

Phân tích khả năng chịu tải của cọc theo thời gian từ kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTu)

■ ThS. NGUYỄN THÀNH PHÚ

Công ty TNHH Một thành viên Thành Phú TG

■ TS. NGUYỄN NGỌC THẮNG^(*)

Trường Đại học Tiền Giang

Email: ^(*)nguyennngochang@tgu.edu.vn

TÓM TẮT: Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT), đặc biệt là thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTu) là một phương tiện hiệu quả để mô phỏng cách cọc tương tác với đất. Trong thực tế, sức chịu tải của cọc không ngừng biến đổi theo thời gian do áp lực nước trong lỗ rỗng tiêu tán và sự thay đổi trong trạng thái ứng suất của đất xung quanh cọc sau quá trình thi công. Nhằm đánh giá khả năng chịu tải của cọc theo thời gian, nghiên cứu này dựa trên lý thuyết cổ kết thắm đối xứng, bao gồm cả sự nén chặt của đất xung quanh cọc và tiêu tán áp lực nước trong lỗ rỗng, kết hợp với kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng. Các kết quả nghiên cứu không chỉ có giá trị lý thuyết mà còn có thể được sử dụng như một nguồn tham khảo quan trọng để đánh giá khả năng chịu tải của cọc sau giai đoạn thi công.

TỪ KHÓA: Cổ kết, cọc, CPT, CPTu, sức chịu tải.

ABSTRACT: The cone penetration test (CPT), particularly the piezocone penetration testing (CPTu), is an effective method for simulating the interaction of piles with soil. In reality, the bearing capacity of a pile continuously changes over time due to the dissipation of pore water pressure in the borehole and variations in the stress state of the soil surrounding the pile after construction. To assess the bearing capacity of piles over time, this study relies on the theory of axisymmetric consolidation, which includes both the radial compression of the soil around the pile and the dissipation of pore water pressure in the borehole, coupled with the results of CPTu. The research results not only have theoretical value but can also serve as an important reference for evaluating the bearing capacity of piles after the construction phase.

KEYWORDS: Consolidation, pile, CPT, CPTu, bearing capacity.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong thực tế xây dựng, móng cọc thường được áp dụng rộng rãi cho các công trình tại khu vực có đất yếu ở gần bề mặt hoặc cho các công trình có tải trọng lớn. Trong quá trình thi công cọc, đất nền xung quanh cọc và dưới đỉnh cọc bị nén chặt. Trong trường hợp cọc thi công đóng hoặc ép vào đất sét yếu, quá trình thay đổi trạng thái ứng suất - biến dạng trong nền đất được thể hiện như sau: Thứ nhất là sự tương tác giữa cọc và khối đất xung quanh xuất hiện khi bắt đầu thi công ép cọc cho đến khi công trình hoàn thành đưa vào sử dụng [1, 2]. Khi đó, khối đất hình thành các trạng thái ứng suất - biến dạng khác nhau tại các vị trí dưới mũi và xung quanh cọc [3]. Tính chất cơ lý của đất trong đó bao gồm độ bão hòa, độ bền và tính biến dạng. Trong đó, tính biến dạng đóng vai trò quan trọng và có ảnh hưởng lên quá trình hình thành và thay đổi trạng thái ứng suất - biến dạng của khối đất trong vùng ảnh hưởng tiếp xúc với cọc. Thứ hai là sau khi thi công ép cọc, đất xuất hiện áp lực nước lỗ rỗng thặng dư, áp lực này bị tiêu tán sẽ làm trạng thái ứng suất - biến dạng của đất trong vùng ảnh hưởng thay đổi theo thời gian. Trong đất bão hòa nước, quá trình thay đổi ứng suất trong đất sẽ diễn ra cùng với quá trình cổ kết thắm và tiêu tán áp lực nước trong lỗ rỗng, khi đó giá trị ứng suất hữu hiệu tăng lên theo thời gian và đạt đến giá trị ổn định. Do đó, để định lượng trạng thái ứng suất - biến dạng của khối đất tương tác với cọc cần xét 2 giai đoạn cơ bản là giai đoạn thi công cọc và cho cọc “nghỉ” và giai đoạn cọc làm việc dưới tác dụng của tải trọng công trình. Hai giai đoạn này sẽ ảnh hưởng lẫn nhau và đóng vai trò quan trọng trong việc hình thành khả năng chịu tải của cọc [4].

