

Phân tích sức chịu tải của cọc khoan nhồi theo lý thuyết và theo thí nghiệm PDA tại khu vực Cần Thơ

Lê Bá Vinh^{1,2,*}, Phạm Xuân Trung³, Tô Lê Hương^{1,2}

¹ Bộ môn Địa Cơ – Nền Móng, Khoa Kỹ thuật Xây Dựng, Trường Đại học Bách Khoa Tp.HCM

² Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh

³ Trung tâm Kiểm định & Quy hoạch Xây dựng Cần Thơ

TỪ KHOÁ

Cọc khoan nhồi
Sức chịu tải của cọc
Ma sát thân cọc
Sức kháng mũi
Thí nghiệm PDA

TÓM TẮT

Bài báo này trước hết trình bày tổng quát các phương pháp tính toán khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi thông qua các chỉ tiêu cơ lý đất nền, cường độ đất nền, theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT, và phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation, ngoài ra còn có phương pháp xác định khả năng chịu tải thực tế của cọc khoan nhồi từ thí nghiệm thử động biến dạng lớn PDA. Qua việc phân tích cụ thể khả năng chịu tải của cọc tại các công trình ở khu vực Cần Thơ, có thể rút ra sự phù hợp của các phương pháp xác định khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi ở khu vực này.

KEYWORDS

Bored pile
Load bearing capacity of piles
Skin friction
End bearing capacity
PDA test

ABSTRACT

This paper presents the methods to calculate load bearing capacity of bored piles by the physico-mechanical characteristics, shear strength parameters, SPT values of soil, and a finite element method by Plaxis 3D Foundation software. Also, there is PDA test to calculate the load bearing capacity of bored piles in situ. Based on the determination of load bearing capacity of bored piles of many projects in Can Tho area, the appropriate method of determining the load bearing capacity of bored piles in this area can be proposed.

1. Giới thiệu

Hiện nay, mật độ xây dựng các công trình nhà cao tầng, giao thông ở thành phố Cần Thơ đã và đang phát triển mạnh. Khi xây dựng các công trình này, đặc biệt là tại khu vực đất yếu ở thành phố Cần Thơ với tầng đất chịu lực nằm ở rất sâu, do đó móng cọc là phương án tối ưu nhất so với các phương án móng khác. Vì vậy trong tính toán thiết kế xây dựng các công trình sử dụng kết cấu móng cọc, việc xác định chính xác sức chịu tải của cọc có ý nghĩa quyết định chất lượng xây dựng công trình móng cọc. Tuy nhiên giữa các phương pháp tính toán theo lý thuyết [1,2,3,4] có sự sai lệch rất lớn, cũng như có sự sai khác lớn giữa các kết quả tính toán theo lý thuyết so với thí nghiệm hiện trường. Cho nên việc nghiên cứu, phân tích để lựa chọn phương pháp xác định sức chịu tải của cọc cho phù hợp với địa chất Cần Thơ là vấn đề cần thiết.

2. Các phương pháp xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi theo lý thuyết

2.1. Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền [1,2,3]

$$Q_{tc} = m(m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum m_f \cdot f_{si} \cdot l_i) \quad (1)$$

Trong đó:

m : là hệ số điều kiện làm việc;

m_R : là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc;

m_f : là hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên của cọc;

q_p : là cường độ của đất dưới mũi cọc;

f_{si} : là cường độ của đất bên thân cọc.

2.2. Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền [1,2,3]

Sức chịu tải cực hạn của cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (2)$$

Sức kháng do ma sát thân cọc:

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i \quad (3)$$

Trong đó:

f_{si} : là lực ma sát đơn vị ở giữa lớp đất thứ i tác dụng lên cọc;

Sức kháng mũi cọc:

$$Q_p = A_p q_p \quad (4)$$

Trong đó :

q_p : là cường độ đất nền ở mũi cọc.

