Phân tích PCA sức chịu tải của cọc khoan nhồi từ thí nghiệm nén tĩnh hai chiều

■ **TS. ĐỖ HỮU ĐẠO**
Trường Đại học Bách khoa (Đại học Đà Nẵng)

TÓM TẮT: Bài báo trình bày kết quả phân tích sức chịu tải của cọc khoan nhồi từ thí nghiệm nén tĩnh hai chiều (phương pháp Osterberg), dự án đập dâng hạ lưu sông Trà Khúc, tỉnh Quảng Ngãi. Công trình sử dụng giải pháp cọc khoan nhồi đường kính D1.200 mm, chiều dài cọc từ 27 m đến 50 m. Cọc khoan xuyên qua lớp cát, sét và đá mềm có chỉ số SPT từ 8 đến 80, mũi cọc tựa vào lớp đá granit có cường độ chịu nén trung bình 18,6 MPa. Có 2 cọc thí nghiệm chiều dài tương ứng 29,1 m và 42,75 m. Kết quả thu được chuyển vị theo chiều lên, xuống tại hộp tải trọng và tại đỉnh cọc. Đồng thời, phương pháp PCA (Principle Component Analysis) được sử dụng để phân tích ảnh hưởng của chỉ số SPT (N_{30}), độ sâu cọc (L_p), hệ số bêta (b), ứng suất hữu hiệu (s_v'), ma sát bên đơn vị (q_s), tổng kháng bên (Q_s), kháng mũi (Q_r), tổng sức chịu tải (Q_u) chuyển vị xuống (S_1) và lên (S_2) tại hộp, xây dựng phương trình hồi quy xác định sức chịu tải của cọc theo các tham số.

TỪ KHÓA: Cọc khoan nhồi, thí nghiệm hai chiều, ma sát thành bên, sức chịu tải của cọc, Principle Component Analysis.

ABSTRACT: This paper presents the analysis results of the bearing capacity of bored piles from the Bidirectional load test (Osterberg method) of Tra Khuc Dam project, Quang Ngai province. The foundation solutions use bored piles with diameter D1200 mm, pile length is from 27 m to 50 m. The bored pile drilled through sand, clay and soft rock with SPT index (N_{30}) from 8 to 80, the pile tip bases on the granite rock with compressive strength of 18.6 MPa. There are 02 test piles with lengths of 29.1 m and 42.75 m respectively. The results obtained are the upward, downward displacement at the load box and displacement at the top of the pile. Principle Component Analysis (PCA) method was used to analyze the influence of SPT index (N_{30}), depth of pile (L_p), beta coefficient (b), effective soil stress (s_v'), unit friction resistance (q_s), total friction resistance (Q_s), tip resistance (Q_r), total load capacity (Q_u), building a regression equation to determine the bearing capacity of the pile.

KEYWORDS: Bored pile, Bidirectional load test, friction resistance, pile bearing capacity, Principle Component Analysis (PCA).

