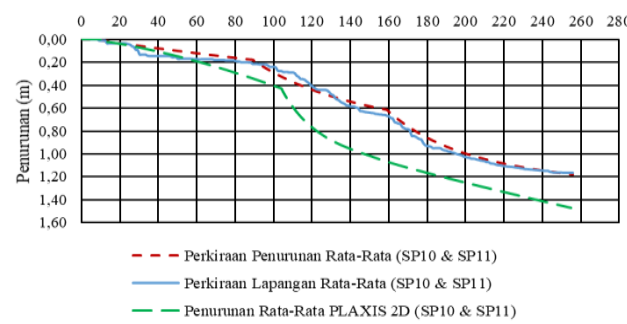
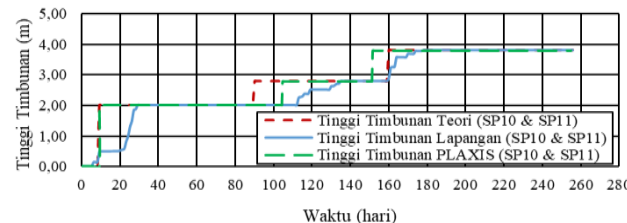
(a) Độ lún SP01 và SP04



(b) Độ lún SP06



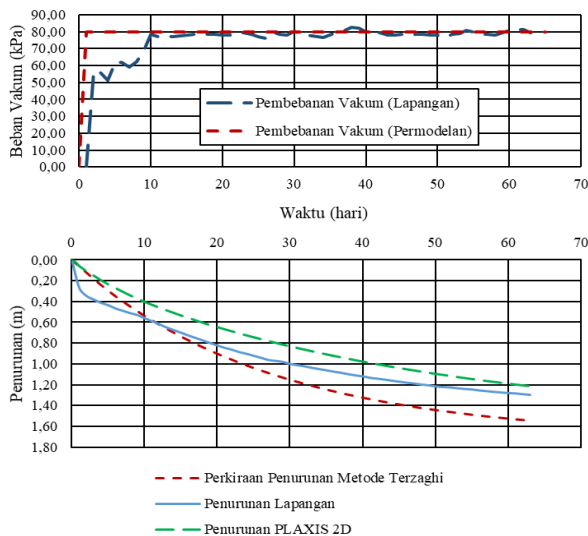
(c) Độ lún SP09



(d) Độ lún SP10 và SP11

Hình 3. Kết quả phân tích về lún cổ kết trong gia tải trước bằng phụ tải.

Độ lún cố kết có gia tải trước (gia tải thông thường) vào ngày thứ 256 là khoảng 766 mm ÷ 1300 mm tùy thuộc vào chiều cao đắp trên hiện trường. Chiều cao của nền đắp khi gia tải trước thông thường được áp dụng thay đổi từ 2,28 m ~ 3,80 m với trọng lực riêng của đất đắp là 17 kN/m³. Sau đó, áp suất tác dụng lên bề mặt đất đạt được trong khoảng 38 kPa ~ 65 kPa. Mức độ cố kết trung bình của mỗi mảng lún thay đổi trong khoảng 90 % ~ 100 % vào ngày thứ 256. Trong khi với gia tải trước bằng chân không, độ lún cố kết vào ngày thứ 63 dao động trong khoảng 1200 mm ~ 1420 mm. Áp lực từ gia tải trước bằng chân không dựa trên chỉ số của máy bơm là 80 kPa. Mức độ cố kết trung bình khi sử dụng tải trước bằng chân không là 91,12% đạt được trong 63 ngày.



Hình 4. Kết quả phân tích độ lún cố kết trong quá trình gia tải bằng chân không.

Kết quả phân tích dựa trên tẩm lún tại hiện trường cho thấy mức độ cố kết 90 % khi gia tải trước bằng chân không đạt được trong thời gian ngắn hơn so với gia tải trước bằng phụ tải. Dựa trên phân tích bằng phương pháp Asaoka, mức độ cố kết ở mức 90 % với gia tải trước bằng phụ tải có thể đạt được trong 256 ngày. Trong khi đó với gia tải trước bằng hút chân không, mức độ cố kết 90 % có thể đạt được chỉ trong 63 ngày. Do đó, gia tải trước bằng hút chân không có thể rút ngắn thời gian cố kết khoảng 74 % so với gia tải trước bằng phụ tải.

