



Tính toán áp lực nước lỗ rỗng và độ lún của đất loại sét bão hòa chịu cắt trượt động chu kỳ đa phương không thoát nước bằng hàm hypecbon kết hợp với phương pháp “hiệu chỉnh đường cong”

Trần Thanh Nhân¹, Trần Hữu Tuyên¹, Đỗ Quang Thiên¹, Nguyễn Thị Ngọc Yến²

¹Trường Đại học Khoa học, Đại học Huế

²Trường Đại học Bách Khoa, Đại học Đà Nẵng

Ngày nhận bài: 23 - 4 - 2014

Chấp nhận đăng: 15 - 1 - 2015

ABSTRACT

Estimation of the pore water pressure and the settlement of saturated clay subjected to undrained multi-directional cyclic shear by using hyperbolic function in combination with the “curve-fitting” method

In this research, saturated-normally consolidated samples of kaolinite clay were tested under undrained uni-directional and multi-directional cyclic simple shears with various shear strain amplitude (γ), cyclic shear direction and consolidation pressure (σ_v). It is indicated from experiment results that cyclic shear direction and shear strain amplitude have important effect on the pore water pressure accumulation during undrained cyclic shear and the recompression characteristics after cyclic shear, meanwhile the effect of consolidation pressure on these properties, at least in the range from 49 kPa to 98 kPa, is negligible. The pore water pressure induced by multi-directional cyclic shear can be estimated by using hyperbolic function of shear strain amplitude and the number of cycles in combination with the “curve-fitting” technique. However, the obtained results for the case of multi-directional cyclic shear is not so good as those for the uni-directional one, especially in the range of $\gamma = 0.3\% \sim 0.8\%$. On the other hand, the conventional estimation method of post-cyclic settlement can be used in combination with different compression indices for predicting the settlement of saturated clay layer subjected to undrained multi-directional cyclic shear.

©2015 Vietnam Academy of Science and Technology

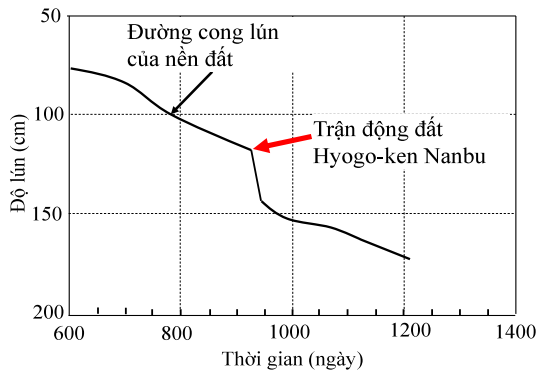
1. Mở đầu

Tác dụng của tải trọng động chu kỳ lên nền đất bão hòa nước sẽ dẫn đến sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng. Trong trường hợp thời gian gia tải ngắn như thời gian xảy ra một trận động đất hay lớp đất chịu tải có tính thấm nước kém thì tác động của tải

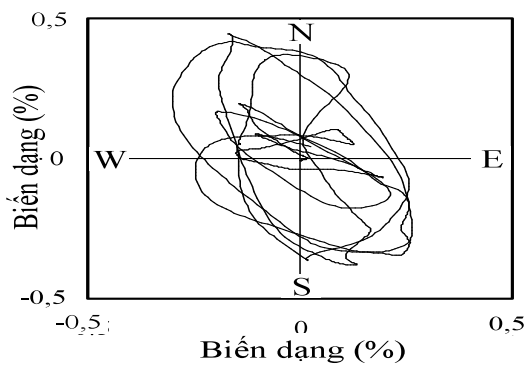
trọng động được xem là trong điều kiện không thoát nước và trong điều kiện này, áp lực nước lỗ rỗng sẽ tích lũy và tăng lên cùng với quá trình gia tải. Sau khi kết thúc gia tải, nước lỗ rỗng trong đất thoát ra ngoài và áp lực nước lỗ rỗng giảm dần theo thời gian gây ra quá trình tái nén ép trong đất mà trong thực tế người ta thường gọi là quá trình lún thẳng đứng. Độ lún sau cắt trượt hay độ lún sau động đất của nền đất đã được nghiên cứu và quan trắc sau nhiều trận động đất như động đất

*Tác giả liên hệ, Email: nhan_hueuni@yahoo.com

Niigata năm 1964 hay động đất Hyogo-ken Nanbu năm 1995 (hình 1). Các nghiên cứu gần đây cho thấy, sau siêu động đất Tohoku Pacific năm 2011, độ lún của nền đất tại một số khu vực miền đông bắc Nhật Bản lên đến 60cm gây lún và nghiêng nhiều công trình xây dựng (Tokimatsu et al., 2012). Mặt khác, nhiều nghiên cứu khẳng định rằng, nền đất bị biến dạng cắt trượt động đa phương với độ biến dạng trượt và tần số thay đổi liên tục khi chịu tác động của xung động từ động đất (Ansal et al., 2001). Hình 2 thể hiện quỹ đạo biến dạng cắt trượt của nền đất tại độ sâu 16m theo hai hướng Bắc Nam và Đông Tây trong động đất Hyogo-ken Nanbu năm 1995 (Matsuda et al., 2004), để thấy rằng biến dạng của nền đất trong động đất là biến dạng cắt trượt động đa phương.



Hình 1. Độ lún nền đất tại cảng Port Island (Nhật Bản) trước và sau động đất Hyogo-ken Nanbu năm 1995 (Matsuda, 1997)



Hình 2. Quỹ đạo của độ biến dạng trượt trong trận động đất Hyogo-ken Nanbu năm 1995 (Matsuda, et al., 2004)

Do đất loại sét hầu như không bị hóa lỏng khi chịu tải trọng động nên phương pháp tính lún truyền thống thông qua hệ số áp lực nước lỗ rỗng vẫn là

phương pháp phổ biến nhất. Đến nay, do lực liên kết giữa các hạt đất trong vi cấu trúc và ảnh hưởng của nó đến tính chất áp lực nước lỗ rỗng trong đất sét vẫn chưa sáng tỏ nên phương pháp “hiệu chỉnh đường cong” (curve-fitting) kết hợp sử dụng các hằng số thí nghiệm vẫn là cách tiếp cận phù hợp nhất khi mô phỏng sự phát triển của áp lực nước lỗ rỗng cả ở phòng thí nghiệm và ngoài hiện trường. Trong đó, phương pháp tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng do Ohara, et al., (1984) đề xuất là phương pháp đầu tiên áp dụng cho các thí nghiệm theo mô hình điều khiển độ biến dạng (strain-controlled). Sau đó phương pháp này được Ohara và Matsuda (1988) phát triển trên đất sét kaolinit cổ kết bình thường và quá cổ kết chịu cắt trượt động chu kỳ đơn phương không thoát nước. Về sau, dựa vào tương quan giữa sự phát triển áp lực nước lỗ rỗng và chỉ số suy giảm độ bền của đất loại sét cổ kết bình thường và quá cổ kết chịu tải trọng động chu kỳ, Matasovic và Vucetic (1995) đã phát triển mô hình thể hiện áp lực nước lỗ rỗng là hàm số của chỉ số suy giảm độ bền, độ biến dạng tới hạn để hình thành áp lực nước lỗ rỗng (γ_{tp}) và 06 hằng số thí nghiệm. Tuy nhiên, tất cả các phương pháp này được phát triển từ thí nghiệm cắt trượt động đơn phương hoặc thí nghiệm ba trục động nên chưa được kiểm nghiệm và áp dụng vào điều kiện cắt trượt động chu kỳ đa phương.