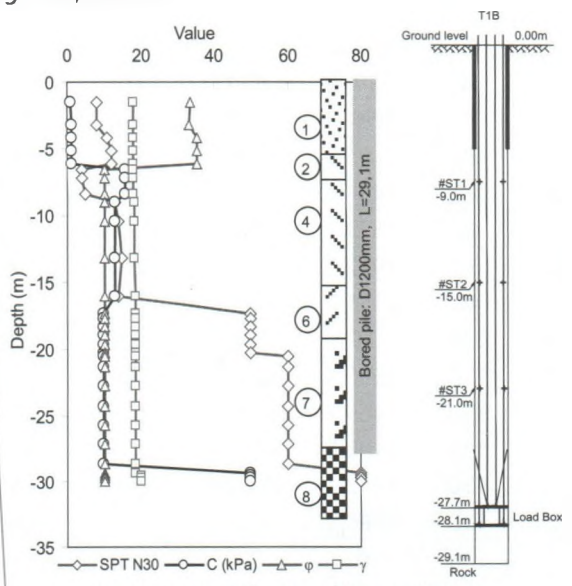
1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Phương pháp thí nghiệm thử tải tĩnh cọc khoan nhồi theo nguyên lý hai chiều rất phù hợp và nhiều tiện ích cho cọc khoan nhồi. Đó là không sử dụng đối trọng, tiến độ nhanh, có thể thực hiện trong mặt bằng hẹp, trên sông. Năm 2013 (Hai and Dao 2013 [7]) công bố kết quả cho công trình đầu tiên ở Đà Nẵng, Việt Nam. Sức chịu tải của cọc phụ thuộc vào các yếu tố hình học của cọc, các tính chất cơ lý của nền đất. Việc kết hợp dữ liệu thí nghiệm đất kết hợp với số liệu thí nghiệm cọc hiện trường, thống kê và sử dụng các phương pháp toán để tìm phương trình xác định sức chịu tải của cọc cũng được phát triển. Mô hình PCA cũng là một trong các mô hình tốt để phân tích thống kê và những ứng dụng trong địa kỹ thuật (Fox and Metla 2005 [6], Kooch, Jalilvand et al. 2008 [8]). Các nghiên cứu của (Zhao, Xu et al. 2012 [9], Benali, Nechnech et al. 2013 [3], Benali, Boukhatem et al. 2017 [4]) ứng dụng PCA và kết hợp PCA và ANN để phân tích sức chịu tải của cọc. Trong bài báo này, nhóm tác giả sử dụng mô hình PCA để phân tích các yếu tố ảnh hưởng và xây dựng phương trình hồi quy để đánh giá sức chịu tải của cọc từ các dữ liệu thí nghiệm bằng phần mềm XLSTAT.

2. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT

Trên mặt cắt ngang sông với chiều dài cầu 414,2 m có 8 nhịp dài 41,8 m và 2 nhịp 39,9 m ở hai đầu cầu. Độ sâu mặt lớp đá gốc khoảng 30 m ở hai đầu mố và tăng dần chiều sâu lớn nhất ở trụ T8B với độ sâu 41 m. Có 2 cọc thí nghiệm được lựa chọn là T1B có L = 29,1 m và và T8B có L = 43,1 m. Trụ địa chất gồm các lớp: Lớp 1: cát hạt thô lẫn sỏi; lớp 2: sét nặng lẫn cát, trạng thái dẻo mềm đến dẻo chảy; lớp 3: cát nhỏ đến trung, trạng thái chặt vừa; lớp 4: sét lẫn ít sỏi sạn, trạng thái dẻo cứng đến nửa cứng; lớp 5: cát lẫn sỏi cuội, trạng thái chặt vừa; lớp 6: sét cứng có nguồn gốc từ đá phong hóa hoàn toàn; lớp 7: đá phong hóa hoàn toàn lẫn dăm sạn; lớp 8: đá phong hóa nhẹ: màu xám xanh đen, tỷ lệ RQD từ 25 - 100%, cường độ nén 18,6 MPa và 22,2 MPa tương ứng tại trụ T1B và T8B. Sơ đồ vị trí hộp tải trọng được

:hiết kế đặt cách mũi cọc 1 m cho mỗi cọc cũng được thể :iện trong *Hình 2.1* và *Hình 2.2*. Hộp tải trọng dùng 3 kích :hủy lực năng lực 1.700 kN/kích, năng lực gia tải của hộp tải :ọng là 10,800 kN.