Lượng thời gian ngắn hơn cần thiết để đạt được mức độ cố kết ở mức 90 % với gia tải trước bằng hút chân không là do ảnh hưởng của loại chất tải trước và các thông số của đất như hệ số cố kết và hệ số thấm của đất. Điều này được chứng minh bằng nghiên cứu trước đây của Saowapakpiroon đã giải thích rằng hệ số cố kết theo phương ngang khi sử dụng bắc thấm đứng có gia tải trước bằng hút chân không lớn hơn so với bắc thấm đứng không có gia tải trước bằng hút chân không cũng xảy ra trong nghiên cứu này. Hệ số cố kết theo phương ngang (C_h) thu được từ tính toán ngược sử dụng phương pháp Asaoka cho thấy hệ số cố kết theo phương ngang khi sử dụng gia tải trước bằng hút chân

không lớn hơn hệ số cố kết theo phương ngang khi sử dụng gia tải trước bằng phụ tải.

Bảng 4. Tóm tắt giá trị hệ số cố kết theo chiều ngang (C_h) thu được từ tính toán ngược.

SP	Loại gia tải trước	C_h	C_h/C_v
SP01 & SP04	Gia tải trước bằng phụ tải	0,0089	4,25
SP06		0,0084	3,99
SP09		0,0046	2,21
SP10 & SP11		0,0083	3,96
SP-2, SP-3, SP-5	Gia tải trước bằng hút chân không	0,0124	5,9

Dựa trên Bảng 4, tỷ lệ giá trị C_h/C_v được tạo ra bởi phương pháp Asaoka với gia tải trước nền đắp mang lại giá trị tỷ lệ nằm trong khoảng từ 2,21 đến 4,25. Trong khi sử dụng loại gia tải trước bằng hút chân không thu được tỷ lệ giá trị C_h/C_v tính theo phương pháp Asaoka khoảng 5,90. Khi đó có thể kết luận rằng loại gia tải trước bằng hút chân không có thể tạo ra giá trị C_h lớn hơn loại gia tải trước bằng phụ tải, nên có thể đạt được mức độ cố kết bằng phương pháp hút chân không trong thời gian tương đối ngắn hơn so với gia tải trước nền đắp.

3.6. Mô phỏng mô hình hóa chương trình PLAXIS 2D

Để có thể biết được mức độ ảnh hưởng của các loại tải trọng thực tế, sau đó thực hiện hai loại thông số biến đổi bằng chương trình PLAXIS 2D. Bản thân chương trình PLAXIS được sử dụng làm mô hình để hỗ trợ tính toán và tạo ra mô hình chính xác hơn (do phương pháp Terzaghi không thể mô hình hóa áp lực lên mép lớp đất với tải trọng chân không). Hai loại biến thể tham số là:

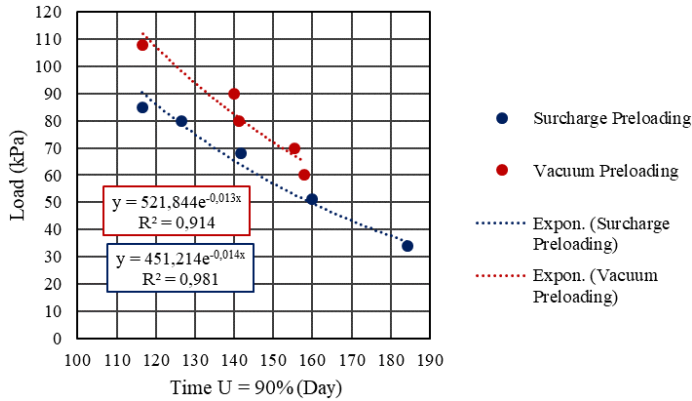
- (1) Mô phỏng cả hai loại chất tải với các biến thiên áp lực cho trước là 60, 70, 80, 90 và 108 kPa khi chất tải loại chân không và chiều cao đắp 2 m, 3 m, 4 m, 4,7 m (tương đương với 80 kPa tải hút chân không) và 5 m với hệ số tỷ lệ C_h/C_v hoặc k_h/k_v là 2.
- (2) Mô phỏng cả hai loại tải trọng với sự thay đổi tỷ lệ hệ số C_h/C_v hoặc k_h/k_v là 2, 4, 6, 8 và 10. Với tải trọng cho cả hai loại tải trọng bằng 80 kPa.

Phân tích mô phỏng lần đầu sử dụng biến thiên của tỷ số k_h/k_v , sử dụng giá trị k_h và k_v trong mô hình hóa theo Bảng 5.

