

Phân tích và đánh giá khả năng chịu tải của móng cọc có xét ảnh hưởng số lượng cọc trong nhóm

Analysing and evaluating the bearing capacity of pile foundation accounting on influence of number of piles in the group

> PGS.TS BÙI TRƯỜNG SƠN, THS ĐỖ PHẠM VIỆT KHÁNH

Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc gia TP. HCM

TÓM TẮT

Nội dung chính của bài báo là phân tích và đánh giá hệ số nhóm cọc theo các phương pháp khác nhau và mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 3D nhằm phân tích ứng xử của đất nền và nguyên nhân phát sinh hệ số nhóm. Kết quả cho thấy hệ số nhóm được phân tích và tính toán từ kết quả mô phỏng xấp xỉ kết quả do Braja M. Das đề nghị (1998). Kết quả mô phỏng chỉ ra rằng khả năng gánh tải của các cọc trong móng không đồng đều. Ở đây, cọc ở giữa gánh tải ít nhất và cọc ở góc gánh tải nhiều nhất. Sự suy giảm khả năng huy động ma sát nhiều nhất ở cọc giữa và cọc biên xảy ra trong phạm vi độ sâu xấp xỉ 1/2 bề rộng đài móng. Kết quả nghiên cứu giúp kỹ sư thiết kế có cái nhìn tổng thể về ứng xử của móng cọc để tính toán và bố trí cọc hợp lý hơn.

Từ khóa: Móng cọc; khả năng chịu tải cọc; hệ số nhóm cọc; khả năng gánh tải.

ABSTRACT

The main content of the paper is to analyze and evaluate the pile group coefficients of different methods and to simulate using Plaxis 3D software for analyzing the behavior of the ground and the causes of the group coefficients. The results show that the pile group coefficients analyzed and calculated from the simulation results approximate the results suggested by Braja M. Das (1998). The simulation results show that the load carrying capacity of the piles in the foundation is not the same. Here, the center piles carry the least load and the corner piles carry the most. The greatest reduction in frictional mobilization in the center piles and side piles occurs within a depth of approximately 1/2 the width of the pile raft. The research results help the design engineer to have an overall view of the behavior of the pile foundation in order to calculate and arrange the piles more reasonably.

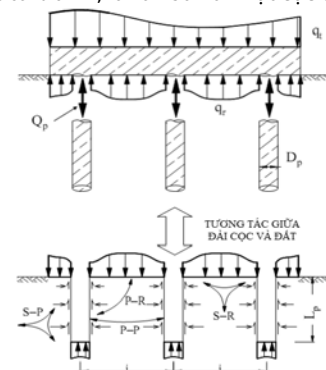
Key words: Pile foundation; pile capacity; pile group coefficient; load carrying capacity.

1. TỔNG QUAN CÁC NGHIÊN CỨU VỀ ỨNG XỬ CỦA MÓNG CỌC VÀ HỆ SỐ NHÓM CỌC

Móng cọc là sự kết hợp của 3 yếu tố: cọc, đài cọc, đất. Do đó ứng xử của móng cọc phụ thuộc vào sự tương tác giữa các phần tử móng và đất. Katzenbach xác định 4 loại tương tác: tương tác giữa đất và cọc (S-P), tương tác giữa đất và đài cọc (S-R), tương tác giữa cọc và đài cọc (P-R), tương tác giữa cọc và cọc (P-P), Hình 1.

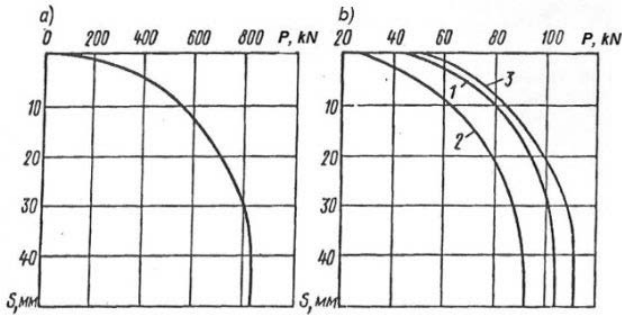
Theo công trình nghiên cứu của A.A. Bartolomei [1], cọc dài 5 m, kích thước 30x30 cm đóng vào trong đất sét và cát rời có độ chặt trung bình cho hai móng gồm 4 cọc, hai móng gồm 6 cọc, ba móng gồm 9 cọc và 4 cọc đơn. Các cọc của móng liên kết nhau bằng đài móng bê tông cốt thép, khoảng cách giữa các cọc bằng 3d. 3 cọc từ móng 9 cọc được thí nghiệm như cọc đơn. Khả năng chịu tải (KNCT) của cọc khi đóng, tương ứng với thí nghiệm động, bằng 64 kN. Sau 6 ngày đầm, KNCT của cọc đơn bằng 102 kN. KNCT của móng 4 cọc sau 6 ngày đầm là 360 kN và phân bố đồng

đều giữa các cọc tới 90 kN, ít hơn so với một cọc đơn.