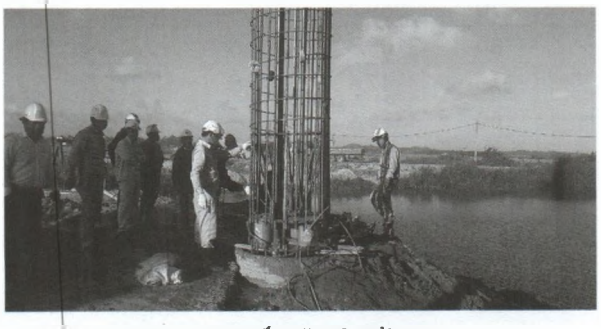


Hình 2.1: Đặc điểm địa chất cọc thử T1B

3. THÍ NGHIỆM BIDIRECTIONAL LOAD TEST VÀ KẾT QUẢ

3.1. Thí nghiệm

Tải trọng thí nghiệm được gia thành từng cấp, mỗi cấp tải bằng 478,2 kN, mỗi cấp tải giữ để đọc số liệu theo ASTM D1143 [2] với các thời gian 0, 5, 10 phút. Sau 15 cấp gia tải thì đến cấp tải lớn nhất bằng 7,173 kN và sau đó giảm tải về 0. Các giá trị đo bao gồm chuyển vị lên và xuống của cọc tại vị trí hộp Ocell, chuyển vị lên của đầu cọc và đo biến dạng dọc trục cọc từ các strain gages được thu thập. Hình ảnh lắp đặt và gia tải thí nghiệm cọc thể hiện trong *Hình 3.1* và *Hình 3.2*.

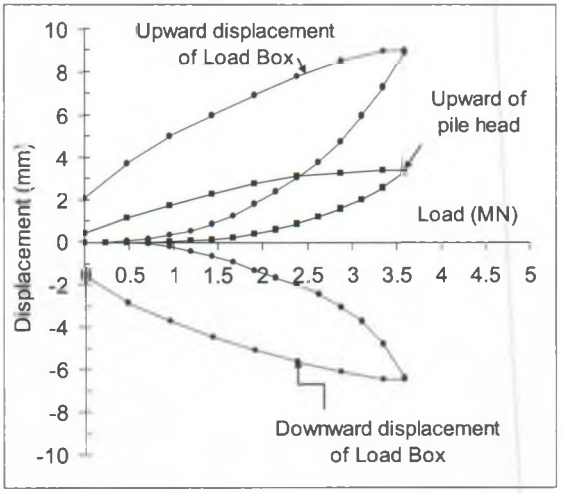


Hình 3.1: Lắp đặt hộp tải trọng

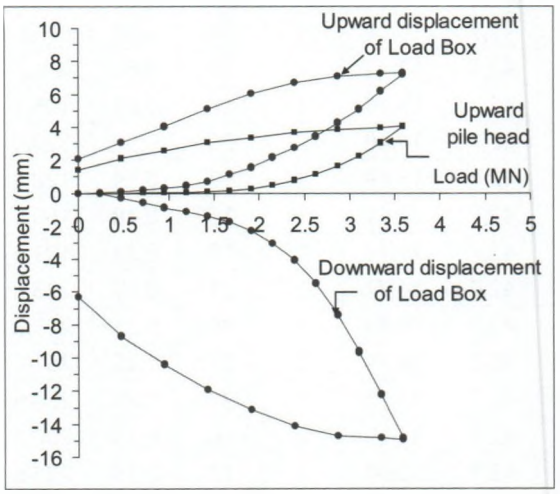
Hình 3.2: Gia tải thí nghiệm nén tĩnh

3.2. Phân tích chuyển vị

Hình 3.3 và 3.4 thể hiện kết quả chuyển vị lên, xuống tại hộp load box và chuyển vị đầu cọc của 2 cọc thí nghiệm. Theo đó, chuyển vị xuống của mũi cọc T1B là -6,47 mm, cọc T8B là 14,9 mm, trong trường hợp này cọc T8B độ lún nhiều hơn có thể do ảnh hưởng của lắng đọng lớp mùn khoan ở đáy cọc trong quá trình thi công. Chuyển vị lên tại hộp load box là của cọc T1B bằng 9,00 mm, lớn hơn của cọc T8B bằng 7,28 mm, do cọc T8B có chiều dài cọc trong đất nhiều hơn, giá trị ma sát thành bên có cao hơn. Chuyển vị trồi lên của đầu cọc được ghi nhận được lớn nhất là 3,58 mm và 4,03 mm tương ứng của cọc T1B và T8B.