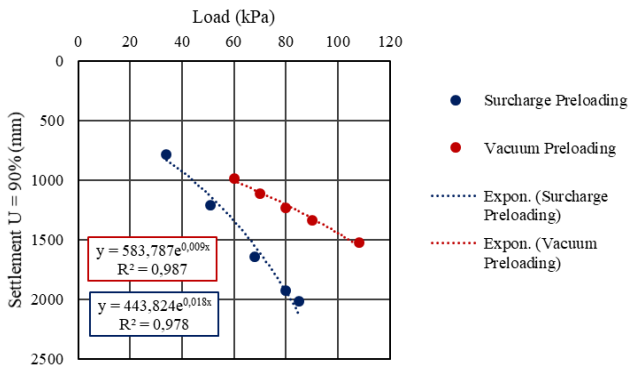
Bảng 5. Độ thấm tương đương sau khi lắp đặt bắc thấm dọc cho chương trình PLAXIS.

k_v (m/ngày)	Sự biến thiên k_h/k_v	k_h (m/ngày)	k'_h (m/day)	k'_v (m/day)
1,85E-05	2	3,70E-05	2,48E-02	3,70E-05
	4	7,40E-05	4,95E-02	7,40E-05
	6	1,11E-04	7,43E-02	1,11E-04
	8	1,48E-04	9,90E-02	1,48E-04
	10	1,85E-04	1,24E-01	1,85E-04

Dựa trên kết quả mô hình hóa biến thiên tải trọng ở cả hai loại tải trọng, đường xu hướng tốc độ cố kết theo thời gian đạt 90 % so với lượng biến thiên tải trọng áp dụng trong mô hình và đường xu hướng lún ($U = 90\%$) đối với biến thiên tải trọng tác dụng như trong Hình 5 và Hình 6.



Hình 5. Đường cong biến thiên tải trọng theo thời gian cố kết ở $U = 90\%$.



Hình 6. Đường cong lún cố kết tại $U = 90\%$ so với tải trọng thay đổi.

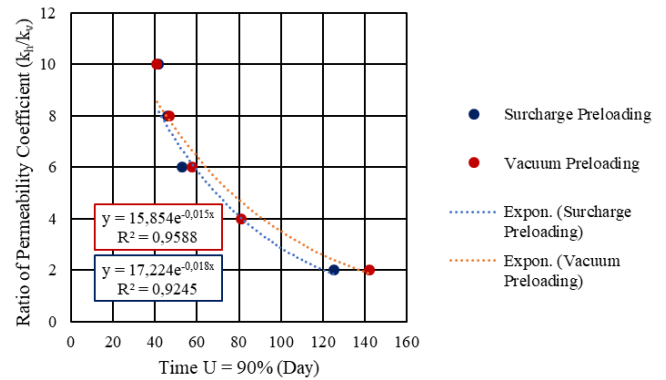
Trong Hình 5, có thể kết luận rằng tải trọng tác dụng càng lớn thì thời gian cần thiết để đạt được mức độ cố kết 90 % cũng giảm theo cấp số nhân. Khi so sánh giữa gia tải trước bằng phụ tải và gia tải trước bằng hút chân không với cùng trọng lượng tải (80 kPa), thời gian cần thiết để đạt được mức độ cố kết 90 % đối với tải trọng thông thường ngắn hơn tương đối 10% so với thời gian tải trọng hút chân không để đạt được mức độ cố kết 90 % ở cùng một hệ số thấm.

Sau đó, trong Hình 6, có thể thấy rằng độ lún đạt được do gia tải trước bằng phụ tải lớn hơn tương đối 32 % so với độ lún do tải hút chân không gây ra với cùng tải trọng và hệ số thấm.

Do đó, mặc dù hiệu suất thời gian đạt được khi gia tải trước bằng phụ tải tương đối ngắn 10 % so với tải hút chân không. Độ lún do chất gia tải trước bằng phụ tải gây ra lớn hơn độ lún do gia tải trước bằng hút chân không, do đó nếu độ lún của gia tải trước bằng hút chân không ở mức độ cố kết 90 % là 1228 mm đạt được sau 141 ngày, thì gia tải trước bằng phụ tải với tải trọng bằng nhau (80 kPa) có thể dẫn đến độ lún 1228 mm trong vòng 39 ngày hoặc tương đối ngắn hơn 72 % đối

với thời gian tải trọng hút chân không đạt độ lún 1228 mm. Cũng nên nhớ rằng phân tích trên đã bỏ qua thực tế là các giá trị của hệ số thấm sẽ tăng lên khi tải trọng hoạt động trên mặt đất tăng lên.

Dựa trên dữ liệu của kết quả phân tích trong mô phỏng thứ hai, đường xu hướng biến thiên của tỷ lệ hệ số thấm (k_h/k_v) đến thời gian cần thiết để đạt được độ lún cố kết tại $U = 90\%$ thu được như dưới đây.