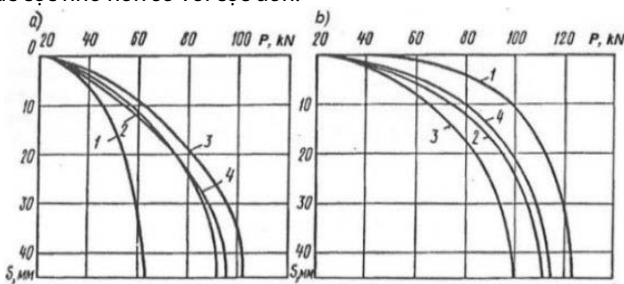
Hình 1. Tương tác giữa đất và cấu trúc trong móng cọc của Katzenbach et al. (1998) and Katzenbach et al. (2000) [6]

Hình 2a thể hiện biểu đồ kết quả thí nghiệm móng gồm 9 cọc. Từ đó, KNCT của nhóm cọc khi độ lún $S = 4,5 \div 5$ cm bằng 810 kN. KNCT trung bình của cọc trong móng là 90 kN, nhỏ hơn so với KNCT của cọc đơn. Khi thí nghiệm móng gồm 9 cọc, nhận thấy rằng khi đặt tải 200 kN thì độ lún $S = 0$ và tất cả các cọc gánh chịu tải trọng như nhau. Từ tải trọng $P = 400$ kN và độ lún $S = 6$ mm bắt đầu phân bố lại tải trọng: cọc góc gánh chịu tải trọng nhiều hơn 20% so với cọc ở tâm và ở biên. Nếu xác lập tải trọng cọc góc gánh đỡ so với cọc trung bình trong móng thì cọc góc gánh đỡ 111%, đồng thời cọc biên và cọc giữa gánh đỡ 91%.



Hình 2. Kết quả thí nghiệm KNCT nhóm 9 cọc (a) và cọc đơn (b) sau 6 ngày
1-Cọc đơn; 2-Cọc giữa của móng; 3-Cọc giữa của móng được thí nghiệm như cọc đơn.
Ở tải trọng $P = 600$ kN, độ lún $S = 15$ mm, các cọc góc bắt đầu gánh đỡ đến 70 kN; các cọc giữa ở dây biên theo mức độ chịu tải xấp xỉ bằng với cọc góc. Các cọc này gánh 67 kN và bằng KNCT trung bình của cọc trong móng. Trong khi đó, cọc ở tâm chỉ gánh 50 kN, nhỏ hơn 30% so với cọc góc.

Ở tải trọng $P = 800$ kN, tải trọng được xem bằng KNCT của móng, độ lún $S = 32$ mm, tải trọng giữa các cọc phân bố như sau: cọc góc 100 kN chịu 110% KNCT so với giá trị trung bình của mỗi cọc trong móng; cọc giữa ở dây ngoài gánh 95 kN, cọc ở tâm gánh 60 kN chiếm 60% KNCT của cọc góc. Cọc góc và cọc biên gánh chịu tải trọng gần xấp xỉ như nhau. Cùng với sự gia tăng tải trọng lên móng và độ lún, khả năng gánh đỡ của cọc góc và cọc biên gần như nhau. Đồng thời với sự gia tăng độ lún mức độ gánh đỡ của cọc giữa bị giảm. Trên hình Hình 2b thể hiện KNCT trung bình của các cọc nhỏ hơn so với cọc đơn.



Hình 3. Kết quả thí nghiệm KNCT sau 6 ngày móng gồm 9 cọc (a) và cọc được thí nghiệm riêng rẽ (b)
1- Cọc ở tâm; 2-Cọc giữa ở dây biên; 3-Cọc góc; 4-Cọc trung bình của móng.

Nhận xét KNCT của cọc trong móng có thể lưu ý rằng KNCT của cọc góc là lớn nhất và nhỏ nhất là cọc ở tâm (Hình 3a). Đồng thời, kết quả thí nghiệm cọc đóng trong móng như cọc đơn sau 6 ngày cho thấy KNCT lớn nhất là cọc ở tâm $F = 120$ kN và nhỏ nhất là ở cọc góc $F = 100$ kN (Hình 3b).

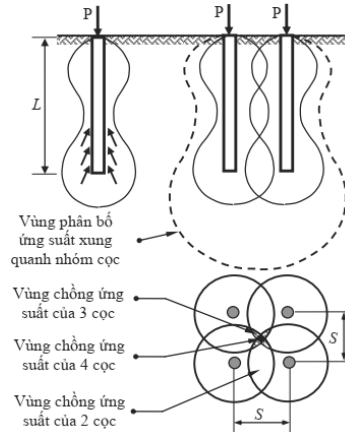
Khi thí nghiệm móng 9 cọc sau 45 ngày, nhận thấy rằng ở tải trọng 400 kN, 600 kN độ lún có giá trị 2 mm và tất cả các cọc nhận giá trị như nhau. Các đầu đo ở thân cọc cho thấy ở các cấp tải trọng này bề mặt thân cọc hầu như không làm việc ma sát. Khi tăng tải trọng độ lún tăng theo và khi độ lún $S = 4$ mm bề mặt

hông của các cọc khác nhau chịu tải khác nhau tùy vị trí cọc trong móng. Cọc góc chiếm 116% so với KNCT trung bình của cọc trong móng, đồng thời cọc ở tâm nhận chỉ 79%. Cọc giữa dây ngoài nhận tải trọng cũng ít hơn so với 1 cọc. Khi tải trọng tăng đến 1400 kN qui luật phân bố tải trọng giảm dần.

Khi tải trọng $P = 1800$ kN, gần tới giới hạn mà cọc góc gánh là 230 kN, nhiều hơn 21% so với cọc giữa dây biên và 50% nhiều hơn cọc ở tâm. Điều này có thể giải thích là ở bề mặt bên của cọc góc lực ma sát lớn hơn nhiều so với các cọc còn lại.