Vì vậy, thông qua kết quả thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước trên các mẫu đất sét kaolinit bão hòa, chúng tôi nghiên cứu tính chất áp lực nước lỗ rỗng và đặc tính nén lún cho các điều kiện phương cắt trượt, độ biến dạng, áp lực thẳng đứng khác nhau. Đồng thời, tiến hành tính toán áp lực nước lỗ rỗng và độ lún trong điều kiện cắt trượt động chu kỳ đa phương bằng hàm hyperbolic vốn được đề xuất cho điều kiện đơn phương nhằm kiểm tra khả năng áp dụng của phương pháp này vào điều kiện cắt trượt động chu kỳ đa phương.

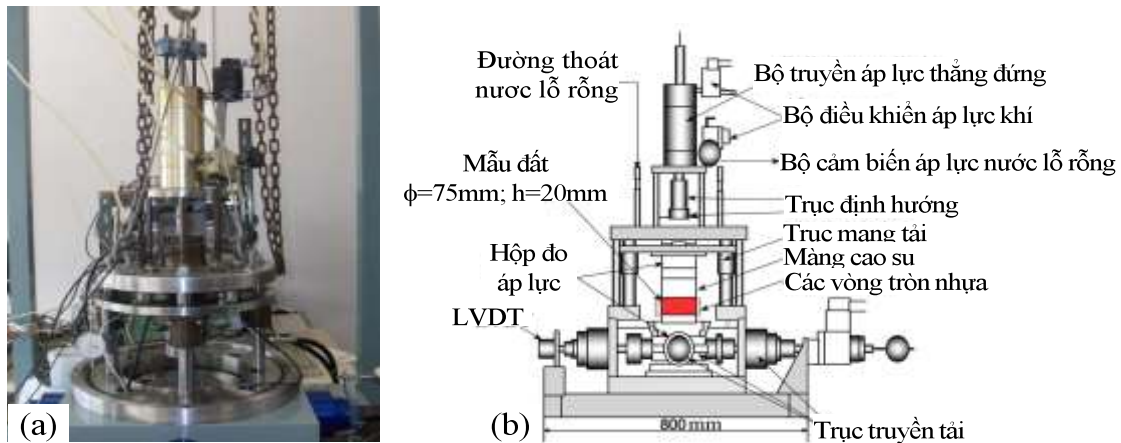
2. Thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước

2.1. Thiết bị thí nghiệm

Ảnh chụp và sơ đồ các bộ phận của thiết bị thí nghiệm cắt trượt động đơn giản chu kỳ đa phương được thể hiện trong hình 3. Thông qua hai phương cắt trượt vuông góc với nhau, thiết bị này cho phép

tác dụng lên mẫu đất (đặt trong hộp cắt) nhiều kiểu tải trọng động khác nhau. Hình 4 là ảnh chụp mẫu đất tại các giai đoạn thí nghiệm khác nhau. Hộp cắt trượt là hộp cắt kiểu Kjellman, trong đó mẫu đất được bảo vệ bằng màng cao su. Bên ngoài màng cao su là 15 đến 16 vòng nhựa xếp chồng lên nhau. Mỗi vòng có đường kính trong là 75,4mm, dày 2mm. Bằng cách sắp xếp này, mẫu đất không bị thay đổi thể tích nhưng vẫn chịu biến dạng cắt

trượt theo phương ngang trong quá trình thí nghiệm. Áp lực nước lỗ rỗng được truyền từ đáy mẫu đến bộ cảm biến áp lực bằng ống dẫn có đường kính 3mm chứa đầy nước đã xả hết khí. Do chiều cao của mẫu thí nghiệm tương đối nhỏ so với đường kính và biến dạng cắt trượt là đồng nhất từ đáy lên đỉnh mẫu nên sự phân bố của áp lực nước lỗ rỗng được xem là đồng nhất trong toàn bộ thể tích mẫu (Ohara et al., 1988).

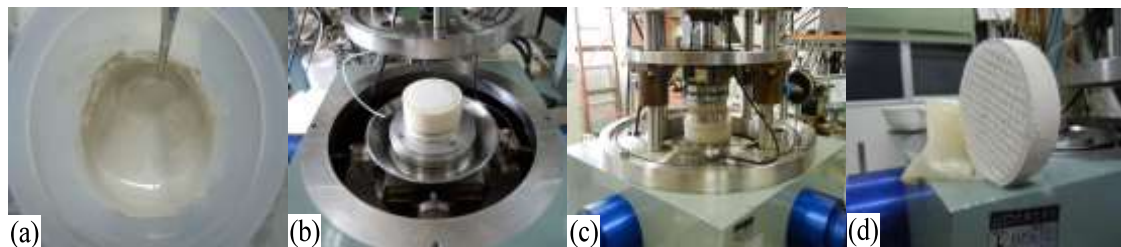


Hình 3. Ảnh chụp (a) và sơ đồ các bộ phận (b) của thiết bị thí nghiệm cắt trượt động đơn giản chu kỳ đa phương

2.2. Mẫu thí nghiệm và các bước thí nghiệm

Vật liệu sử dụng trong nghiên cứu này là đất sét kaolinit có một số chỉ tiêu cơ lý như sau: tỷ trọng $G_s = 2,83$, độ ẩm giới hạn chảy $w_L = 47,8\%$, độ ẩm giới hạn dẻo $w_p = 22,3\%$ và chỉ số nén lún $C_c = 0,305$. Để chuẩn bị mẫu đất thí nghiệm, bột đất sét kaolinit khô được trộn với nước cất đến độ ẩm 80% (dạng vữa). Sau khi giữ cho độ ẩm ổn định trong 1 ngày, đất được hút khí trong hộp chân không khoảng 30 phút và sau đó được đổ vào màng cao su đã đặt sẵn trong hộp cắt (hình 4a