2.2.1. Sức chịu tải của đất ở mũi cọc

a. Phương pháp Terzaghi

$$q_p = 1,3cN_c + N_q \cdot \sigma'_v + \alpha \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \quad (5)$$

Trong đó :

N_c, N_q, N_γ : là các hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới mũi cọc ;

*Liên hệ tác giả: lebvinh@hcmut.edu.vn

Nhận ngày 28/07/2023, sửa xong ngày 25/10/2023, chấp nhận đăng 30/10/2023

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.06.2023.513>

σ'_v : là ứng suất có hiệu theo phương thẳng đứng do đất nền gây ra tại cao trình mũi cọc ;

α : là hệ số phụ thuộc vào hình dạng cọc, $\alpha = 0,3$ (đối với cọc tròn)

b. Phương pháp Meyerhof

$$q_p = cN^*_c + \sigma'_v \cdot N^*_q \quad (6)$$

Trong đó :

N^*_c, N^*_q : là các hệ số sức chịu tải đã kể đến các hệ số ảnh hưởng về hình dạng móng, độ sâu chôn móng.

c. Theo phụ lục B TCXD 205 :1998 [3]

$$q_p = cN_c + N_q \cdot \sigma'_v + \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \quad (7)$$

Trong đó :

N_c, N_φ, N_γ : là các hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất, hình dạng mũi cọc, phương pháp thi công cọc

2.2.2. Sức kháng do ma sát của đất xung quanh cọc

$$f_s = c_a + \sigma'_h \tan \varphi_a = c_a + K_s \sigma'_v \tan \varphi_a \quad (8)$$

Trong đó :

c_a : là lực dính giữa cọc và đất ;

σ'_v : ứng suất theo phương thẳng đứng do tải trọng của cọc đất ;

K_s : hệ số áp lực ngang của đất ;

φ_a : góc ma sát giữa cọc và đất nền.

2.3. Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả SPT

2.3.1. Tính theo công thức Meyerhof [2,3]

$$Q_u = A_p q_p + A_s f_s \quad (9)$$

Trong đó :

$q_p = 120 \cdot N$ cho cọc nhồi (kPa), với N là chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng 1D dưới mũi cọc và 4D trên mũi cọc.

$f_s = N_{ib}$ cho cọc nhồi (kPa), với N_{ib} là chỉ số SPT trung bình dọc thân cọc trong phạm vi lớp đất rời.

2.3.2. Tính theo công thức Nhật Bản [2,3]

$$Q_u = 3Q_a \quad (10)$$

$$Q_a = \frac{1}{3} \left[\alpha N_p A_p + u \left(0.2 \sum_{i=1}^n N_{si} L_{si} + \sum_{j=1}^m N_{cj} L_{cj} \right) \right] \quad (11)$$

Trong đó :

N_p : chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc;

N_{si} : chỉ số SPT trung bình của lớp đất rời i bên thân cọc;

L_{si} : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời i;

N_{cj} : chỉ số SPT trung bình của lớp đất dính j bên thân cọc;

L_{cj} : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính j;

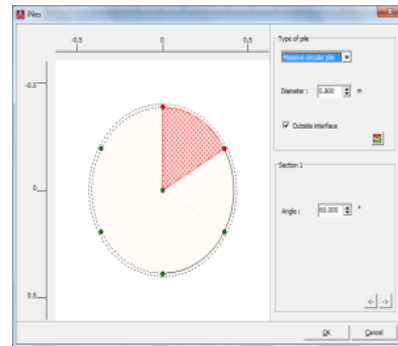
α hệ số phụ thuộc phương pháp thi công cọc, $\alpha = 15$ cho cọc nhồi.

2.3.3. Tính theo công thức Schmertmann [4]

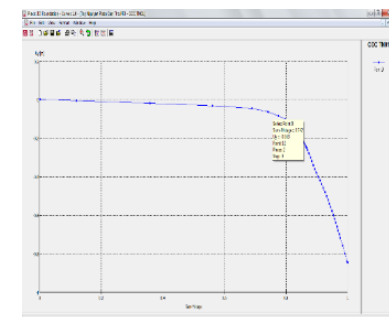
Schmertmann đề nghị công thức xác định sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo kết quả thí nghiệm SPT như biểu thức (9) trong đó sức kháng do ma sát thân cọc f_s và sức kháng mũi q_p được lập thành bảng tra sẵn cho từng loại đất khác nhau.

2.4. Xác định sức chịu tải của cọc theo phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation

Phần mềm Plaxis 3D foundation là một chương trình phần tử hữu hạn được nhiều nước trên thế giới dùng để giải quyết các bài toán về móng, công trình giao thông, công trình cảng, đường thủy, phần ngầm các công trình xây dựng và các công trình ngầm tương tác với đất. Sau khi thiết lập tổng thể bài toán xác định sức chịu tải của cọc, khai báo tiết diện cọc như Hình 1 và chạy phân tích ta có biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị của cọc như Hình 2. Từ đó có thể tính được sức chịu tải của cọc.