Thí nghiệm CPTu mang lại kết quả đáng tin cậy bởi việc kiểm soát sức kháng xuyên và loại trừ các sai số do ma sát giữa cần xuyên và đất nền xung quanh. Trong quá trình xuyên, giá trị áp lực nước thặng dư trong lỗ rỗng được ghi nhận để điều chỉnh kết quả về sức kháng xuyên. Hơn nữa, thiết bị thí nghiệm CPTu còn cho phép ghi nhận sự tiêu tán áp lực nước thặng dư theo thời gian. Quá trình tiêu tán áp lực nước trong lỗ rỗng góp phần gia tăng ứng suất hữu hiệu tác động lên cọc. Dựa trên bài toán cổ kết thắm, khả năng chịu tải của cọc có thể thay đổi theo thời gian, phụ thuộc

vào giá trị khả năng chịu tải ngắn hạn, lâu dài và mức độ tiêu tán áp lực nước thặng dư của đất nền xung quanh [5].

2. CƠ SỞ LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN [6, 7, 8]

Theo các kết quả thực nghiệm trong đất sét có độ sệt $I_L = 0,25 - 0,75$, với khoảng cách cọc 3d, nhiều kết quả thực nghiệm cho thấy rằng sau khi cho cọc “nghỉ”, cọc đạt được khả năng chịu tải tối đa như sau:

- 45 ngày với nhóm 9 cọc;
- 40 ngày với nhóm 4 cọc;
- 25 ngày với nhóm 1 cọc.

Khả năng chịu tải của móng cọc có thể xác định theo biểu thức sau:

$$P_{ut} = P_{uo} + [P_{u\infty} - P_{uo}] \cdot f \left(\frac{u(r,t)}{u_o(r)} \right) \tag{1}$$

Trong đó: P_{ut} - Khả năng chịu tải của cọc ở thời điểm bất kỳ; P_{uo} - Khả năng chịu tải của cọc ở thời điểm vừa thi công đóng cọc (được xác định từ kết quả thí nghiệm CPTu); $P_{u\infty}$ - Khả năng chịu tải của cọc khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư tiêu tán hoàn toàn (được xác định từ kết quả thí nghiệm CPTu khi xét đến sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng); $u(r,t)$ - Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư; $u_o(r)$ - Áp lực nước lỗ rỗng ban đầu; khi $u(r,t) = u_o$ thì ứng suất hữu hiệu bé nhất và khả năng chịu tải của cọc bé nhất; khi $u(r,t) = 0$ thì ứng suất hữu hiệu đạt giá trị lớn nhất.

Kết quả phân tích thực nghiệm cho thấy rằng sự thay đổi $f \left(\frac{u(r,t)}{u_o(r)} \right)$ ảnh hưởng lên khả năng chịu tải của cọc và độ cố kết U_t .

Công thức cuối cùng có thể viết lại:

$$P_{ut} = P_{uo} + [P_{u\infty} - P_{uo}] \cdot U_t \tag{2}$$

Trong đó: U_t - Độ cố kết (mức độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư).

Thời điểm ban đầu vừa thi công đóng cọc: Khi $U_t = 0$ thì $P_{ut} = P_{uo}$, ứng suất hữu hiệu bé nhất và khả năng chịu tải của cọc là bé nhất. Thời điểm áp lực nước lỗ rỗng thặng dư tiêu tán hoàn toàn: Khi $U_t = 1$ thì $P_{ut} = P_{u\infty}$, ứng suất hữu hiệu lớn nhất và khả năng chịu tải của cọc là lớn nhất.

Độ cố kết được tính toán theo các giá trị k và F:

$$k = \frac{R}{r_o} \quad \text{và} \quad F = \frac{C'_v \cdot t}{r_o^2} \tag{3}$$

Trong đó: R - Bán kính vùng nén chặt; r_o - Bán kính móng cọc; t - Thời gian cố kết; F - Theo khoảng cách 3d; C'_v - Hệ số cố kết có xét đến tính nén ép của nước lỗ rỗng.