Hình 3.3 : Biểu đồ P-S của cọc T1B



Hình 3.4 : Biểu đồ P-S của cọc T8B

4. PHÂN TÍCH PCA VÀ HỒI QUY TUYẾN TÍNH

Lý thuyết xác định ma sát thành bên đơn vị.

Đối với cọc trong đất dính: $q_s = \alpha.S_u$ (1)

Trong đó: α - Hệ số dính bám; S_u - Sức kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa).

Đối với đất rời xác định q_s theo phương pháp Reese and O'Neill (1998) [1]:

$q_s = \beta.\sigma_v$ < 0,19 MPa với 0,25 ≤ β ≤ 1,2. (2)

Số liệu phân tích PCA và hồi quy tuyến tính:

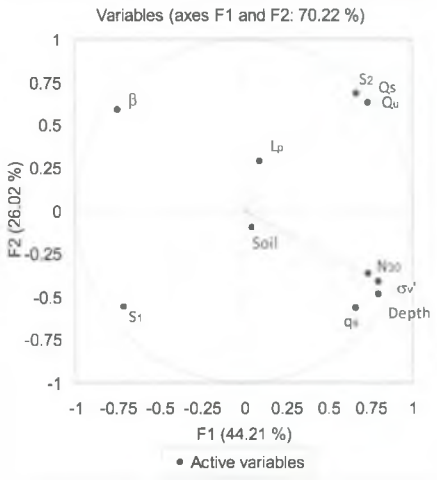
Bảng 4.1. Các tham số cho phân tích PCA và hồi quy tuyến tính

No	Lp	Depth	Soil	N_{30}	b	s_v'	S_u	a	qs	P	Qu	S_1	S_2
1	27,7	1,5	1	4	1,05	15,0	-	-	10	0	0	0	0
2	27,7	3,19	1	8	1,07	21,6	-	-	15	239,1	478,2	0	0
3	27,7	4,16	1	11	1,07	29,4	-	-	40	478,2	956,4	-0,015	0,065
4	27,7	6,11	1	12	0,95	45,0	-	-	50	717,3	1434,6	-0,06	0,165
5	27,7	6,61	2	4	0,90	52,8	0,02	0,55	10	956,4	1912,8	-0,21	0,32
6	27,7	8,40	2	5	0,85	62,3	0,03	0,55	20	1195,5	2391	-0,435	0,515
7	27,7	9,01	2	13	0,79	71,8	0,07	0,55	40	1434,6	2869,2	-0,655	0,85
8	27,7	10,41	2	14	0,77	71,8	0,08	0,55	40	1673,7	3347,4	-0,915	1,245
9	27,7	13,21	2	15	0,71	95,3	0,08	0,55	50	1912,8	3825,6	-1,325	1,795
10	27,7	16,00	2	14	0,62	118,8	0,08	0,55	40	2151,9	4303,8	-1,67	2,365
11	27,7	18,37	2	50	0,47	148,0	0,28	0,49	130	2391	4782	-2,03	3,02
12	27,7	20,61	2	60	0,40	170,2	0,28	0,49	130	2630,1	5260,2	-2,46	3,785
13	27,7	22,81	2	60	0,38	183,0	0,28	0,49	130	2869,2	5738,4	-3,095	4,765
14	27,7	24,27	2	60	0,34	195,7	0,28	0,49	130	3108,3	6216,6	-3,765	5,97
15	27,7	27,20	2	60	0,26	221,2	0,28	0,49	130	3347,4	6694,8	-4,85	7,335
16	27,7	29,41	2	80	0,25	246,7	0,28	0,49	130	3586,5	7173	-6,47	9,005
17	27,7	29,99	2	80	0,25	251,4	0,28	0,49	130	0	0	0	0
18	42,7	1,50	1	80	1,02	21,6	0,00	0,00	0	239,1	478,2	-0,03	0,025
19	42,7	3,42	1	8	1,05	33,2	0,00	0,00	0	478,2	956,4	-0,275	0,075
20	42,7	4,87	1	10	0,96	44,7	0,00	0,00	40	717,3	1434,6	-0,575	0,175
21	42,7	6,31	1	12	0,89	56,3	0,00	0,00	50	956,4	1912,8	-0,885	0,3
22	42,7	8,49	2	5	0,79	67,9	0,03	0,55	20	1195,5	2391	-1,12	0,45
23	42,7	10,43	2	5	0,71	88,4	0,03	0,55	20	1434,6	2869,2	-1,42	0,7
24	42,7	11,09	1	15	0,69	88,5	-	-	60	1673,7	3347,4	-1,75	1,13
25	42,7	11,36	1	14	0,68	91,2	-	-	50	1912,8	3825,6	-2,29	1,55
26	42,7	11,42	2	15	0,68	91,2	0,08	0,55	50	2151,9	4303,8	-3,065	2,165
27	42,7	12,70	2	18	0,63	106,1	0,10	0,55	60	2391	4782	-4,09	2,74
28	42,7	14,40	2	20	0,58	120,9	0,11	0,55	60	2630,1	5260,2	-5,52	3,44
29	42,7	15,69	1	17	0,54	128,4	-	-	70	2869,2	5738,4	-7,455	4,245
30	42,7	17,51	1	16	0,48	160,0	-	-	80	3108,3	6216,6	-9,7	5,08
31	42,7	21,14	1	19	0,38	191,6	-	-	70	3347,4	6694,8	-12,275	6,2
32	42,7	24,77	1	21	0,29	223,1	-	-	60	3586,5	7173	-14,93	7,28
33	42,7	26,59	1	30	0,25	223,2	-	-	60				
34	42,7	28,24	1	21	0,25	251,9	-	-	60				
35	42,7	31,53	1	27	0,25	280,6	-	-	70				
36	42,7	33,19	1	16	0,25	280,7	-	-	70				
37	42,7	33,94	1	17	0,25	295,6	-	-	70				
38	42,7	35,44	1	20	0,25	320,9	-	-	80				
39	42,7	37,69	1	60	0,25	346,4	0,28	0,49	90				
40	42,7	39,50	1	60	0,25	423,9	0,28	0,49	100				
41	42,7	41,13	1	60	0,25	423,9	0,28	0,49	100				