Hình 1. Khai báo tiết diện cọc.



Hình 2. Biểu đồ quan hệ tải trọng - chuyển vị trên Plaxis.

3. Phương pháp xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi theo thí nghiệm PDA [2,5,6,7]

Nguyên lý của phương pháp thử động biến dạng lớn và thiết bị phân tích đóng cọc PDA dựa trên nguyên lý truyền sóng ứng suất trong bài toán va chạm của búa và cọc, với đầu vào là các số liệu đo gia tốc và biến dạng thân cọc dưới tác dụng của quả búa như Hình 3. Tiến hành phân tích thời gian thực đối với hình sóng dựa trên lý thuyết truyền sóng ứng suất trong thanh cứng và liên tục do va chạm dọc trục tại đầu cọc gây ra. Để đánh giá khả năng chịu tải của cọc bằng phương pháp thử động biến dạng lớn, phổ biến có các phương pháp: phương pháp Case, phương pháp Capwap, v.v...

Phạm vi áp dụng phương pháp PDA: Phương pháp PDA là phương pháp thử nghiệm không phá hủy, nhanh chóng, nhằm đảm bảo

cọc này vẫn đáp ứng về điều kiện làm việc sau khi thử. Ưu và nhược điểm của phương pháp PDA: Phương pháp này có thể xác định khá chính xác vị trí và mức độ khuyết tật trên thân cọc; xác định sức chịu tải của cọc. Phương pháp này áp dụng tốt cho cọc khoan nhồi, còn với các cọc bê tông cốt thép đúc sẵn có nhiều đoạn và mỗi nối thì cần có lưu ý khi xác định sức chịu tải của cọc.



(a) Các đầu đo thí nghiệm PDA (b) Thí nghiệm PDA ngoài hiện trường
Hình 3. Các đầu đo (a) và thí nghiệm PDA ngoài hiện trường (b)

4. Phân tích, xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi cho các công trình thực tế ở khu vực Cần Thơ [8]

Bảng 1. Số liệu địa chất của công trình cầu Mỹ Hoà Tây.

Lớp đất	Chiều sâu (m)		Bề dày (m)	Mô tả lớp đất	Chỉ số sét I_L	Dung trọng (γ_w) kN/m ³	Lực dính (C) kN/m ²	Góc ma sát (φ) độ	Chỉ số SPT N
	Từ	Đến							
1	3,6	34	30,4	Bùn sét lẫn bụi, trạng thái chảy	1,24	16,2	4,8	3,8	1
2	34	39	5	Bùn sét pha, trạng thái chảy	1,08	17,7	4,1	5,1	3
3	39	54,1	15,1	Cát pha sét	0,3	19	7,2	20,25	30
4	54,1	55,7	1,6	Sét pha trạng thái dẻo cứng, nửa cứng	0,54	19,1	14	9,3	12
5	55,7	66,3	10,6	Cát pha sét	0,3	19	7,2	20,25	30
6	66,3	68	1,7	Sét pha nhẹ, trạng thái dẻo mềm	0,55	19,1	12,9	9,5	16

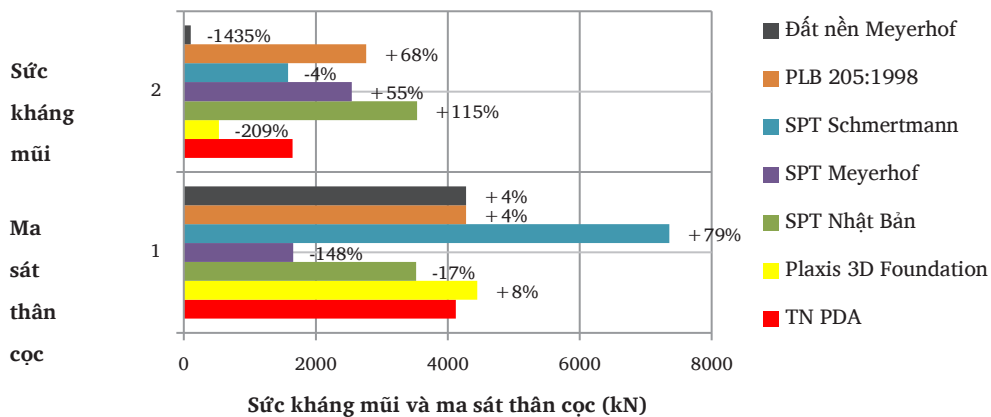
Từ kết quả tính toán sức chịu tải của cọc theo các phương pháp lý thuyết khác nhau và theo phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation thiết lập biểu đồ so sánh các phương pháp tính toán sức kháng mũi và ma sát thân cọc so với thí nghiệm PDA cho