2.1. Tính toán sức chịu tải ngắn hạn của cọc

Sức kháng bên đơn vị, được đề nghị xác định theo hệ số FR:

$$f_s = FR \cdot \overline{q_E} = \frac{f_T}{q_E} \cdot \overline{q_E} = f_T \tag{4}$$

Với: $\overline{q_E}$ - Giá trị sức kháng mũi có hiệu đo được từ thí nghiệm CPTu đã được hiệu chỉnh với giá trị áp lực nước lỗ rỗng u_2 .

$$\overline{q_E} = q_T - u_2 \tag{5}$$

Sức kháng mũi đơn vị, được xác định bằng biểu thức:

$$q_p = C_i \cdot q_{Eg} \tag{6}$$

Trong đó: $\overline{q_E}$ - Giá trị trung bình sức kháng mũi có hiệu

trong vùng ảnh hưởng của mũi xuyên $\overline{q_{Eg}} = \frac{q_{E1} + q_{E2}}{2}$, với q_{E1} là giá trị trung bình sức kháng mũi có hiệu trong vùng ảnh hưởng của mũi xuyên (từ mũi cọc trở lên 8D khi ép cọc từ lớp đất yếu vào lớp đất chặt và từ mũi cọc trở lên 2D khi ép cọc từ lớp đất chặt vào lớp đất yếu); q_{E2} - Giá trị trung bình sức kháng mũi có hiệu trong vùng ảnh hưởng của mũi xuyên (từ mũi cọc trở xuống 4D); C_i - Hệ số hiệu chỉnh sức kháng mũi. C_i phụ thuộc vào kích thước của cọc, được xác định theo công thức: $C_i = \frac{1}{3D}$ với D là đường kính cọc.

2.2. Tính toán sức chịu tải lâu dài của cọc

Sau khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư do quá trình xuyên (đóng hay ép cọc) tiêu tán hoàn toàn thì áp lực nước lỗ rỗng có giá trị tương đương với giá trị cột nước thủy tĩnh. Để đánh giá sức chịu tải của cọc khi áp lực nước lỗ rỗng tiêu tán hoàn toàn, xem giá trị áp lực nước lỗ rỗng tại các độ sâu khác nhau là áp lực thủy tĩnh. Khi đó, các giá trị sức kháng xuyên hiệu chỉnh sẽ thay đổi tương ứng và sức chịu tải tính toán cũng sẽ có giá trị tương ứng.

2.3. Tính toán sức chịu tải của cọc theo thời gian

- *Bước 1:* Tính hệ số áp lực nước lỗ rỗng ban đầu.

Hệ số áp lực nước lỗ rỗng ban đầu được quy định bởi đặc trưng biến dạng của cốt đất và nước lỗ rỗng theo biểu thức:

$$\beta_{wo} = \frac{K_w}{n \cdot K_{sk} + K_w} \tag{7}$$

Trong đó: n - Độ rỗng;

K_w - Mô-đun biến dạng thể tích nước lỗ rỗng;

$$K_w = \frac{3}{\frac{1-S_r(1-H)}{2} \cdot \left(\frac{1}{p_o} + \frac{1}{\sigma + p_o} \right)} \tag{8}$$

Với: p_o - Áp lực ban đầu của nước lỗ rỗng trong điều kiện tự nhiên; $p_o = p_{atm} + \gamma_w \cdot z$; p_{atm} - Áp lực khí quyển; γ_w - Trọng lượng riêng của nước; H - Hằng số hòa tan Henry; z - Độ sâu khảo sát.

K_{sk} - Mô-đun biến dạng thể tích khung cốt đất:

$$K_{sk} = \frac{E_o}{3(1-2\nu)} \tag{9}$$

Với: E_o - Mô-đun biến dạng tổng thể, xác định từ thí nghiệm nén ba trục thoát nước hay nén cố kết; ν - Hệ số Poisson.

- *Bước 2:* Tính hệ số cố kết có xét đến tính nén ép của nước lỗ rỗng.

Hệ số cố kết có kể đến tính nén ép của nước lỗ rỗng được xác định theo biểu thức:

$$C'_v = \frac{k}{\gamma_w \left[\frac{2(1+\nu)}{K_k} + \frac{3n}{K_w} \right]} \tag{10}$$

Trong đó: n - Độ rỗng; k - Hệ số thấm; ν - Hệ số Poisson; γ_w - Trọng lượng riêng của nước; K_w - Mô-đun biến dạng thể tích nước lỗ rỗng; K_{sk} - Mô-đun biến dạng thể tích khung cốt đất; K_w, K_{sk} được xác định theo công thức (8) và (9).