Để chịu được tải trọng lớn, móng cọc thường được cấu tạo bởi nhóm cọc. Tuy nhiên khi khoảng cách giữa các cọc không đủ lớn, sẽ hình thành trong vùng đất xung quanh các cọc hiện tượng chống ứng suất cắt do ma sát bên và do sức chống mũi của các cọc gây ra (Hình 4). Độ lớn ứng suất trong vùng chống ứng suất này phụ thuộc vào nhiều yếu tố: Khoảng cách cọc, chiều dài cọc, hình dạng cọc, số lượng cọc, độ lớn của tải trọng tác dụng vào nhóm cọc và tính chất của nền đất xung quanh nhóm cọc.... Hiện tượng chống ứng suất làm suy giảm ma sát giữa cọc - đất và sức chống mũi của cọc dẫn đến giảm khả năng chịu lực và gia tăng chuyển vị của nhóm cọc so với cọc đơn.

Mức độ giảm sức chịu tải và gia tăng chuyển vị của nhóm cọc so với cọc đơn là do sự tương tác giữa các cọc trong nhóm và giữa nhóm cọc với đất nền xung quanh. Để xét đến ảnh hưởng của hiệu ứng nhóm cọc chịu tải trọng dọc trục, người ta thường sử dụng thông số η .



Hình 4. Vùng phân bố ứng suất xung quanh cọc đơn và nhóm cọc [2]
Hệ số nhóm cọc η kể đến sự giảm sức chịu tải của nhóm cọc so với tổng sức chịu tải của từng cọc đơn làm việc riêng lẻ:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{nR_{c,u}} \quad (1)$$

Trong đó: $Q_{g(u)}$ là khả năng chịu tải cực hạn của nhóm cọc, $R_{c,u}$ là khả năng chịu tải cực hạn của cọc đơn, n là số cọc trong móng. Converse-Labarre (1941) [2], [4] đã đề nghị công thức tính hệ số nhóm:

$$\eta = 1 - \left[\left(\text{atan} \frac{d}{S} \right) \cdot \left(\frac{(m_1 - 1)m_2 + (m_2 - 1)m_1}{90m_1m_2} \right) \right] \quad (2)$$

Trong đó: m_1 : số hàng cọc trong nhóm; m_2 : số cọc trong một hàng; d : đường kính cọc; S : khoảng cách giữa hai tim cọc.

Feld (1943) [2] đề ra nguyên tắc xác định hệ số nhóm được tóm tắt như sau: Sức chịu tải của mỗi cọc trong nhóm sẽ giảm đi một lượng là 1/16 khi nó chịu ảnh hưởng trực tiếp bởi một cọc lân cận, không xét đến khoảng cách giữa các cọc. Theo nguyên tắc trên móng 3 cọc, 4 cọc, 6 cọc, 9 cọc, 12 cọc lần lượt có hệ số nhóm (η) là 0,875, 0,815, 0,77, 0,72, 0,70.

Công thức xác định hệ số nhóm của Seiler và Keeney (1944) [3], [7] có dạng:

$$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11S}{7(S^2 - 1)} \right] \left[\frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0,3}{n_1 + n_2} \quad (3)$$

Trong đó: n_1 : số hàng cọc trong nhóm; n_2 : số cọc trong một hàng; S : khoảng cách giữa hai tim cọc.

Sayed và Baker (1992) [2], [8] cũng đề nghị công thức:

$$\eta = 1 - (1 - \eta_s)K\rho \quad (4)$$

Trong đó: ρ : hệ số ma sát; $\rho = [0 \div 1]$; $\rho = 0$ đối với cọc chống và $\rho = 1$ đối với cọc ma sát. Hệ số ρ còn phụ thuộc vào tỷ trọng của đất cát hoặc độ sệt của đất dính. Hệ số $K = [0,4 \div 0,9]$, phụ thuộc vào phương pháp hạ cọc, khoảng cách giữa các cọc và tính chất của nền đất, η_s : hiệu số hình học, biến thiên trong khoảng $[0,6 \div 2,5]$

$$\eta_s = \frac{P_g}{\sum P_p} = \frac{2[(m_1 - 1)S + d] + [(m_2 - 1)S + d]}{\pi m_1 m_2 d} \quad (5)$$

Với: P_g : chu vi của nhóm cọc; $\sum P_p$: tổng chu vi của tất cả cọc đơn.

Theo Braja M. Das (1998) [3], [5], đối với cọc ma sát, tùy thuộc vào khoảng cách của cọc trong nhóm, các cọc có thể hoạt động theo 1 trong 2 cách: (1) dưới dạng một khối, với kích thước $L_g \times B_g \times L$ hoặc (2) dưới dạng các cọc riêng lẻ. Nếu các cọc hoạt động như một khối, khả năng chịu ma sát là $f_{av} p_g L \approx Q_{g(u)}$ (với p_g : chu vi mặt cắt ngang của khối $p_g = 2(n_1 + n_2 - 2)S + 4d$, f_{av} : ma sát đơn vị trung bình). Tương tự, đối với từng cọc tác dụng riêng lẻ, $Q_u \approx p L f_{av}$.

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{f_{av} [2(n_1 + n_2 - 2)S + 4d] L}{n_1 n_2 p L f_{av}} \quad (6)$$

$$= \frac{2(n_1 + n_2 - 2)S + 4d}{p n_1 n_2}$$

Trong đó: n_1 : số hàng cọc trong nhóm; n_2 : số cọc trong một hàng; d : đường kính cọc; S : khoảng cách giữa hai tim cọc; p : chu vi mỗi cọc.

Los Angeles Group Action [3] đã sử dụng công thức tính hệ số nhóm như sau:

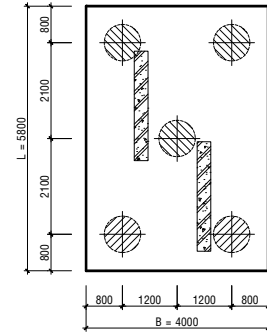
$$\eta = 1 - \frac{d}{\pi S n_1 n_2} \left[n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1) \right] \quad (7)$$

Trong đó: n_1 : số hàng cọc trong nhóm; n_2 : số cọc trong một hàng; d : đường kính cọc; S : khoảng cách giữa hai tim cọc.