Trong phần này, sử dụng số liệu địa chất của các công trình có áp dụng cọc khoan nhồi ở các khu vực đất yếu Cần Thơ để tiến hành tính toán sức kháng mũi và ma sát thân cọc theo các phương pháp tính toán lý thuyết khác nhau. Ngoài ra, thí nghiệm PDA ngoài hiện trường thu được các kết quả là sức chịu tải của cọc, sức kháng mũi và ma sát thân cọc. Từ đó có thể so sánh, đánh giá kết quả của các phương pháp tính toán lý thuyết khác nhau. Tiến hành đi sâu phân tích cho 3 công trình sau đây ở khu vực Cần Thơ.

4.1. Công trình cầu Mỹ Hoà Tây

Công trình sử dụng cọc khoan nhồi D = 1000 mm, chiều dài cọc 55 m. Địa chất thuộc loại sét, sét pha trạng thái chảy đến cứng, xen kẽ là các lớp cát pha. Mức nước ngầm cách mặt đất tự nhiên là -3,6 m. Số liệu địa chất của công trình cầu Mỹ Hoà Tây được thể hiện trong Bảng 1.

công trình Cầu Mỹ Hoà Tây như Hình 4. Phần trăm chênh lệch của kết quả tính theo các phương pháp này và kết quả thí nghiệm PDA cũng được thể hiện trên các biểu đồ.



Hình 4. Biểu đồ so sánh các phương pháp tính toán sức chịu mũi và ma sát thân cọc so với thí nghiệm PDA cho công trình cầu Mỹ Hoà Tây.

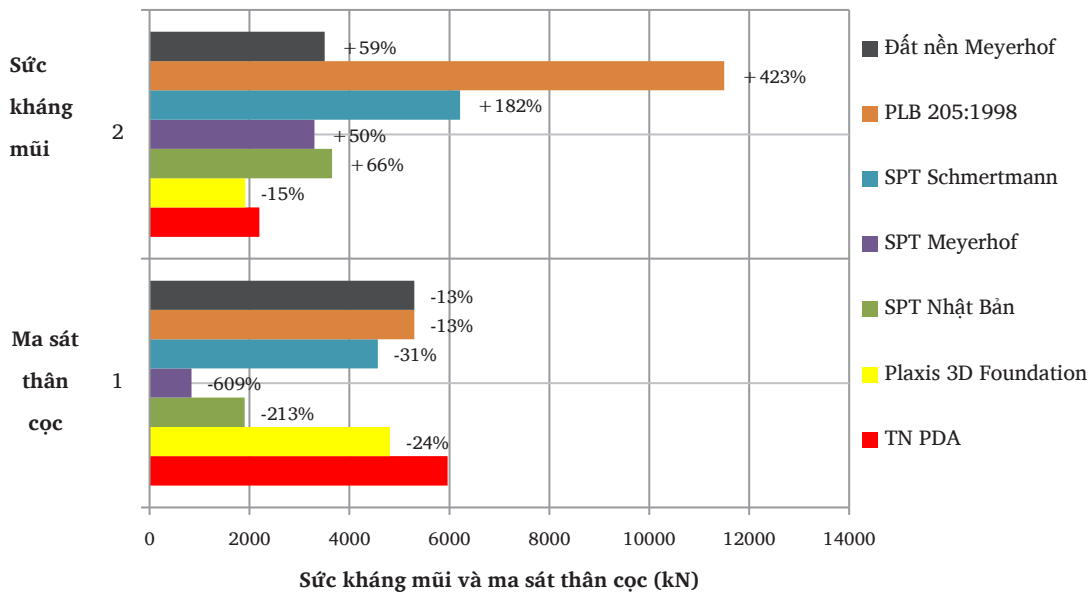
4.2. Công trình cầu Vòng

Công trình sử dụng cọc khoan nhồi D = 1000 mm, chiều dài cọc 49 m. Địa chất thuộc loại sét trạng thái dẻo chảy đến cứng, xen kẽ là các lớp cát hạt nhỏ, chặt vừa. Mực nước ngầm cách mặt đất tự nhiên là -2,5 m. Số liệu địa chất của công trình cầu Vòng được thể hiện trong Bảng 2.