- *Bước 3:* Tính toán bề rộng vùng nén chặt đất.

Vùng ảnh hưởng của móng có bán kính r_o xuất hiện áp lực nước lỗ rỗng thặng dư được giới hạn trong vùng bán kính R:

$$R = r_o + L \quad (11)$$

Trong đó: r_o - Bán kính móng tròn; L - Bề rộng vùng nén chặt, phụ thuộc vào số lượng cọc trong nhóm cọc.

- Bước 4: Tính độ cố kết của đất xung quanh nhóm cọc.

$$\text{Độ cố kết } U_r \text{ tra theo: } k = \frac{R}{r_o} \text{ và } F = \frac{C_v t}{r_o^2}$$

Trong đó: R - Bán kính vùng nén chặt; r_o - Bán kính móng cọc; C_v - Hệ số cố kết có xét đến tính nén ép của nước lỗ rỗng; t - Thời gian cố kết.

- Bước 5: Tính giá trị sức chịu tải theo thời gian của cọc.

$$P_{ut} = P_{uo} + [P_{u\infty} - P_{uo}] \cdot U_t \quad (12)$$

*Trường hợp cọc xuyên qua nhiều lớp đất:

Trong trường hợp cọc xuyên qua nhiều lớp đất, sức chịu tải theo thời gian của cọc ở thời điểm t được đề nghị xác định bằng công thức:

$$P_{ut} = P_{uo} + \sum_{i=1}^n [(Q_{s\infty i} - Q_{soi}) \cdot U_{ti} + (Q_{p\infty} - Q_{po}) \cdot U_{tn}] \quad (13)$$

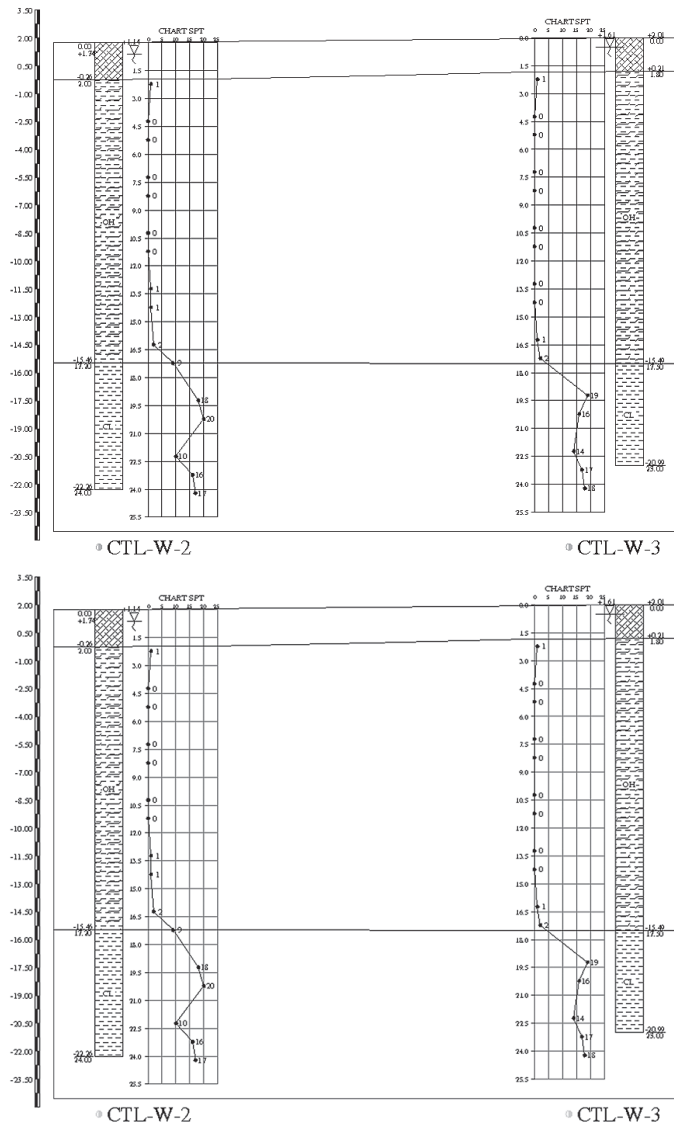
Trong đó: Q_{soi} - Lực kháng ma sát ngắn hạn giữa đất và