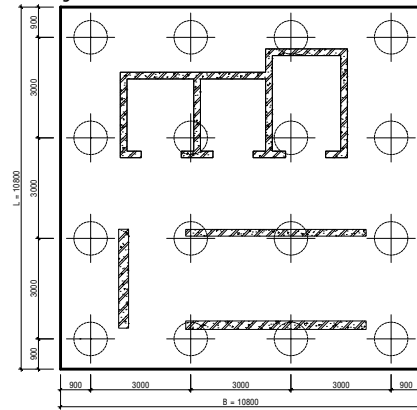
2. PHÂN TÍCH VÀ ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG CHỊU TẢI CỦA CỌC CÓ XÉT ẢNH HƯỞNG SỐ LƯỢNG CỌC TRONG NHÓM

Để phân tích chi tiết, hai móng M5 và MLT1 ở dự án “Khu nhà ở Minh Thông” tại TP Thủ Đức, TP.HCM được chọn (Hình 5, Hình 6). Ở đây, cọc khoan nhồi đường kính 0,8 m, dài 50 m cho móng M5 và cọc nhồi đường kính 1,0 m, dài 61 m cho móng MLT1.

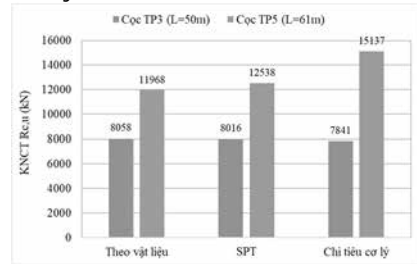
Cọc đường kính 1,0 m (TP5) được thử tĩnh tại hiện trường với tải trọng lớn nhất 12000 kN (200% tải trọng thiết kế); cọc đường kính 0,8 m (TP3) được thử tĩnh với tải trọng lớn nhất 8000 kN (200% tải trọng thiết kế). KNCT lý thuyết của cọc đơn được tính theo các phương pháp như: vật liệu cọc, chỉ tiêu cơ lý đất nền và theo kết quả nén tĩnh hiện trường [9].



Hình 5. Sơ đồ móng M5



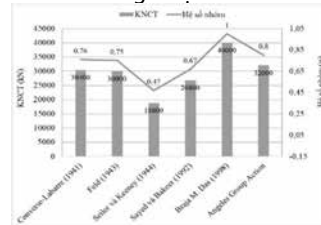
Hình 6. Sơ đồ móng MLT1



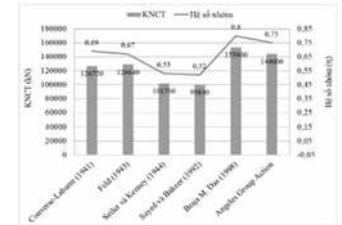
Hình 7. KNCT của cọc theo các phương pháp

Từ Hình 7, KNCT của cọc đơn theo vật liệu, theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT) và theo chỉ tiêu cơ lý của cọc TP3 có kết quả gần bằng nhau. Cọc TP5 có kết quả theo chỉ tiêu cơ lý lớn hơn so với kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT là 17% và lớn hơn so với KNCT theo vật liệu là 21%.

Hệ số nhóm của móng M5 bao gồm 5 cọc đường kính 0,8 m và móng MLT1 bao gồm 16 cọc đường kính 1,0 m được tổng hợp ở Hình 8, Hình 9. Có thể thấy rằng giá trị hệ số nhóm phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng, số lượng cọc trong móng càng ít thì hệ số nhóm có giá trị lớn hơn.



Hình 8. Biểu đồ khả năng chịu tải và hệ số nhóm móng M5



Hình 9. Khả năng chịu tải và hệ số nhóm móng MLT1

Hệ số nhóm theo Seiler và Keeney (1944) không xét kích thước cọc có giá trị nhỏ nhất so với kết quả tính theo các phương pháp khác. Trong khi đó, hệ số nhóm theo Braja M. Das (1998) cho giá trị hệ số nhóm lớn nhất, thậm chí trường hợp móng M5 còn nhận giá

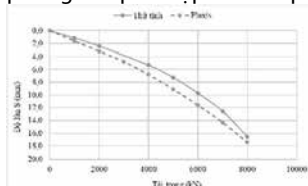
trị hệ số nhóm $\eta = 1$. Ở đây, có thể thấy rằng các phương pháp xác định hệ số nhóm có xét đường kính cọc, khoảng cách giữa các cọc và cả số lượng cọc như phương pháp của Converse-Labarre (1941), Sayed và Bakeer (1992), Braja M. Das (1998) và của Angeles Group Action. Trong các phương pháp này phương pháp của Sayed và Bakeer (1992) cho giá trị hệ số nhóm bé nhất đối với cả 2 loại móng.