Các dữ liệu bao gồm: Chiều dài cọc L_p (m), độ sâu lớp đất (m), loại đất 1 - đất rời và 2 - đất dính, N_{30} - chỉ số SPT (lần), hệ số β, ứng suất hữu hiệu σ_v', sức kháng cắt S_u, hệ số α, sức bên đơn vị q_s (kPa) của các lớp đất, P (kN) - tải trọng thí nghiệm một chiều, Sức chịu tải tổng cả hai chiều của cọc - Q_u (kN), chuyển vị lên và xuống của cọc tại load box: S_1, S_2 (mm).

Kết quả phân tích PCA các yếu tố ảnh hưởng đến sức chịu tải của cọc bằng phần mềm XLSTAT thu được biểu đồ như *Hình 4.1*. Từ đường tròn biểu diễn mối quan hệ giữa các biến có thể chia thành 2 nhóm có quan hệ với nhau, nhóm 1: q_s, N_{30}, σ_v', β, Depth; nhóm biến 2: Q_u, Q_s, S_1, S_2 có mối quan hệ với nhau để làm cơ sở xây dựng phương trình hồi quy đa biến tuyến tính.

Phân tích hồi quy tuyến tính: Việc thiết lập mối quan hệ giữa các biến bằng phương trình hồi quy tuyến tính đánh giá bởi hệ số tương quan R^2 và hệ số xác định Pr với yêu cầu các hệ số của phương trình hồi quy có nghĩa khi Pr < 0,05. Những phương trình hồi quy có hệ số tương quan R^2 nhỏ sẽ bị loại, đồng thời hệ số xác định của các biến trong phương trình được thiết lập với Pr>0,05 cũng bị loại.