Hình 7. Đường cong biến thiên tỷ lệ thấm (k_h/k_v) theo thời gian cố kết ở $U = 90\%$.

Dựa vào Hình 7, kết quả của phương trình hồi quy là $y = 15,854e^{-0,015x}$ và $y = 17,224e^{-0,018x}$ nên có thể kết luận rằng việc tăng tỷ lệ hệ số thấm có thể rút ngắn thời gian cần thiết để đạt được độ cố kết 90 % theo cấp số nhân. Ta cũng biết rằng hệ số thấm càng lớn thì hiệu số thời gian đạt được $U = 90\%$ ở cả hai loại tải trọng càng giảm cho đến khi bằng nhau.

4. Kết luận và kiến nghị

Dựa trên kết quả phân tích thu được, ta có kết luận như sau:

- (1) Dựa trên phân tích mức độ cố kết bằng cách sử dụng dự đoán độ lún cuối cùng bằng phương pháp Asaoka, thời gian cố kết cần thiết với gia tải trước bằng hút chân không để đạt được mức độ cố kết ở mức 90 % hiệu quả hơn 74 % so với gia tải trước bằng phụ tải.
- (2) Dựa trên tính toán ngược hệ số cố kết ngang (C_h) sử dụng phương pháp Asaoka, gia tải trước bằng hút chân không tạo ra hệ số cố kết (C_h/C_v) ở mức 5,90. Trong khi với gia tải trước bằng phụ tải hệ số cố kết (C_h/C_v) đạt được trong khoảng 2,21 ~ 4,25.
- (3) Độ lún cố kết tăng tuyến tính với tải trọng tác dụng. Trong gia tải trước bằng phụ tải có thể tạo ra độ lún của cố kết tương đối lớn hơn so với gia tải trước bằng hút chân không.
- (4) Tốc độ cố kết tăng theo cấp số nhân với tỷ lệ hệ số thấm được sử dụng trong phân tích.
- (5) Dựa trên mô phỏng bằng PLAXIS 2D, thời gian cố kết cần thiết từ gia tải trước bằng nền đắp hiệu quả hơn so với gia tải trước bằng hút chân không với cùng giá trị hệ số thấm và cùng lượng gia tải.

Dựa trên nghiên cứu này, có thể đưa ra các đề xuất cho các nghiên cứu tiếp theo như sau:

- (1) Cần nghiên cứu thêm xem sự khác biệt về loại tải trọng có ảnh hưởng đến giá trị hệ số thấm và hệ số cố kết hay không.
- (2) Các thông số đất sử dụng phải dựa trên kết quả thí nghiệm chính xác và đầy đủ trên từng loại tầng, nhằm hạn chế tối đa việc sử dụng hệ số tương quan. Nếu trong phân tích sử dụng hệ số tương quan để tìm giá trị các thông số của đất thì sử dụng hệ số tương quan theo tiêu chuẩn đề kết quả không bị sai lệch.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Chai, J. C., Hayashi, S., & Carter, J. P. (2005). *Đặc điểm của cố kết chân không*. Proc. 16th ICSMGE, (trang 1167-1170). Osaka, Nhật Bản.
- [2]. Chai, J. C., Hong, Z. S., & Shen, S. L. (2010). *Cố kết thoát nước chân không gây ra phân bố áp lực và biến dạng mặt đất*. Geotextiles and Geomembranes, 525-535.
- [3]. Chai, J. C., Sakai, A., Hayashi, S., & Hino, T. (2007). *Đặc điểm của cố kết chân không so với cố kết do tải trọng phụ*. Proc. of Int. Symposium on Geotechnical Engineering, Ground Improvement and Geosynthetics for Human Security and Environmental Preservation, (trang 111-124). Bangkok, Thái Lan.
- [4]. Chu, J., & Yan, S. W. (2005). *Ước tính mức độ cố kết cho các dự án gia tải trước chân không*. International Journal of Geomechanics (ASCE), 158-165.
- [5]. Craig, R. F. (1983). *Cơ học đất Phiên bản thứ 3*. Vương quốc Anh: Van Nostrand Reinhold Co. LTD.
- [6]. Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). *Nguyên lý Địa kỹ thuật Phiên bản thứ 8*. Stamford: Cengage Learning.
- [7]. Putra, A. B. (2016). *Hitung Balik Nilai Koefisien Konsolidasi Horizontal (Ch) Menggunakan Metode Asaoka Berdasarkan Hasil Vacuum Preloading*. Jakarta: Universitas Bina Nusantara.