Phương pháp của Braja M. Das (1998) cho thấy khi khoảng cách giữa các cọc đủ lớn thì giá trị hệ số nhóm $\eta = 1$; tức là các cọc trong

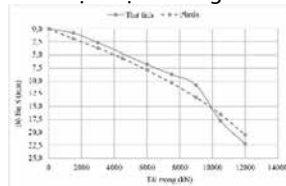
Bảng 1. Đặc trưng cơ lý các lớp đất

Thông số	Tên Lớp	D	1b	2a	2b	2b-1	2c
	Loại đất	Đất san lấp	Sét, dẻo mềm	Cát mịn, rời	Cát hạt mịn, chặt vừa	Cát hạt trung, chặt vừa	Cát hạt trung, chặt
	Ứng xử	Drained	UnDrained A	Drained	Drained	Drained	Drained
Dung trọng tự nhiên	γ_{unsat} (kN/m ³)	18,00	19,80	20,40	20,90	21,50	21,80
Dung trọng bão hòa	γ_{sat} (kN/m ³)	19,00	20,02	20,60	21,04	21,79	22,17
Module young	E' (kN/m ²)	7000	8400	17500	40000	60000	85000
Hệ số poisson	ν'	0,30	0,35	0,30	0,30	0,30	0,30
Lực dính hữu hiệu	c'_{ref} (kN/m ²)	1	17	1	1	1	1
Góc ma sát trong hữu hiệu	ϕ' (độ)	30	25	28	30	33	35
Góc giãn nở	Ψ	0	0	0	0	3	5
Hệ số phân tử tiếp xúc	R_{inter}	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8

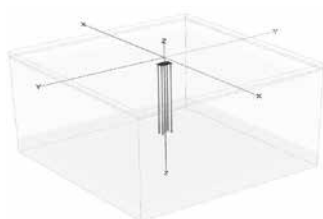
Nhằm đánh giá sự phù hợp của mô hình và các đặt trưng đất nền và vật liệu lựa chọn, việc mô phỏng bắt đầu bằng mô tả thí nghiệm nén tĩnh cọc đơn. Cọc thử tĩnh gồm 2 loại: cọc TP3 có đường kính $d = 0,8$ m, chiều dài 50 m tính từ mặt đất hiện trạng, có sức chịu tải thiết kế $N_{c,d} = 4000$ kN, tải trọng thử tĩnh lớn nhất $P_{tt} = 8000$ kN; cọc TP5 có đường kính $d = 1,0$ m, chiều dài 61 m tính từ mặt đất hiện trạng, có sức chịu tải thiết kế $N_{c,d} = 6000$ kN, tải trọng thử tĩnh lớn nhất $P_{tt} = 12000$ kN. Kết quả thể hiện ở Hình 10, Hình 11 cho thấy quan hệ tải trọng và độ lún đầu cọc từ kết quả mô phỏng khá phù hợp với kết quả nén tĩnh cọc hiện trường.



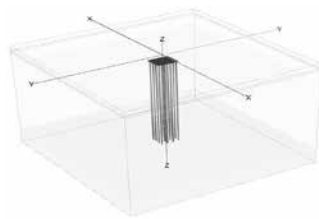
Hình 10. Biểu đồ quan hệ tải trọng và độ lún theo thử tĩnh và mô phỏng cọc TP3



Hình 11. Biểu đồ quan hệ tải trọng và độ lún theo thử tĩnh và mô phỏng cọc TP5



Hình 12. Mô hình mô phỏng móng M5

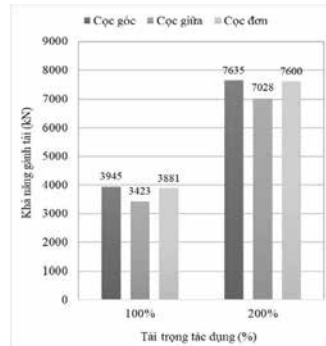


Hình 13. Mô hình mô phỏng móng MLT1

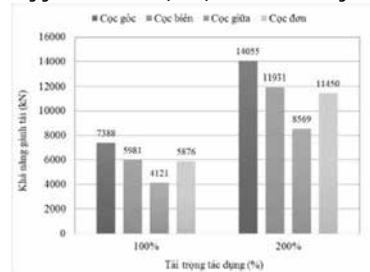
Tiến hành mô phỏng móng M5 gồm có 5 cọc đường kính $d = 0,8$ m, khoảng cách giữa các cọc $3d = 2,4$ m; móng MLT1 gồm có 16 cọc đường kính $d = 1,0$ m, khoảng cách giữa các cọc $3d = 3,0$ m. Xem tải trọng tác dụng lên mỗi cọc là như nhau, và bằng với giá trị tải trọng gán lên cọc thử tĩnh (cấp tải 100% tải trọng thiết kế ($N_{c,d}$) và 200% tải trọng thiết kế), sau đó quy ra lực phân bố đều tác dụng lên đài cọc.

móng làm việc độc lập và không ảnh hưởng nhau.

Để phân tích ứng xử và tương tác của các cọc trong móng, phần mềm Plaxis 3D được chọn lựa để mô phỏng sự làm việc của móng cọc. Do chỉ xét ảnh hưởng của đất và cọc khi chịu tải trọng công trình nên mô hình Mohr-Coulomb được chọn lựa (do chỉ mô phỏng ứng xử khi chịu tải trọng bổ sung) (Bảng 1). Cọc khoan nhỏ mô phỏng bằng phần tử Embedded beam, đài móng mô phỏng bằng phần tử Plate, xem quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là đàn hồi (Elastic).