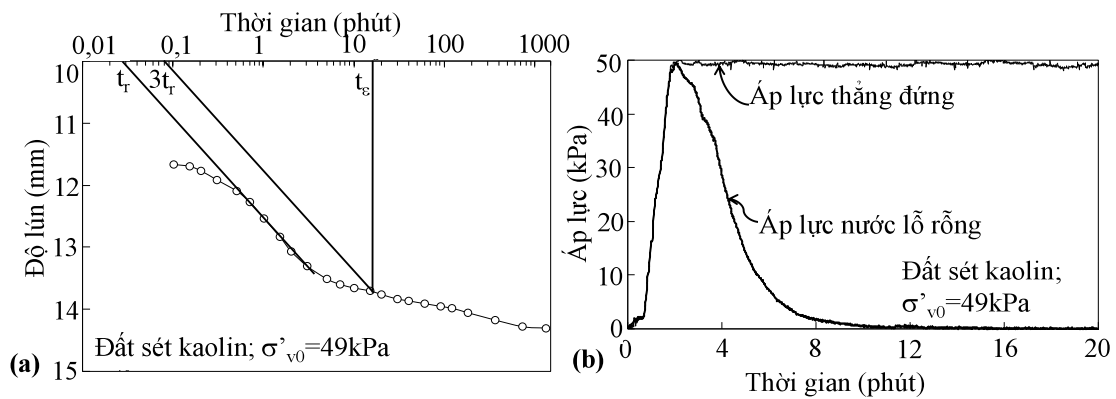
và 4b). Các nghiên cứu của Ohara và Matsuda (1988) đã khẳng định, trong giới hạn áp lực từ 49 kPa đến 98kPa, ảnh hưởng của áp lực cố kết lên tính chất áp lực nước lỗ rỗng và đặc tính nén lún của đất loại sét trong điều kiện cắt trượt động đơn phương là không đáng kể. Vì vậy, trong nghiên cứu này, chúng tôi thực hiện một số thí nghiệm cắt trượt động đa phương cho giá trị $\sigma_{v0} = 98$ kPa nhằm kiểm tra ảnh hưởng của áp lực cố kết lên các tính chất này trong điều kiện cắt trượt động đa phương.



Hình 4. Ảnh chụp (a) đất sét kaolinit dạng vữa sau khi hút khí trong bình chân không, (b) mẫu đất trong hộp cắt trước khi có kết, (c) mẫu đất trước khi thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ không thoát nước và (d) mẫu đất sau khi kết thúc thí nghiệm

Kết quả tính toán thời gian kết thúc quá trình cố kết sơ cấp bằng phương pháp 3t (JGS, 2000) (đã và đang áp dụng tại Nhật Bản) và kết quả quan trắc sự suy giảm áp lực nước lỗ rỗng của mẫu đất trong hộp cát trong hình 5a và 5b cho thấy quá trình cố kết sơ cấp của đất sét kaolinit sử dụng trong nghiên cứu này kết thúc sau khoảng 15 phút. Sau khi kết thúc quá trình cố kết, mẫu thí nghiệm

có hệ số rỗng ban đầu $e_0 = 1,11 \sim 1,19$ cho $\sigma_{v0} = 49 \text{ kPa}$ và $1,05 \sim 1,09$ cho $\sigma_{v0} = 98 \text{ kPa}$ với đường kính là 75mm và chiều cao khoảng 20mm. Nhằm đảm bảo độ bão hòa cho thí nghiệm trong điều kiện không thoát nước, các mẫu đất phải đạt hệ số áp lực lỗ rỗng lớn hơn 0,95 (xác định bằng thí nghiệm nén tĩnh không thoát nước) trước khi thí nghiệm cắt trượt.



Hình 5. (a) Tính toán thời gian kết thúc cố kết sơ cấp bằng phương pháp 3t và (b) sự suy giảm áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian trong thí nghiệm cố kết trên đất sét kaolinit trong hộp cát

Sau khi kết thúc cố kết, mẫu đất được thí nghiệm cắt trượt chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước theo mô hình điều khiển độ biến dạng. Thông số của các thí nghiệm được thể hiện trong bảng 1. Biên độ biến dạng từ $\gamma = 0,1\%$ đến $\gamma = 2,0\%$ và số lượng chu kỳ là $n = 200$. Biến dạng cắt trượt tác dụng lên mẫu đất có dạng hình sin với

tần số $f = 0,5 \text{ Hz}$. Các thí nghiệm đa phương có độ lệch pha $\theta = 20^\circ, 45^\circ, 70^\circ$ và 90° . Trong quá trình thí nghiệm cắt trượt, số liệu thí nghiệm được máy tính ghi lại với tốc độ 40 số liệu cho mỗi chu kỳ cắt trượt (2s) nhằm đảm bảo độ chính xác và chi tiết của kết quả thí nghiệm.

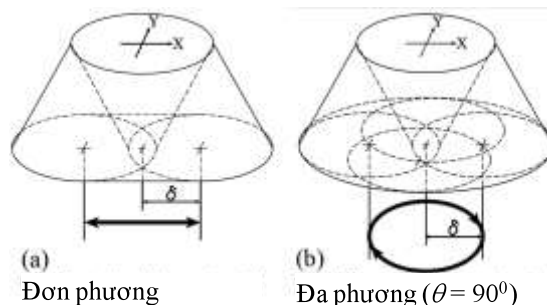
Bảng 1. Thông số của các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương

Thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương			
Tần số f (Hz)	Số lượng chu kỳ n	Độ biến dạng trượt γ (%)	
0,5	200	0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 2,0	
Thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đa phương			
Tần số f (Hz)	Số lượng chu kỳ n	Độ lệch pha θ ($^\circ$)	Độ biến dạng trượt γ (%)
0,5	200	20; 45; 70; 90	0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 2,0