cọc trong lớp đất thứ i; $Q_{s\infty i}$ - Lực kháng ma sát lâu dài giữa đất và cọc trong lớp đất thứ i; Q_{po} - Lực kháng mũi ngắn hạn của cọc; $Q_{p\infty}$ - Lực kháng mũi lâu dài của cọc; n - Số lớp đất (tính từ trên xuống); U_{ti} - Mức độ cố kết của lớp đất thứ i; U_{tn} - Mức độ cố kết của lớp đất thứ n; P_{uo} - Khả năng chịu tải của cọc ở thời điểm vừa thi công đóng hay ép cọc (được xác định từ kết quả thí nghiệm CPTu).

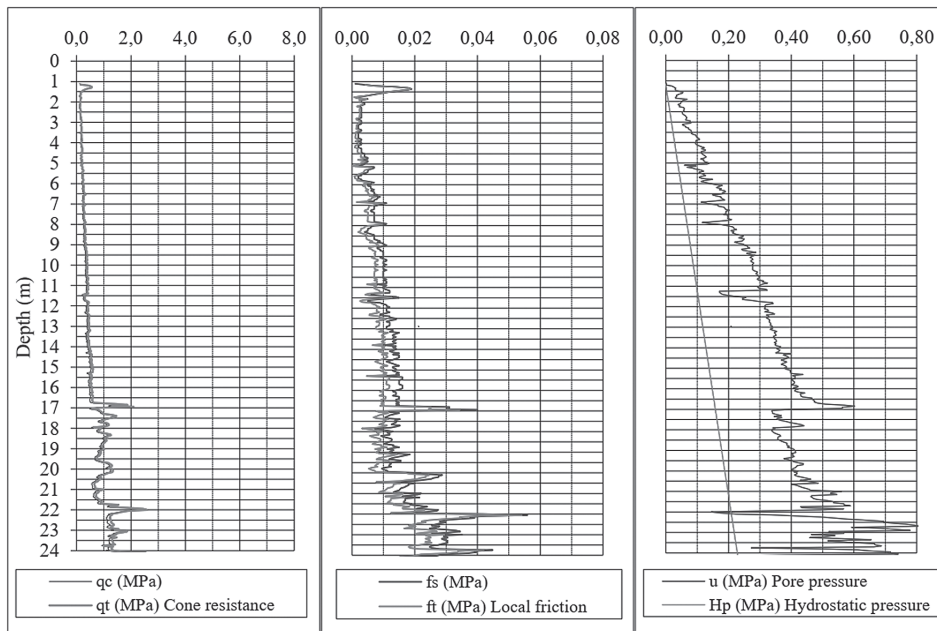
$$P_{uo} = \sum_{i=1}^n Q_{soi} + Q_{po} \quad (14)$$

3. TÍNH TOÁN KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỦA CỌC MÓNG CẦU

Móng công trình cầu dầm trong nghiên cứu gồm 9 cọc chia làm 3 hàng và mỗi hàng có 3 cọc. Cọc hình vuông có cạnh $d = 0,3 \text{ m}$, chiều dài $L = 20,0 \text{ m}$ với chiều dài cọc nằm trong đất là $18,4 \text{ m}$ và khoảng cách giữa các cọc là $3d = 0,9 \text{ m}$. Cao trình đầu cọc là $\pm 0,0$ và cao trình mũi cọc là $-20,0 \text{ m}$. Mực nước ngầm nằm ở độ sâu $-1,0 \text{ m}$ so với mặt đất tự nhiên. Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh SPT được thể hiện trong Hình 3.1 [9].