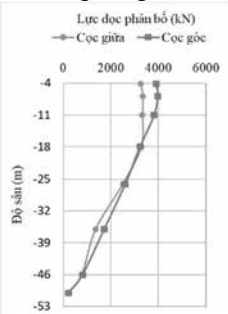
Hình 14. Khả năng gánh tải của các cọc ở vị trí khác nhau trong móng M5 và của cọc đơn



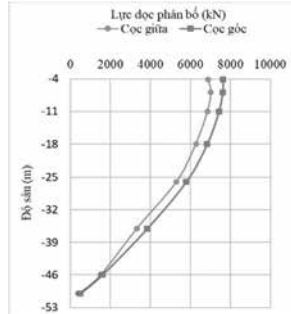
Hình 15. Khả năng gánh tải của các cọc ở vị trí khác nhau trong móng MLT1 và của cọc đơn

Kết quả mô phỏng cho thấy khi móng chịu tải trọng công trình, khả năng gánh đỡ tải trọng của các cọc trong móng không đều nhau. Ở móng M5, cọc góc gánh tải nhiều nhất và xấp xỉ bằng cọc đơn. Ở cấp tải 100% tải trọng thiết kế, cọc ở giữa gánh tải ít hơn cọc đơn 11,8%; ở cấp tải 200% tải trọng thiết kế cọc ở giữa gánh tải ít hơn cọc đơn 7,5% (Hình 14). Ở móng MLT1, cọc góc gánh tải nhiều nhất rồi đến cọc ở hàng biên và nhỏ nhất là các cọc ở giữa. Ở cấp tải 100% tải trọng thiết kế, cọc ở góc gánh tải nhiều hơn so với cọc đơn là 25,7% trong khi cọc ở giữa gánh ít hơn 29,9%. Sự chênh lệch này cũng tương tự khi móng chịu tác dụng tải trọng 200% tải trọng thiết kế. Cọc ở dãy biên trong cả 2 cấp tải đều xấp xỉ bằng cọc đơn (Hình 15).

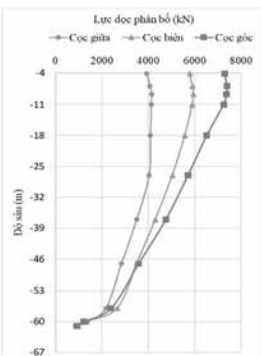
Biểu đồ Hình 16, Hình 17, Hình 18, Hình 19 cho thấy lực dọc phân bố theo thân cọc của các cọc trong móng M5 và móng MLT1 cũng khác nhau. Lực dọc của các cọc góc ở khu vực gần đáy đài lớn hơn so với cọc biên và cọc giữa. Khi độ sâu càng tăng thì sự khác biệt càng giảm và lực dọc thân cọc ở khu vực gần mũi cọc khác nhau không đáng kể.



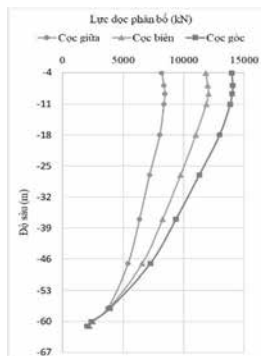
Hình 16. Biểu đồ lực dọc phân bố theo độ sâu của các cọc trong móng M5 (cấp tải 100%)



Hình 17. Biểu đồ lực dọc phân bố theo độ sâu của các cọc trong móng M5 (cấp tải 200%)

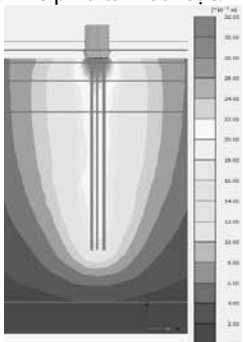


Hình 18. Biểu đồ lực dọc phân bố theo độ sâu của các cọc trong móng MLT1 (cấp tải 100%)

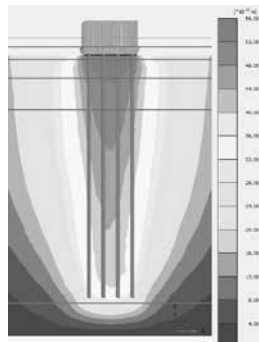


Hình 19. Biểu đồ lực dọc phân bố theo độ sâu của các cọc trong móng MLT1 (cấp tải 200%)

Khảo sát vùng nền dưới đáy đài cho 2 móng M5 và móng MLT1, kết quả ở Hình 20, Hình 21 cho thấy đặc điểm chuyển vị thẳng đứng của đất dưới đáy đài khi chịu tải trọng công trình. Có thể thấy rằng ở độ sâu càng gần đáy đài thì vùng nền chuyển vị càng lớn và giảm dần về phía mũi cọc. Tại mỗi độ sâu khác nhau, nền đất vị trí mép đài chuyển vị theo phương đứng ít hơn và tăng dần về phía tâm đài cọc.

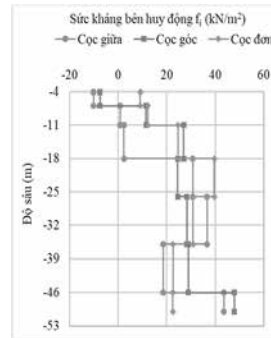


Hình 20. Chuyển vị vùng nền dưới đáy đài ở móng M5

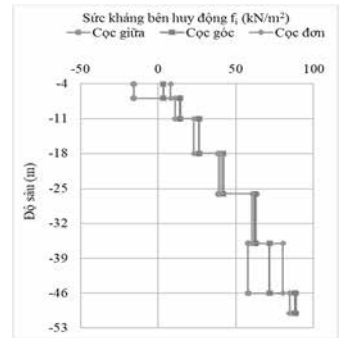


Hình 21. Chuyển vị vùng nền dưới đáy đài ở móng MLT1

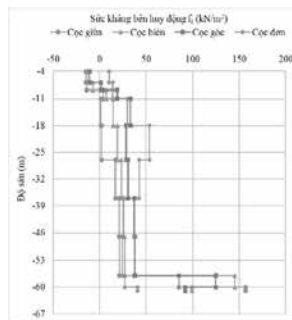
Phân tích sự huy động ma sát giữa đất và thành cọc của các cọc trong móng trong móng M5, móng MLT1 và của cọc đơn theo thành phần lực dọc của các cọc ứng với các cấp tải thể hiện ở Hình 22, Hình 23, Hình 24, Hình 25.