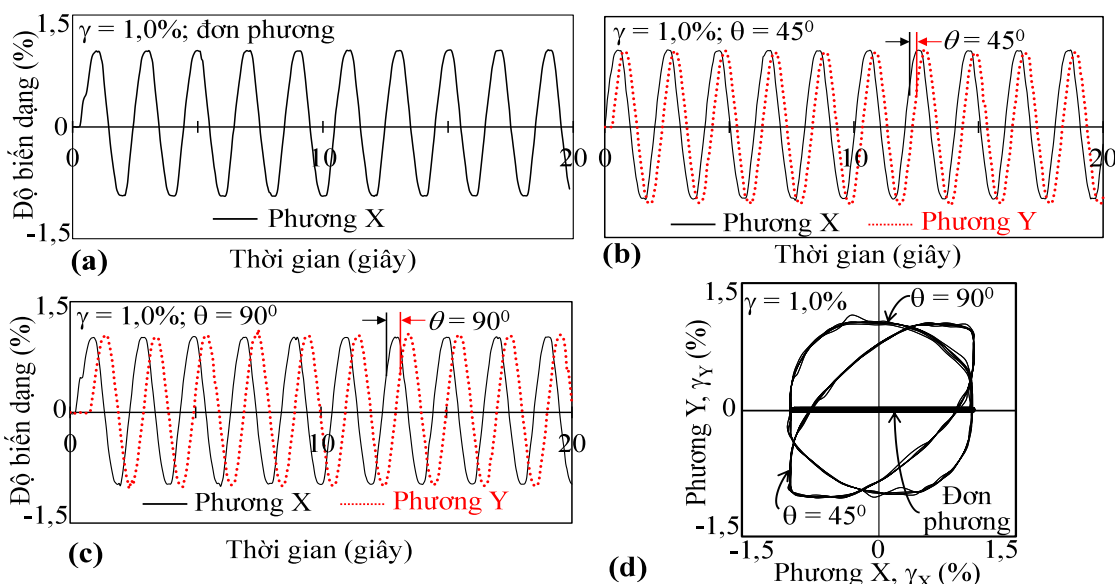
Hình 6a và 6b lần lượt thể hiện mô hình biến dạng đặt trung của mẫu trong điều kiện cắt trượt đơn phương và đa phương có $\theta = 90^\circ$. Độ biến dạng trượt được xác định bằng tỷ số giữa biên độ biến dạng ngang lớn nhất δ với chiều cao ban đầu của mẫu. Hình 7 là kết quả ghi lại sóng cắt trượt chu kỳ và quỹ đạo của độ biến dạng trượt trên mặt phẳng nằm ngang cho các thí nghiệm cắt trượt chu

kỳ đơn phương và đa phương ($\theta = 45^\circ$ và 90°) có độ biến dạng $\gamma = 1,0\%$. Trong mỗi thí nghiệm, điều kiện cắt trượt đơn phương và đa phương có độ lệch pha khác nhau được máy tính điều khiển từ phương X và Y vuông góc với nhau. Trong thí nghiệm đơn phương, biến dạng trượt tác dụng lên mẫu đất chỉ từ một phương (trong nghiên cứu này là phương X , hình 7a) nên quỹ đạo của độ biến

dạng cắt trượt có dạng đường thẳng (hình 7d). Trong các thí nghiệm đa phương, biến dạng trượt tác dụng đồng thời lên mẫu đất từ phương X và phương Y có biên độ bằng nhau ($\gamma = 1,0\%$) nhưng có độ lệch pha khác nhau (hình 7b, 7c), do đó quỹ đạo của độ biến dạng có dạng đường elip khi $\theta < 90^\circ$ ($\theta = 45^\circ$) và dạng đường tròn khi $\theta = 90^\circ$ (hình 7d). Ảnh hưởng của phương cắt trượt và độ lệch pha lên hình dạng của đường biến dạng thể hiện rõ trong hình 7d nên đây là thông số có vai trò quan trọng, ảnh hưởng đến tính chất động học của đất.



Hình 6. Mô hình biến dạng của mẫu đất trong điều kiện cắt trượt (a) đơn phương và (b) đa phương với $\theta = 90^\circ$



Hình 7. Quan hệ giữa độ biến dạng trượt với thời gian trong các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương (a), đa phương có $\theta = 45^\circ$ (b) và đa phương có $\theta = 90^\circ$ (c), (d) là quỹ đạo đường biến dạng trên mặt phẳng nằm ngang

3. Kết quả và thảo luận

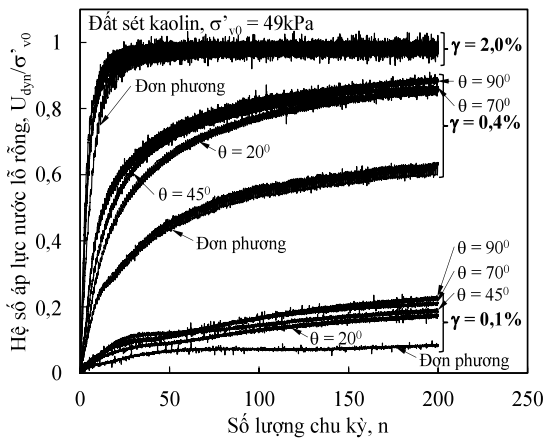
3.1. Áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt động chu kỳ không thoát nước

3.1.1. Sự phát triển của áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt trượt không thoát nước

Dưới tác động của tải trọng động chu kỳ không thoát nước, áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}) trong đất tăng lên cùng với quá trình gia tải (hay số lượng chu kỳ). Sự thay đổi của hệ số áp lực nước lỗ rỗng, định nghĩa bằng U_{dyn}/σ'_{v0} với σ'_{v0} là ứng suất hữu hiệu ban đầu, trong các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước có độ biến dạng $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$

được thể hiện trong hình 8. Kết quả trong hình này cho thấy hệ số áp lực nước lỗ rỗng tăng theo số lượng chu kỳ (n) và tại cùng số lượng chu kỳ, thí nghiệm có độ biến dạng lớn hơn sẽ cho hệ số áp lực nước lỗ rỗng cao hơn. Ngoài ra, tại cùng một giá trị độ biến dạng (γ), hệ số áp lực nước lỗ rỗng trong điều kiện cắt trượt động đa phương cao hơn rất nhiều so với giá trị trong thí nghiệm đơn phương, và đối với các thí nghiệm đa phương thì hệ số áp lực nước lỗ rỗng tăng theo độ lệch pha (θ). Mặt khác, các nghiên cứu về mối quan hệ giữa áp lực nước lỗ rỗng với sự suy giảm độ bền trong đất loại sét chịu cắt trượt động không thoát nước, điển hình là nghiên cứu của Matasovic và Vucetic

(1995) cho thấy sự hình thành và phát triển của áp lực nước lỗ rỗng trong đất loại sét có quan hệ mật thiết với sự suy giảm độ bền của chúng và hệ số áp lực nước lỗ rỗng cao hơn thể hiện sự suy giảm độ bền lớn hơn của mẫu đất. Do đó, kết quả thí nghiệm trong hình 8 cho thấy sự suy giảm độ bền trong mẫu đất xảy ra nhanh hơn trong điều kiện cắt trượt động đa phương.



Hình 8. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}/σ'_{v0}) với số lượng chu kỳ (n) trong các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương với $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$

Vì vậy, có thể kết luận rằng, hệ số áp lực nước lỗ rỗng là hàm số của phương cắt trượt, độ biến dạng và số lượng chu kỳ và đây là những thông số quan trọng ảnh hưởng đến sự hình thành và phát triển của áp lực nước lỗ rỗng trong đất loại sét chịu tải trọng động chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước.