Hình 3.1: Mặt cắt địa chất công trình



Hình 3.2: Kết quả thí nghiệm CPTu

Kết quả tính toán khả năng chịu tải của cọc: Khả năng chịu tải ngắn hạn là 378 kN. Khả năng chịu tải lâu dài là 441 kN. Khác biệt giữa khả năng chịu tải lâu dài và ngắn hạn là 16,7%. Khả năng chịu tải tính toán theo công thức đề nghị ở thời điểm 23 ngày kể từ ngày đóng cọc (P_{ut}) là 404 kN. Khả năng chịu tải từ kết quả thí nghiệm PDA sau 7 ngày đóng cọc (P_{PDA}) là 411 kN. Khác biệt giữa P_{ut} so với P_{PDA} là 1,7%.

4. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Trong nền đất sét yếu, khả năng chịu tải của cọc tăng theo thời gian do quá trình giảm áp lực nước trong lỗ rỗng sau khi xây dựng. Trong trường hợp này, khả năng chịu tải lâu dài của cọc cao hơn so với khả năng chịu tải ngắn hạn từ 8 đến 17%. Kết quả tính toán cho thấy khả năng chịu tải của cọc sau khi xây dựng, dựa trên dữ liệu từ các thí nghiệm xuyên tĩnh CPTu, không có sự khác biệt đáng kể (dưới 2%) so với kết quả thử nghiệm PDA cùng thời điểm.

Sức chịu tải của cọc tăng theo thời gian và phụ thuộc vào các đặc trưng cơ lý của đất nền, số lượng cọc trong nhóm, cũng như mức độ nén chặt của đất nền trong phạm vi tác động. Giá trị sức chịu tải đạt mức cao nhất sau khoảng 2 tháng, ảnh hưởng bởi đặc tính cơ lý của đất nền. Trong quá trình này, khả năng chịu tải do ma sát đóng một vai trò quan trọng, chiếm tỷ lệ đáng kể từ 52% đến 90% so với tổng khả năng chịu tải của cọc.

Kết quả kiểm tra khả năng chịu tải của cọc thông qua thí nghiệm nén tĩnh hoặc phương pháp PDA cần được phân tích kết hợp với dữ liệu về đặc tính của đất nền, đồng thời thực hiện so sánh giá trị khả năng chịu tải theo thời gian. Trong quá trình xem xét hồ sơ kiểm tra cọc, cần chú ý đến yếu tố thời gian kể từ khi hoàn thành thi công cọc.

Tài liệu tham khảo

[1]. Nguyễn Ngọc Thắng và Nguyễn Trường Hải (2021), *Nghiên cứu sự phân bố tải trọng trong quá trình làm việc của*

móng bê cọc, Tạp chí Vật liệu và Xây dựng, Viện Vật liệu xây dựng, Bộ Xây dựng, số 4, tr.67-72.

[2]. Nguyễn Ngọc Thắng và Nguyễn Xuân Minh (2023), *Nghiên cứu trạng thái ứng suất - biến dạng của móng cọc bê tông cốt thép bằng phần tử hữu hạn 3D*, Tạp chí Xây dựng, Bộ Xây dựng, số 6, tr.96-99.

[3]. Thang Ngoc Nguyen and Tuan Anh Nguyen (2023), *The effect of pile driving process on stress and strain of neighboring building's foundations: An application in Vietnam*, International Journal of GEOMATE, vol.24, Iss. 104, pp.1-10.

[4]. Bùi Trường Sơn (2006), *Biến dạng tức thời và lâu dài của nền đất sét bão hòa nước*, Tạp chí Phát triển KH&CN, Đại học Quốc gia TP. Hồ Chí Minh, số 9, tr.17-24.

[5]. Abolfazi Eslami and Bengt H.Fellinius (1997), *Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories*, Canadian Geotechnical Journal, vol.34, no.6.

[6]. C.s.Chen, S.S.Liew & Y.C.Tan (1999), *Time Effects on the Bearing Capacity of Driven Pile*, SSP Geotechnics Sdn, Malaysia.

[7]. J.Lysebjerger, A.Augustesen, C.S.Sprensen (2004), *The Influence of Time on the Bearing capacity of Driven Piles*, Aalborg University, Denmark.

[8]. Poulos, H.G. (1964), *Behavior of laterally loaded piles, II - Pile groups*, Proc. of ASCE, vol.90, no.EM3, pp.223-254.

[9]. TCVN 9352:2012, *Đất xây dựng - Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh*.

Ngày nhận bài: 19/01/2024

Ngày nhận bài sửa: 04/3/2024

Ngày chấp nhận đăng: 25/3/2024