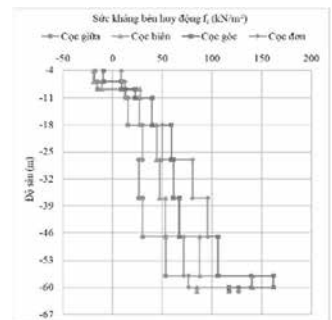
Hình 22. Biểu đồ phân bố sức kháng bên huy động (fi) theo độ sâu của các cọc trong móng M5 (cấp tải 100%)



Hình 23. Biểu đồ phân bố sức kháng bên huy động (fi) theo độ sâu của các cọc trong móng MLT1 (cấp tải 200%)



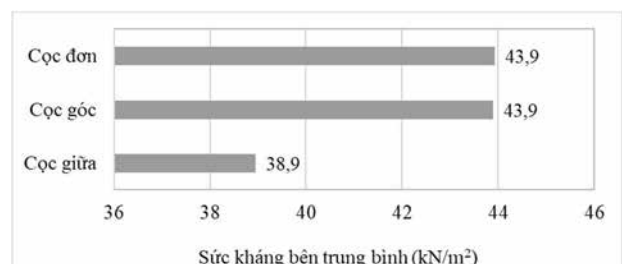
Hình 24. Biểu đồ phân bố sức kháng bên huy động (fi) theo độ sâu của các cọc trong móng MLT1 (cấp tải 100%)



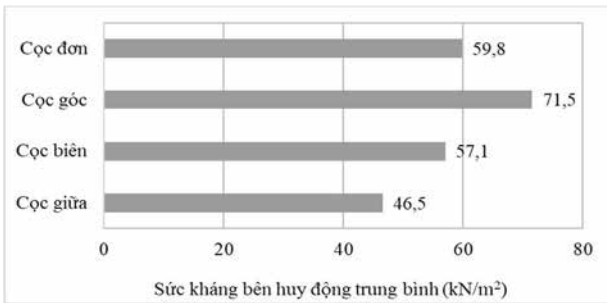
Hình 25. Biểu đồ phân bố sức kháng bên huy động (fi) theo độ sâu của các cọc trong móng MLT1 (cấp tải 200%)

Từ biểu đồ Hình 22, Hình 23, Hình 24, Hình 25, cho thấy lực ma sát huy động ở mỗi cấp tải của cọc giữa là nhỏ nhất rồi đến cọc biên và cọc góc là lớn nhất. Trong phạm vi độ sâu từ đáy đài (-4,1 m) đến độ sâu -6,2 m (móng M5) và đến độ sâu -8,8 m (móng MLT1), vùng nền bị nén chặt nhiều nhất và có dạng như nêm nén chặt dưới đáy móng. Điều này cho thấy trong vùng nén chặt dưới đáy đài đất nền có tốc độ chuyển vị lớn hơn tốc độ chuyển vị của cọc nên sức kháng bên của cọc không được huy động trong vùng này. Trong đó, cọc ở giữa chịu ảnh hưởng nhiều nhất, do nền giữa móng chuyển vị nhiều nhất. Cọc đơn thì không ảnh hưởng bởi chuyển vị của đất dưới đài nên sức kháng bên luôn được huy động.

Hình 26, Hình 27 thể hiện sức kháng bên huy động trung bình ở cấp tải 200% của các cọc. Ở móng M5, cọc góc có sức kháng bên huy động trung bình xấp xỉ bằng cọc đơn, cọc giữa có sức kháng bên huy động trung bình nhỏ hơn cọc đơn 11,4%. Ở móng MLT1, cọc góc có sức kháng bên huy động trung bình lớn hơn cọc đơn là 19,6%, cọc giữa có sức kháng bên huy động trung bình nhỏ hơn cọc đơn là 22,2%.



Hình 26. Sức kháng bên huy động trung bình của các cọc ở vị trí khác nhau trong móng M5 (cấp tải 200%)

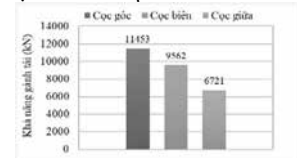


Hình 27. Sức kháng bên huy động trung bình của các cọc ở vị trí khác nhau trong móng MLT1 (cấp tải 200%)

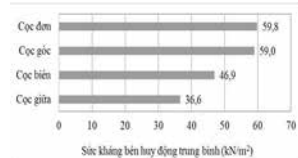
Ở móng M5, tại cấp tải 200% (Hình 14, Hình 26), thấy được cọc góc có lực dọc và sức kháng bên huy động đạt giá trị bằng với cọc đơn (giả sử xem tải trọng của cọc đơn đạt đến tải trọng cực hạn), giá trị lực dọc và sức kháng bên huy động bị suy giảm của cọc giữa làm giảm khả năng chịu tải của móng. Từ công thức (1) tính được được hệ số nhóm cọc $\eta = 0,98$.

Ở móng MLT1, thấy rằng khi móng chịu tải trọng 200% tải trọng thiết kế thì cọc góc gánh đỡ tải trọng 14055 kN, vượt quá KNCT của cọc đơn (giả sử xem tải trọng của cọc đơn đạt đến tải trọng cực hạn). Để phù hợp với KNCT theo vật liệu, việc mô phỏng được thực hiện với cấp tải trọng nhỏ hơn.