3.1.2. Phương trình thể hiện sự biến đổi của áp lực nước lỗ rỗng

Năm 1984, Ohara et al. xác định rằng khi đất sét kaolinit có kết bình thường chịu cắt trượt động chu kỳ đơn phương không thoát nước thì áp lực nước lỗ rỗng tăng theo số lượng chu kỳ (n). Các tác giả sau đó đã xây dựng công thức tính toán thể hiện mối quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và số lượng chu kỳ bằng hàm hypecbon như sau:

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{n}{\alpha + \beta n} \quad (1)$$

trong đó α và β là tham số thí nghiệm phụ thuộc vào độ biến dạng (γ) và được biểu diễn bằng công thức (2) và (3) như sau:

$$\alpha = A(\gamma)^m \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\gamma}{B+C\gamma} \quad (3)$$

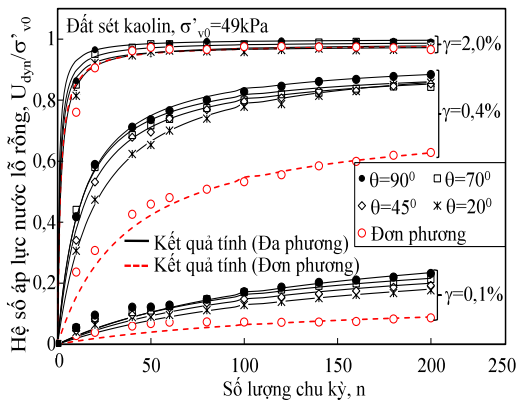
A , B , C và m là hằng số thí nghiệm và được xác định thực nghiệm bằng phương pháp “hiệu chỉnh đường cong” (curve-fitting). Về sau, Ohara và Matsuda (1988), phát triển công thức (1) để áp dụng trên đất sét kaolinit quá cố kết ($OCR = 2, 4$ và 6) chịu tác dụng tải trọng động chu kỳ đơn phương không thoát nước. Bản phát triển mới của công thức này có thể áp dụng cho độ biến dạng từ $\gamma = 0,1\%$ đến $3,0\%$ cũng như được sử dụng trong tính toán độ lún cho các lớp đất loại sét do tải trọng động chu kỳ đơn phương gây ra.

Bằng cách đưa công thức (2) và (3) vào công thức (1), ta thu được công thức (4) như sau:

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{n}{A(\gamma)^m + \left(\frac{\gamma}{B+C\gamma}\right)n} \quad (4)$$

3.1.3. Tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng

Từ công thức (1) chúng ta có thể tính toán áp lực nước lỗ rỗng cho một loại đất bất kỳ chịu cắt trượt động đơn phương không thoát nước nếu xác định được giá trị của α và β (hoặc các hằng số A , B , C và m) cho loại đất đó. Nhằm kiểm tra khả năng áp dụng công thức (1) vào điều kiện cắt trượt động đa phương, hệ số áp lực nước lỗ rỗng (U_{dyn}/σ'_{v0}) và hệ số ($n/U_{dyn}/\sigma'_{v0}$) lần lượt được vẽ theo số lượng chu kỳ (n) cho các thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương có độ biến dạng $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$ trong hình 9 và 10. Kí hiệu trong hai hình này là kết quả thí nghiệm và các đường cong (nét đứt và nét liền) là giá trị tính toán theo công thức (1) cho hình 9 và công thức (4) cho hình 10. Có thể thấy rằng, giá trị tính toán và kết quả thí nghiệm phù hợp với nhau. Như vậy, với giá trị của α và β (hay A , B , C và m) khác nhau cho từng thí nghiệm, ta có thể tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng cho đất loại sét bão hòa chịu cắt trượt động đơn phương và đa phương không thoát nước. Tiến hành áp dụng công thức (1) trên nhiều số liệu thí nghiệm sẽ thu được quy luật biến đổi của tham số α và β và qua đó cho phép xác định được giá trị của hằng số A , B , C và m đặc trưng cho đất sét kaolinit sử dụng trong nghiên cứu này. Sự thay đổi của tham số thí nghiệm α và β theo độ biến dạng (γ) được thể hiện trong hình 11 và giá trị của hằng số A , B , C và m được thể hiện trong bảng 2.



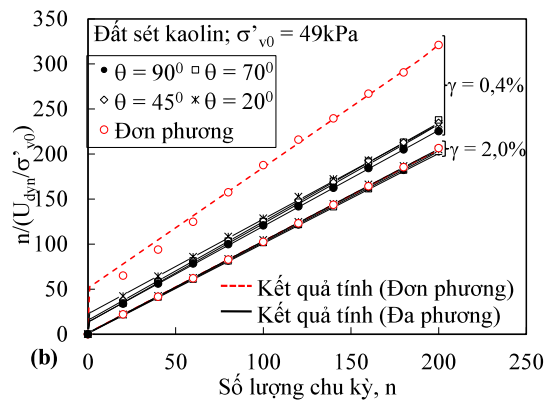
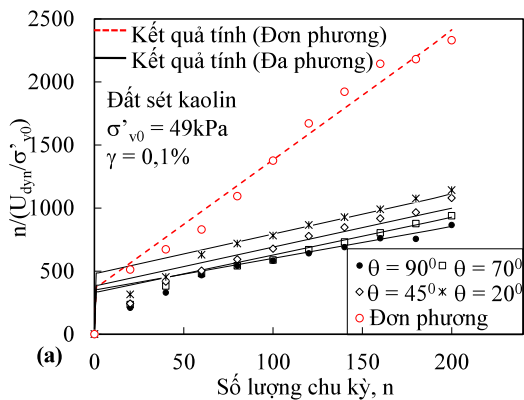
Hình 9. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và số lượng chu kỳ cho các thí nghiệm cắt trượt động đơn phương và đa phương có $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$

Nhằm kiểm tra mức độ chính xác của giá trị các hằng số thu được trong bảng 2 cũng như đánh