Hình 4.1: Biểu diễn kết quả phân tích PCA

Phương trình xác định sức kháng bên đơn vị $q_s = f(N_{30},\beta,s_v')$:

$q_s = 141{,}018 + 0{,}905.N_{30} - 125{,}133\ \beta - 0{,}167.s_v'$ ($R^2 = 0{,}794$) (3)

Bảng 4.2. Hệ số của mô hình phương trình (3)

Source	Value	Standard error	t	Pr > |t|
Intercept	141,018	18,955	7,440	< 0,0001
N_{30}	0,905	0,128	7,079	< 0,0001
b	-125,133	19,895	-6,290	< 0,0001
s_v'	-0,167	0,046	-3,628	0,001

Kết quả kiểm định phương trình với mức độ tin cậy 95% so với giá trị q_s từ tính toán theo tiêu chuẩn cho phương trình 3 như *Hình 4.2*.

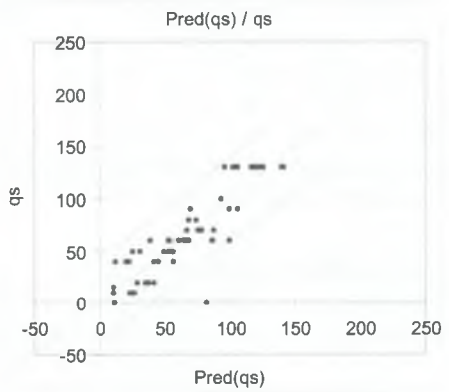
Phương trình xác định sức kháng bên đơn vị $q_s = f(\alpha,S_u)$:

$q_s = 52{,}544 + 375{,}673.S_u - 73{,}199.\alpha$ ($R^2 = 0{,}817$) (4)

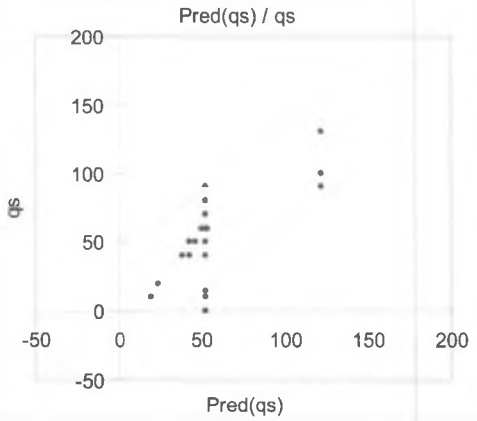
Bảng 4.3. Hệ số của mô hình phương trình (4)

Source	Value	Standard error	t	Pr > |t|
Intercept	52,544	3,597	14,606	< 0,0001
Su	375,673	24,546	15,305	< 0,0001
a	-73,199	12,238	-5,981	< 0,0001

Kết quả kiểm định phương trình với mức độ tin cậy 95% so với giá trị q_s từ tính toán theo tiêu chuẩn cho phương trình 4 như *Hình 4.3*.



Hình 4.2: Biểu diễn kiểm thử mức tin cậy 95% của phương trình (3)



Hình 4.3: Biểu diễn kiểm thử mức tin cậy 95% của phương trình (4)

Phương trình xác định sức chịu tải thân cọc $Q_s = f(S_2)$:

$Q_s = 830{,}238 - 401{,}49S_2$ ($R^2 = 0{,}947$) (5)

Bảng 4.4. Hệ số của mô hình phương trình (5)

Source	Value	Standard error	t	Pr > |t|
Intercept	830,238	71,435	11,622	< 0,0001
S_2	401,490	20,411	19,670	< 0,0001

Kết quả kiểm định phương trình với mức độ tin cậy 95% so với giá trị Q_u từ tính toán theo tiêu chuẩn cho phương trình 5 như *Hình 4.4*.