Từ kết quả tính toán sức chịu tải của cọc theo các phương pháp lý thuyết khác nhau và theo phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation thiết lập biểu đồ so sánh các phương pháp tính toán sức kháng mũi và ma sát thân cọc so với thí nghiệm PDA cho công trình Cầu Vòng như Hình 5.

Bảng 2. Số liệu địa chất của công trình cầu Vòng.

Lớp đất	Chiều sâu (m)		Bề dày (m)	Mô tả lớp đất	Chỉ số sét I _L	Dung trọng (γ _w) kN/m ³	Lực dính (C) kN/m ²	Góc ma sát (φ) độ	Chỉ số SPT N
	Từ	Đến							
K2b	0	1,4	1,4	Sét màu xám, dẻo cứng đến nửa cứng	0,22	19,2	35,3	12,93	5
1	1,4	29,6	28,2	Bùn sét màu xám đen	1,37	17,1	10,4	6,25	2
2	29,6	32,5	2,9	Cát bụi lẫn bột, chặt vừa	-	18,4	5,1	34	15
3	32,5	44,2	11,7	Sét, màu nâu trạng thái dẻo chảy, dẻo mềm	0,84	17,3	19,3	9	9
5	44,2	47,7	3,5	Sét cát, trạng thái nửa cứng	0,15	19,7	43,4	22,92	26
6	47,7	57,5	9,8	Cát hạt nhỏ, chặt vừa	-	18,9	4,9	35	31
7	57,5	63	5,5	Sét màu nâu, trạng thái rất cứng	< 0	20,9	77	22	50



Hình 5. Biểu đồ so sánh các phương pháp tính toán sức chịu mũi và ma sát thân cọc so với thí nghiệm PDA cho công trình cầu Vòng.

4.3. Công trình cầu Ba Láng

Công trình sử dụng cọc khoan nhồi D = 1500 mm, chiều dài cọc 71 m. Địa chất thuộc loại sét trạng thái dẻo mềm, xen kẽ là các lớp

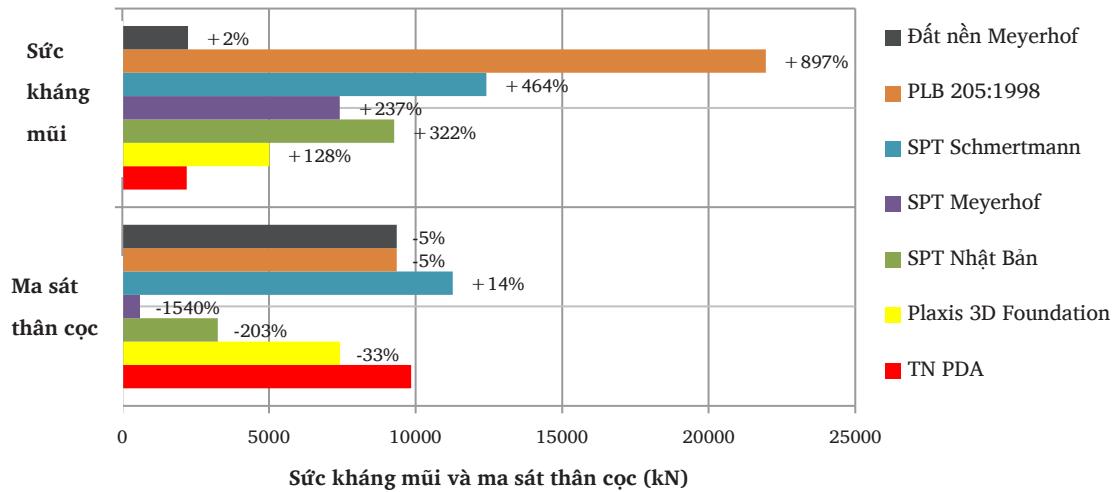
cát hạt nhỏ, trạng thái chặt vừa đến rất chặt. Mực nước ngầm cách mặt đất tự nhiên là -2,5 m. Số liệu địa chất của công trình cầu Ba Láng được thể hiện trong Bảng 3.