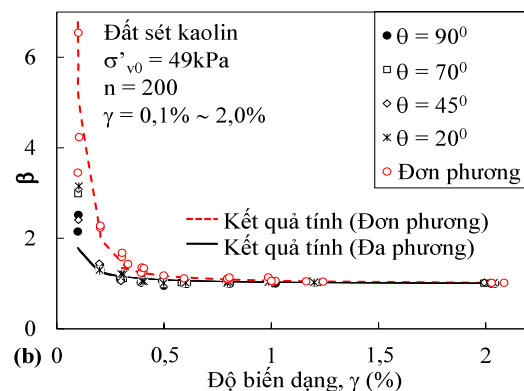
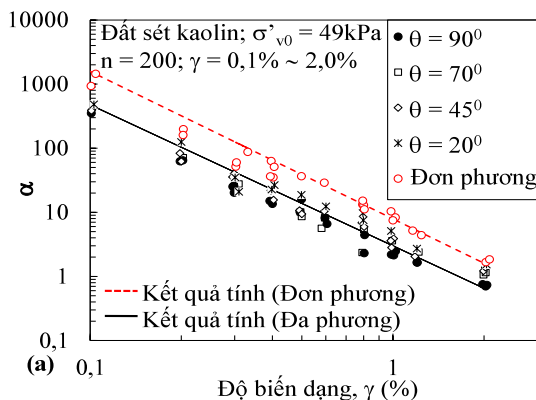
giá khả năng áp dụng công thức (1) để tính toán áp lực nước lỗ rỗng của đất loại sét chịu cắt trượt động đa phương không thoát nước, chúng tôi so sánh kết quả thí nghiệm (ký hiệu) với giá trị tính toán (đường nét liền) cho các điều kiện thí nghiệm khác nhau như thể hiện trong hình 12a, 12b và 12c cho $\sigma_{v0} = 49$ kPa và trong hình 12d cho $\sigma_{v0} = 98$ kPa. Kết quả tính toán trong các hình này thu được từ công thức (1) với giá trị các hằng số A , B , C và m được lấy từ bảng 2. Mặc dù tồn tại một số sai số giữa giá trị tính toán và kết quả thí nghiệm đối với trường hợp đa phương, nhưng nhìn chung chúng khá phù hợp với nhau.

Bảng 2. Giá trị các hằng số thí nghiệm A , B , C và m

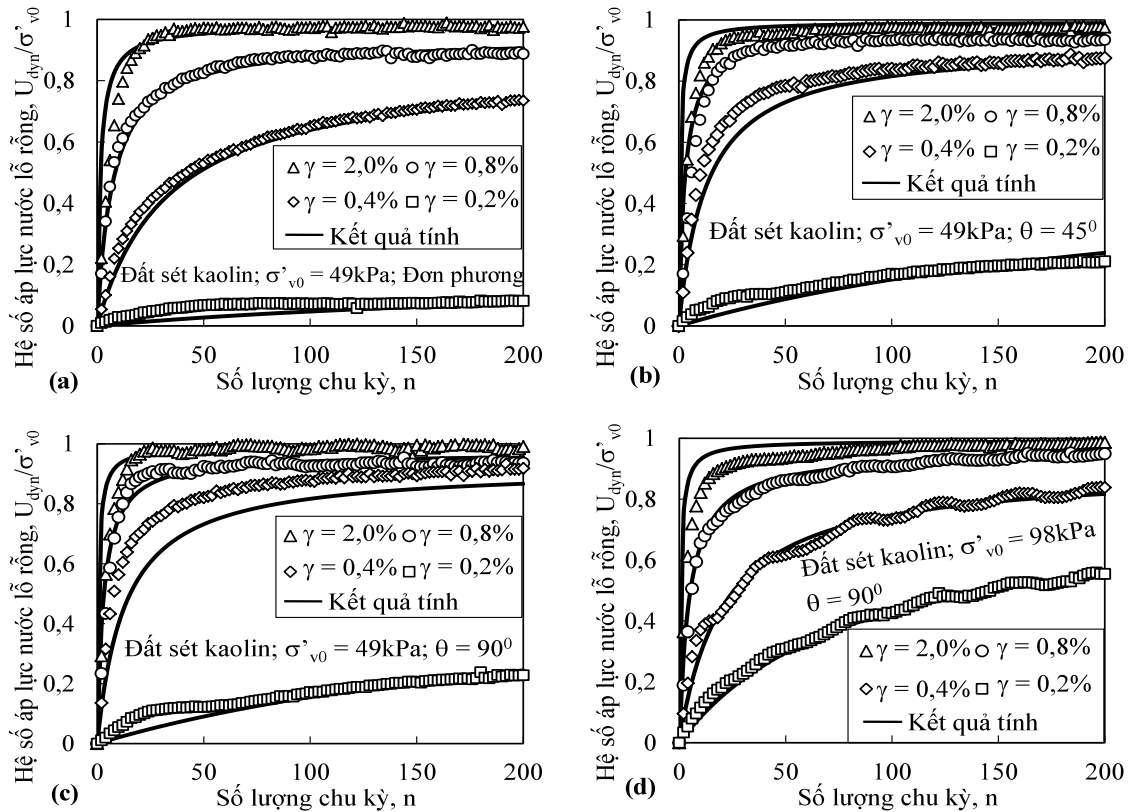
Điều kiện phương cắt trượt	Hằng số thí nghiệm			
	A	B	C	m
Đơn phương	7,900	-0,086	1,025	-2,300
Đa phương ($\theta = 20^\circ, 45^\circ, 70^\circ, 90^\circ$)	3,000	-0,045	1,015	-2,200



Hình 10. Quan hệ giữa $(n/(U_{\text{dyn}}/\sigma'_{v0}))$ và số lượng chu kỳ cho các thí nghiệm cắt trượt động đơn phương và đa phương có $\gamma = 0,1\%$, $0,4\%$ và $2,0\%$



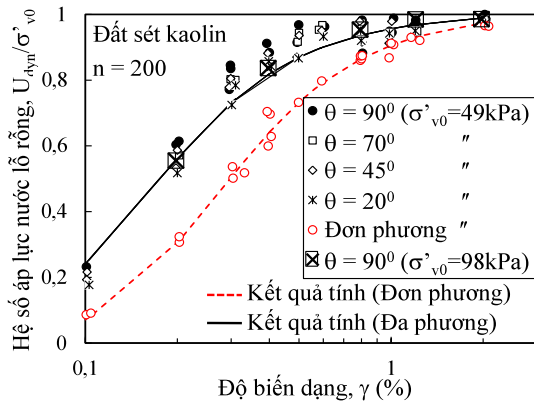
Hình 11. Quan hệ giữa tham số thí nghiệm α và β với độ biến dạng cho điều kiện cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương



Hình 12. So sánh kết quả thí nghiệm với giá trị tính toán hệ số áp lực nước lỗ rỗng cho thí nghiệm cắt trượt động đơn phương và đa phương có độ biến dạng và áp lực cố kết khác nhau

Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng và logarit độ biến dạng được thể hiện trong hình 13 cho các điều kiện phương cắt trượt và áp lực cố kết khác nhau. Kí hiệu trong hình là kết quả thí nghiệm và đường nét liền và nét đứt là giá trị tính toán bằng công thức (1) cho trường hợp đơn phương và đa phương. Trong đó, giá trị các hằng số A , B , C và m được lấy từ bảng 2. Mặc dù giá trị tính toán khá phù hợp với kết quả thí nghiệm cho tất cả các điều kiện thí nghiệm khác nhau nhưng so với điều kiện đơn phương thì kết quả thu được cho điều kiện đa phương còn tồn tại sai số, đặc biệt trong giới hạn độ biến dạng $\gamma = 0,3\% \sim 0,8\%$. Điều này là do công thức (1) được xây dựng dựa trên kết quả thí nghiệm cắt trượt chu kỳ đơn phương và là hàm số của độ biến dạng (γ) và số lượng chu kỳ