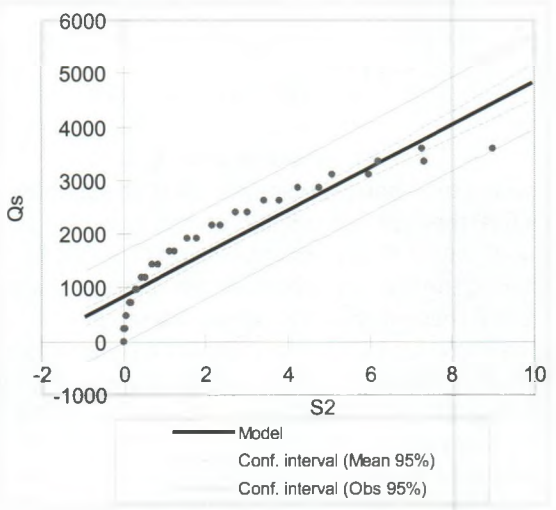
Phương trình xác định sức chịu tải tổng $Q_u = f(S_1,S_2)$:

$Q_u = 1088{,}76 - 615{,}699S_1 + 857{,}939S_2 + 93{,}313.S_1.S_2$ ($R^2 = 0{,}947$) (6)

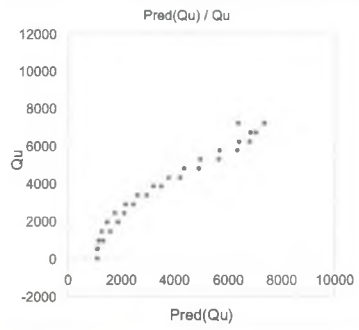
Bảng 4.5. Hệ số của mô hình phương trình (6)

Source	Value	Standard error	t	Pr
Intercept	1088,761	107,329	10,144	< 0,0001
S_1	-615,499	64,059	-9,608	< 0,0001
S_2	857,939	46,285	18,536	< 0,0001
S_1*S_2	93,313	9,792	9,529	< 0,0001

Kết quả kiểm định phương trình với mức độ tin cậy 95% so với giá trị Q_u từ tính toán theo tiêu chuẩn cho phương trình 6 như *Hình 4.5*.



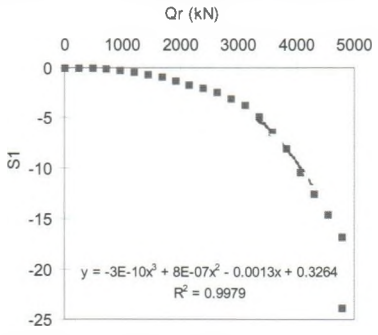
Hình 4.4: Biểu diễn kiểm thử mức tin cậy 95% của phương trình (6)



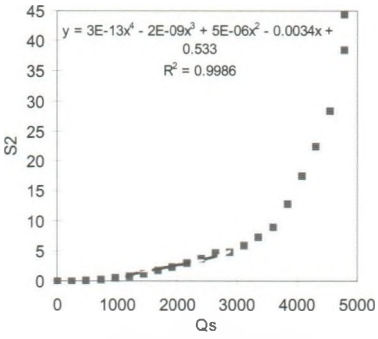
Hình 4.5: Biểu diễn kiểm thử mức tin cậy 95% của phương trình (7)

Nhận xét: Phương trình (3) đến (6) có kết hệ số tương quan R^2 ở mức cao cho thấy mối tương quan tốt giữa biến phụ thuộc cần xác định là q_s (kPa), Q_s và Q_u (kN) với các biến phụ thuộc, đồng thời hệ số xác định của tất cả các biến độc lập đều ở mức tốt Pr < 0,05 nên các phương trình hồi quy có nghĩa.

Hình 4.6 và 4.7 thể hiện kết quả phân tích hồi quy phi tuyến cho sức kháng mũi và sức kháng bên của cọc.