Bảng 3. Số liệu địa chất cầu Ba Láng.

Lớp đất	Chiều sâu (m)		Bề dày (m)	Mô tả lớp đất	Chỉ số sệt I_L	Dung trọng (γ_w) kN/m ³	Lực dính (C) kN/m ²	Góc ma sát (φ) độ	Chỉ số SPT N
	Từ	Đến							
1	0,0	14,2	14,2	Bùn sét màu xám nâu, xám xanh	1,58	16	6,2	3,32	2
2	14,2	36,2	22	Sét dẻo mềm màu xám xanh	0,75	18,1	9,47	6,13	6
3	36,2	54,2	18	Sét dẻo mềm màu xám nâu	0,6	18,4	10,1	7,05	8
4	54,2	69,5	15,3	Sét pha dẻo mềm	0,7	18,9	10,85	8,14	9
5	69,5	72,5	3	Cát hạt nhỏ trạng thái chặt vừa	-	19,84	4,58	29	25
6	72,5	84,5	12	Cát hạt nhỏ trạng thái chặt - rất chặt	-	19,91	4,45	30	35

Từ kết quả tính toán sức chịu tải của cọc theo các phương pháp lý thuyết khác nhau và theo phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation thiết lập biểu đồ so sánh các phương pháp

tính toán sức kháng mũi và ma sát thân cọc so với thí nghiệm PDA cho công trình cầu Ba Láng như Hình 6.



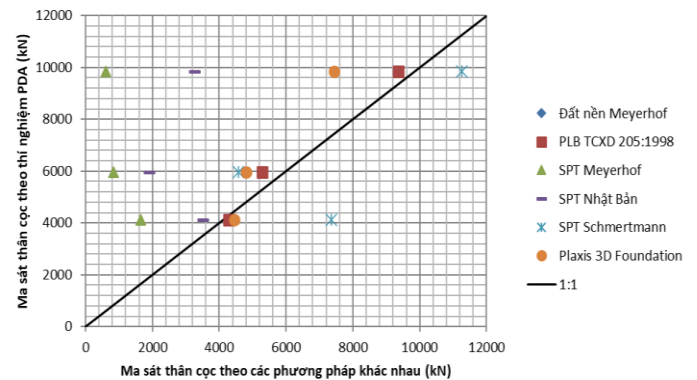
Hình 6. Biểu đồ so sánh các phương pháp tính toán sức chịu mũi và ma sát thân cọc so với thí nghiệm PDA cho công trình cầu Ba Láng.

4.4. So sánh kết quả tính toán sức kháng do ma sát thân cọc theo các phương pháp khác nhau và theo thí nghiệm PDA

Tổng hợp kết quả xác định sức kháng do ma sát thân cọc theo thí nghiệm PDA và theo các phương pháp khác nhau cho các công trình khác nhau ở Cần Thơ được thể hiện trên biểu đồ Hình 7. Có thể thấy cách tính toán sức kháng do ma sát thân cọc theo phương pháp cường độ đất nền và Plaxis 3D Foundation cho kết quả gần sát với kết quả thu được từ thí nghiệm PDA. Các phương pháp khác cho kết quả sai lệch rất lớn so với thí nghiệm PDA:

- Sức kháng do ma sát thân cọc tính theo chỉ tiêu cường độ đất nền có sai số từ 4 % đến 13 %
- Sức kháng do ma sát thân cọc tính theo SPT công thức Meyerhof có sai số rất lớn từ 148 % đến 1540 %
- Sức kháng do ma sát thân cọc tính theo SPT công thức Schertmann có sai số trong khoảng 14 % đến 79 %
- Sức kháng do ma sát thân cọc tính theo SPT công thức Nhật Bản có sai số trong khoảng 17 % đến 213 %

- Sức kháng do ma sát thân cọc tính theo Plaxis 3D Foundation có sai số trong khoảng 8 % đến 33 %



Hình 7. Biểu đồ so sánh sức kháng do ma sát thân cọc cho các công trình khác nhau, tính theo các phương pháp khác nhau, và theo thí nghiệm PDA.