(n) nên không bao hàm và phản ánh được yếu tố phương cắt trượt và độ lệch pha (θ) trong điều kiện cắt trượt chu kỳ đa phương vốn có ảnh hưởng rất lớn đến sự hình thành và phát triển của áp lực nước lỗ rỗng. Vì vậy, để thu được kết chính xác hơn cần phát triển công thức (1) theo hướng bao hàm các yếu tố của điều kiện cắt trượt động đa phương. Ngoài ra, kết quả một số thí nghiệm cắt trượt động đa phương có $\theta = 90^\circ$ dưới áp lực thẳng đứng 98 kPa cũng được thể hiện trong hình 13 cho $\gamma = 0,2\%$; $0,4\%$; $0,8\%$; $1,2\%$ và $2,0\%$. So sánh kết quả giữa hai giá trị áp lực cố kết cho thấy, trong giới hạn áp lực từ 49 kPa đến 98 kPa, ảnh hưởng của áp lực cố kết lên áp lực nước lỗ rỗng trong đất loại sét chịu cắt trượt động đa phương là không đáng kể.

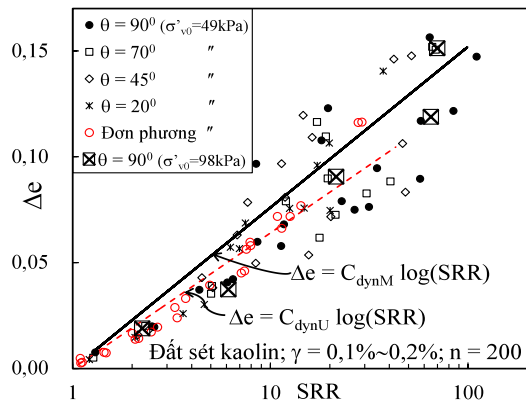


Hình 13. Quan hệ giữa hệ số áp lực nước lỗ rỗng với độ biến dạng cho các thí nghiệm cắt trượt động đơn phương và đa phương có áp lực cố kết khác nhau

3.2. Độ lún của đất loại sét sau khi chịu cắt trượt động chu kỳ không thoát nước

3.2.1. Công thức tính toán độ lún

Ohara và Matsuda (1988) tính toán sự thay đổi hệ số rỗng Δe và độ lún theo độ biến dạng ε_V (%) sau tải trọng động thông qua “chỉ số nén lún do tải trọng động - compression index induced by cyclic loading, C_{dyn} ” hay về sau được gọi là “chỉ số tái nén lún chu kỳ - cyclic recompression index, C_{rcy} ”



Hình 14. Sự thay đổi hệ số rỗng trong giai đoạn tái nén ép

Đối với đất sét kaolinit sử dụng trong nghiên cứu này thì chỉ số nén lún của trường hợp cắt trượt động đơn phương và đa phương, được kí hiệu lần lượt là C_{dynU} và C_{dynM} , có giá trị là C_{dynU}

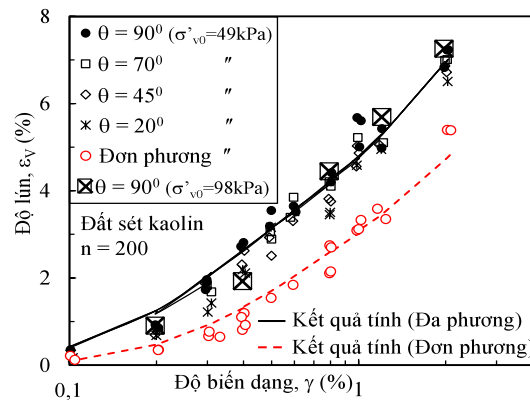
(Yasuhara, 1995, Yasuhara, et al., 1991). ε_V được định nghĩa bằng công thức (5) như sau:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{C_{dyn}}{1+e_0} \log\left(\frac{1}{1 - \frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}}}\right) = \frac{C_{dyn}}{1+e_0} \log SRR \quad (5)$$

trong đó, e_0 là hệ số rỗng ban đầu, H_0 chiều cao ban đầu của mẫu, ΔH là độ lún của mẫu đất and σ'_v là ứng suất hữu hiệu tại thời điểm kết thúc thí nghiệm cắt trượt động. Thông số $1/(1 - U_{dyn}/\sigma'_{v0})$ được gọi là “hệ số suy giảm ứng suất - stress reduction ratio” và được kí hiệu bằng “SRR” (Matsuda, 1997; Matsuda et al., 2000). Trong nghiên cứu này, SRR được xác định bằng công thức (1) với giá trị của các hằng số A , B , C và m được lấy từ bảng 2.

3.3.2. Sự thay đổi hệ số rỗng

Hình 14 thể hiện mối quan hệ giữa hệ số thay đổi hệ số rỗng (Δe) với logarit của hệ số suy giảm ứng suất (SRR) cho các thí nghiệm có phương cắt trượt, độ biến dạng và áp lực cố kết khác nhau. Kí hiệu trong hình này là kết quả thí nghiệm và đường thẳng nét đứt và nét liền lần lượt là kết quả tính toán bằng công thức (5) cho trường hợp đơn phương và đa phương. Kết quả thí nghiệm và giá trị tính toán phù hợp với nhau.



Hình 15. Quan hệ giữa độ lún (ε_V) và độ biến dạng (γ) cho thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đơn phương và đa phương không thoát nước

$= 0,064 = 0,210 C_c$ và $C_{dynM} = 0,076 = 0,249 C_c$, trong đó C_c là chỉ số nén lún trong thí nghiệm cố kết. Các giá trị này phù hợp với quan hệ $C_{rcy} = 0,225 C_c$ cho đất sét Drammen cố kết bình thường

chịu cắt trượt động chu kỳ không thoát nước được thực hiện bằng thiết bị cắt trượt động chu kỳ tại Viện Địa kỹ thuật Na Uy (NGI) (Yasuhara et al., 1995; Matsuda et al., 2001). Như vậy, chỉ số nén lún C_{dyn} trong công thức (5) sẽ chuyển thành C_{dynU} cho trường hợp cắt trượt động đơn phương và C_{dynM} cho trường hợp đa phương (hình 14). Ngoài ra, quan hệ trong hình 14 cho thấy Δe tăng tỷ lệ (proportion) với logarit của SRR . Ngoài ra, Δe không phụ thuộc độ biến dạng (γ) và áp lực cố kết (σ_{v0}), tối thiểu là trong giới hạn từ 49 kPa đến 98 kPa, nhưng chịu ảnh hưởng của phương cắt trượt.