Hình 4.6: Hồi quy phi tuyến Q_r-S_1



Hình 4.7: Hồi quy phi tuyến Q_s-S_2

Phương trình hồi quy phi tuyến xác định sức kháng mũi y_1 = Qr (kN) theo chuyển vị S_1 (x) của mũi cọc:

$y_1 = -3E - 10.x^3 + 8E - 7.x^2 - 0{,}0013.x - 0{,}3264$ ($R^2 = 0{,}9979$) (7)

Phương trình hồi quy phi tuyến xác định sức kháng bên y_2 = Qs (kN) theo chuyển vị S_2 (x) của thân cọc:

$y_2 = -3E - 13.x^4 - 2E - 9.x^3 + 5E - 6.x^2 + 0{,}0034.x + 0{,}533$ ($R^2 = 0{,}9979$) (8)

Biểu đồ *Hình 4.6* cho thấy rằng sức kháng mũi sẽ có xu hướng tăng dần và không có dấu hiệu mũi cọc bị phá hoại, điều này cũng phù hợp với kết quả của (Fellenius 2017 [5]). Còn theo biểu đồ *Hình 4.7* thì sức kháng thành bên tăng dần với chuyển vị tăng và có xu hướng sẽ phá hoại khi tải trọng tác dụng vượt quá sức ma sát bên của cọc.

5. KẾT LUẬN

- Bài báo đã trình bày một trường hợp sử dụng phương pháp thí nghiệm nén tĩnh hai chiều (phương pháp Osterberg) cho cọc khoan nhồi trên sông đem lại những tiện ích cho dự án về việc không dùng đối trọng, an toàn và tăng nhanh tiến độ.

- Thí nghiệm đo được cho cọc khoan nhồi D1200 với sức chịu tải 7,173 kN với các chuyển vị xuống tại hộp tải trọng là -6,47 mm và 14,9 mm, chuyển vị lên tại hộp là 9,00 mm và 7,28 mm tương ứng cho cọc T1N và T8N, lưu ý rằng đây cũng chưa phải là sức chịu tải cực hạn của cọc.

- Phân tích PCA cho sức kháng của cọc với các biến độc lập, phân tích hồi quy tuyến tính xác định ma sát thành bên đơn vị $q_s = f(N_{30}, \beta, s_v')$ phương trình (3) và $q_s = f(\alpha, S_u)$ phương trình (4).

- Phương trình hồi quy đa biến xác định tổng sức chịu tải thành bên của cọc $Q_s = f(S_2)$ (5) và xác định sức chịu tải tổng cộng theo chuyển vị của mũi và thân cọc $Q_u = f(S_1, S_2)$ (6).

- Xây dựng phương trình hồi quy phi tuyến bậc 3 cho mối quan hệ giữa sức kháng dưới hộp tải trọng Q_r và chuyển vị xuống S_1 như phương trình (7) và phương trình (8) bậc 4 cho quan hệ giữa sức kháng bên Q_s và chuyển vị lên của thân cọc S_2.

Tài liệu tham khảo

[1]. AASHTO LRFD. (2017), *Bridge Design Specifications*.

[2]. ASTM D1143. (1994), *Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.*

[3]. Benali, A., et al. (2013), *Principal component analysis and neural networks for predicting the pile capacity using SPT.*, International Journal of Engineering and Technology 5(1): 162.

[4]. Benali, A., et al. (2017), *Prediction of axial capacity of piles driven in non-cohesive soils based on neural networks approach*, Journal of Civil Engineering and Management 23(3): 393-408.

[5]. Fellenius, B. (2017), *Basics of foundation design*, Lulu.com.

[6]. Fox, G. A. and R. Metla (2005), *Soil property analysis using principal components analysis, soil line, and regression models*, Soil Science Society of America Journal 69(6): 1782-1788.

[7]. Hai, N. and D. Dao (2013), *Non-Conventional Pile Loading Tests in Vietnam*, DEP 20(25): 30.

[8]. Kooch, Y., et al. (2008), *The use of principal component analysis in studying physical, chemical and biological soil properties in southern Caspian forests (north of Iran)*, Pakistan Journal of Biological Sciences 11(3): 366-372.

[9]. Zhao, J. B., et al. (2012), *Analysis of Principal Component-Application of SVM Model in Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Static Pressure Pipe Pile*, Applied Mechanics and Materials, Trans Tech Publ.

Ngày nhận bài: 06/01/2022
Ngày chấp nhận đăng: 22/02/2022
Người phản biện: PGS. TS. Hoàng Phương Hoa
TS. Trần Đình Quảng