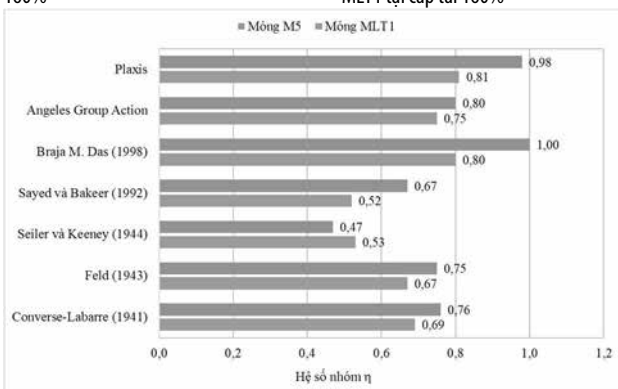
Tại cấp tải trọng nhỏ hơn (160% tải trọng thiết kế), Hình 28, Hình 29, thấy được cọc góc có lực dọc và sức kháng bên huy động của móng MLT1 đạt giá trị xấp xỉ bằng với cọc đơn, giá trị lực dọc và sức kháng bên huy động bị suy giảm của cọc biên và cọc giữa làm giảm khả năng chịu tải của móng. Từ công thức (1) tính được hệ số nhóm $\eta = 0,80$.



Hình 28. Khả năng gánh tải của cọc ở vị trí khác nhau trong móng MLT1 tại cấp tải 160%



Hình 29. Sức kháng bên huy động trung bình của cọc ở vị trí khác nhau trong móng MLT1 tại cấp tải 160%



Hình 30. Tổng hợp hệ số nhóm cọc theo các phương pháp khác nhau

3. KẾT LUẬN

Từ kết quả tính toán khả năng chịu tải của cọc và hệ số nhóm cọc theo một số phương pháp, mô phỏng sự làm việc đồng thời của các cọc trong móng M5 (5 cọc) và móng MLT1 (16 cọc) với khoảng cách giữa các cọc bằng 3d, có thể rút ra các kết luận như sau:

- Kết quả mô phỏng móng M5 và móng MLT1 cho thấy đất trong phạm vi độ sâu xấp xỉ bằng 1/2 chiều rộng đài cọc (1/2B)

chuyển vị lớn do độ lún của móng làm suy giảm và triệt tiêu sức kháng ma sát của cọc giữa và cọc biên trong phạm vi này nên làm giảm khả năng chịu tải của móng cọc nói chung. Giá trị hệ số nhóm được phân tích từ kết quả mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn cho giá trị xấp xỉ với kết quả theo phương pháp của Braja M. Das (1998).

- Khả năng gánh tải của cọc trong móng không đồng đều, cọc góc gánh tải lớn nhất rồi đến các cọc biên, các cọc giữa gánh tải ít nhất. Ở móng M5, tại cấp tải 100% tải trọng thiết kế, cọc giữa gánh tải ít hơn cọc góc 11,8%; tại cấp tải 200% tải trọng thiết kế là 7,5%, và ở cả hai cấp tải cọc góc gánh xấp xỉ bằng cọc đơn. Ở móng MLT1, tại cấp tải 100% tải trọng thiết kế, cọc góc gánh nhiều hơn cọc đơn 25,7%, cọc giữa gánh ít hơn cọc đơn 29,9%; tại cấp tải 200%, cọc góc gánh nhiều hơn cọc đơn 22,8%, cọc giữa gánh ít hơn cọc đơn 25,2%, và ở cả hai cấp tải cọc biên gánh xấp xỉ bằng cọc đơn. Cọc ở góc luôn đạt giá trị tới hạn trước (bằng với khả năng chịu tải của cọc đơn), cọc ở biên và ở giữa bị suy giảm sức kháng bên do sự chuyển dịch của đất nền càng gần tâm móng là lớn nhất. Sự suy giảm sức kháng bên của cọc biên và cọc giữa cũng chính là nguyên nhân làm giảm khả năng chịu tải của móng cọc, vì vậy luôn tồn tại hệ số nhóm cọc.

LỜI CẢM ƠN

Nhóm tác giả xin chân thành cảm ơn Trường Đại học Bách khoa, ĐHQG-HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

We acknowledge Ho Chi Minh City University of Technology (HCMUT), VNU-HCM for supporting this study.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] A.A. Бартоломей, И.М. Омельчак и Б.С. Юшков. *Прогноз осадок свайных фундаментов*. Москва, Стройиздат, 1994.
- [2] Bowles. J. E. *Foundation analysis and design*. US, McGraw-Hill, 1997.
- [3] Braja M. Das & Nagaratnam Sivakugan. *Principles of Foundation Engineering*. US, Cengage Learning, 2017.
- [4] Fleming K., Weltman A., Randolph M., Elson K. *Piling Engineering*. England, Taylor and Francis, 2009.
- [5] Helmy M. *Modeling Pile Group Efficiency in Cohesionless Soil Using Artificial Neural Network*. M.A. thesis, Concordia University, Canada, 2002.
- [6] Katzenbach, R., Arslan, U., and Moormann, C. *Piled raft foundations projects in Germany. Design applications of raft foundations*. London, Thomas Telford, 2000, pp. 323-392.
- [7] Pham Anh Tuan. A Simplified Formular For Analysis Group Efficiency of Piles in Granular Soil. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, vol. 7, no. 7, July-2016, pp. 15-21.
- [8] Sayed, S.M & Bakeer, R.M. Efficiency Formular for Pile Groups. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 118, no. 2, Feb. 1992, pp. 278-299.
- [9] TCVN 10304:2014. *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*. Hà Nội, Nhà Xuất bản xây dựng, 2014.