3.3.3. Tính toán độ lún sau cắt trượt động không thoát nước

Sự thay đổi của độ lún sau cắt trượt ε_v (%) với độ biến dạng (γ) được thể hiện trong Hình 15 cho các thí nghiệm có phương cắt trượt và áp lực cố kết khác nhau. Kí hiệu trong hình này là kết quả thí nghiệm và đường cong nét đứt và nét liền lần lượt là kết quả tính toán bằng công thức (5) cho trường hợp đơn phương và đa phương, trong đó giá trị của chỉ số nén lún $C_{dynU} = 0,064$ và $C_{dynM} = 0,076$ được sử dụng. Dễ dàng thấy rằng giá trị tính toán phù hợp với kết quả thí nghiệm. Vì vậy, có thể sử dụng công thức (5) kết hợp với các giá trị của chỉ số nén lún C_{dynU} và C_{dynM} để tính toán và dự báo độ lún cho đất loại sét chịu cắt trượt động chu kỳ có độ biến dạng trượt và phương cắt trượt khác nhau. Ngoài ra, kết quả thí nghiệm trong Hình 15 cho thấy, tại cùng số lượng chu kỳ ($n = 200$), độ lún của mẫu đất tăng theo độ biến dạng (γ) và tại cùng giá trị độ biến dạng, độ lún do thí nghiệm đa phương lớn hơn trong thí nghiệm đơn phương. Đối với các thí nghiệm cắt trượt động đa phương có cùng độ biến dạng thì độ lún tăng nhẹ theo độ lệch pha ($\theta = 20^\circ, 45^\circ, 70^\circ$ và 90°). Cũng trong hình 15, độ lún sau cắt trượt động đa phương giữa áp lực thẳng đứng 49 kPa và 98 kPa khá phù hợp với nhau và do đó có thể kết luận rằng, trong giới hạn áp lực từ 49 kPa đến 98 kPa, ảnh hưởng của áp lực cố kết lên độ lún sau cắt trượt đa phương là không đáng kể. Kết luận tương tự đã được Ohara và Matsuda (Ohara et al., 1988; Yasuhara, 1989) khẳng định cho trường hợp cắt trượt động chu kỳ đơn phương.

4. Kết luận và kiến nghị

(1) Thời gian kết thúc quá trình cố kết sơ cấp

thu được bằng phương pháp 3t theo tiêu chuẩn JGS của Nhật Bản khá phù hợp với kết quả quan trắc sự suy giảm áp lực nước lỗ rỗng cho thấy mức độ chính xác cao của phương pháp này. Phương pháp này đã được giới thiệu và áp dụng từ lâu tại Nhật Bản, công việc tính toán đơn giản nên cần được giới thiệu và áp dụng vào các phòng thí nghiệm đất xây dựng tại Việt Nam.

(2) Tính chất áp lực nước lỗ rỗng và đặc tính nén lún của đất loại sét bão hòa chịu cắt trượt động đa phương không thoát nước phụ thuộc rất lớn vào phương cắt trượt, độ biến dạng và số lượng chu kỳ.

(3) Công thức tính toán áp lực nước lỗ rỗng để xuất cho trường hợp cắt trượt động đơn phương có thể kết hợp với phương pháp “hiệu chỉnh đường cong” để tính toán áp lực nước lỗ rỗng trong đất loại sét bão hòa chịu cắt trượt động đa phương. Tuy nhiên, so với kết quả tính toán cho điều kiện đơn phương thì kết quả thu được cho điều kiện đa phương còn tồn tại sai số. Vì vậy, để thu được kết quả chính xác hơn cần phát triển thêm công thức (1) theo hướng bao hàm được các yếu tố ảnh hưởng của phương cắt trượt trong điều kiện cắt trượt động đa phương.

(4) Phương pháp tính toán độ lún do Ohara và Matsuda (1988) phát triển cho trường hợp cắt trượt động đơn phương có thể kết hợp với các giá trị chỉ số nén lún khác nhau để dự báo độ lún của nền đất loại sét bão hòa chịu cắt trượt động chu kỳ đa phương không thoát nước.

Lời cảm ơn

Các thí nghiệm của bài báo được thực hiện bằng thiết bị thí nghiệm cắt trượt động chu kỳ đa phương tại Phòng Thí nghiệm Địa kỹ thuật Matsuda (Trường Đại học Yamaguchi, Nhật Bản) dưới sự tư vấn và giúp đỡ về mặt kỹ thuật của Giáo sư Hiroshi Matsuda. Tập thể tác giả trân trọng cảm ơn sự giúp đỡ của Giáo sư và cộng sự.

Tài liệu dẫn

- Matsuda H, 1997: Estimation of post-earthquake settlement-time relations of clay layers, Journal of JSCE Division C, JSCE; 568(III-39), 41-48 (in Japanese).
- Matsuda H, Shinozaki H, Okada N, Takamiya K, Shinyama K, 2004: Effects of multi-directional cyclic shear on the post-earthquake settlement of ground, Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering; No. 2890.

Tạp chí Các Khoa học về Trái Đất, 37 (1), 79-89

- Tokimatsu K, Katsumata K, 2011: Liquefaction-induced damage to buildings in Urayasu city during the 2011 Tohoku Pacific earthquake, Proc. Int. Symp. On Engineering lessons learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, 665-674.
- Lessons, 2012: Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake, 665-674.
- Ansal A, Iyisan R, Yildirim H, 2001: The cyclic behavior of soils and effects of geotechnical factors in microzonation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, No.5, 445-452.
- S. Ohara, H. Matsuda, Y. Kondo, 1984: Cyclic simple shear tests on saturated clay with drainage, Journal of JSCE Division C, JSCE, Vol. (352/III-2), 149-158 (in Japanese).
- S. Ohara, H. Matsuda, 1988: Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, 103-113.
- N. Matasovic, M. Vucetic, 1995: Generalized cyclic degradation pore pressure generation model for clays, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 121, No. 1, 33-42.
- JGS, 2000: Soil test procedure and explanation (in Japanese).
- Yasuhara K, 1995: Consolidation and settlement under cyclic loading, Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, 979-1001.
- Yasuhara K, 1991: Andersen KH. Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading, Soils and Foundations, 31(1): 83-94.
- H. Matsuda, H. Nagira, 2000: Decrease in effective stress and reconsolidation of saturated clay induced by cyclic shear, Journal of JSCE Division C, JSCE, Vol. 659(III-52), 63-75 (in Japanese).
- K. Yasuhara, S. Murakami, N. Toyota, A. F. L. Hyde, 2001: Settlements in fine-grained soils under cyclic loading, Soils and Foundations, Vol. 41, No. 6, 25-36.
- Matsuda H, Ohara S, 1989: Threshold strain of clay for pore pressure buildup, Proc. of 12th World Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janeiro, 127-130.