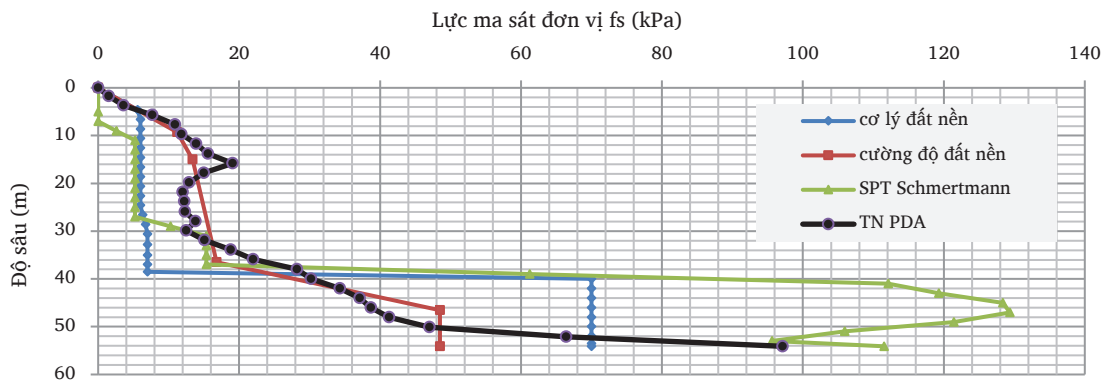
4.5. Sức kháng ma sát đơn vị theo chiều sâu

Trong phần này phân tích sức kháng ma sát đơn vị của cọc theo các phương pháp tính toán lý thuyết khác nhau, so sánh với kết quả thí nghiệm PDA ngoài hiện trường cho 2 công trình sau đây:

4.5.1. Công trình cầu Mỹ Hòa Tây

Trong công trình này, tiến hành xác định sức kháng ma sát đơn vị của cọc theo các phương pháp chỉ tiêu cơ lý đất nền, cường độ đất

nền, SPT công thức Schmertmann. Từ đó thiết lập biểu đồ so sánh sự phân bố theo chiều sâu của sức kháng ma sát đơn vị của cọc theo các phương pháp tính toán lý thuyết so với thí nghiệm PDA như Hình 8. Có thể thấy sự phân bố sức kháng ma sát đơn vị của các phương pháp tính toán theo độ sâu có sự khác biệt với thí nghiệm PDA. Ở các độ sâu 10 m, 25 m, 45 m nhận thấy phương pháp tính theo cường độ đất nền cho kết quả gần sát với thí nghiệm PDA. Hai phương pháp kia cho ra các kết quả có sự sai lệch lớn.



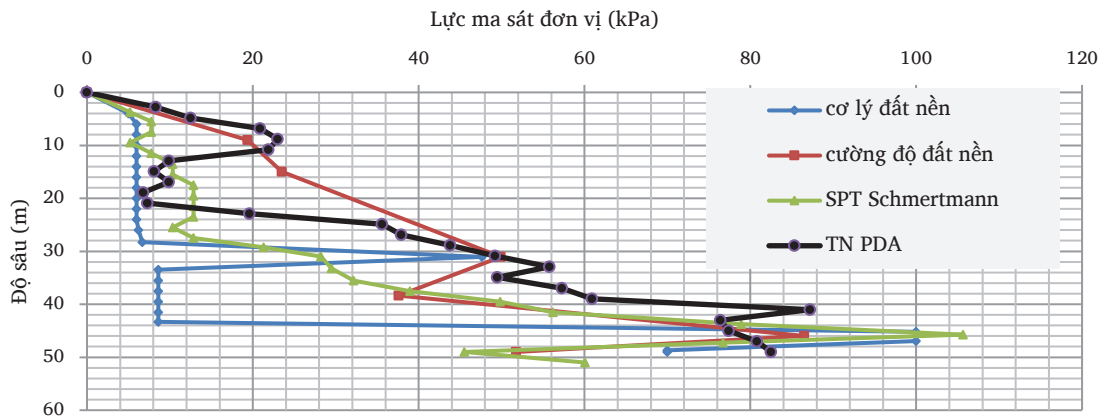
Hình 8. Biểu đồ so sánh sức kháng ma sát đơn vị theo chiều sâu cho công trình cầu Mỹ Hòa Tây.

4.5.2. Công trình cầu Vồng

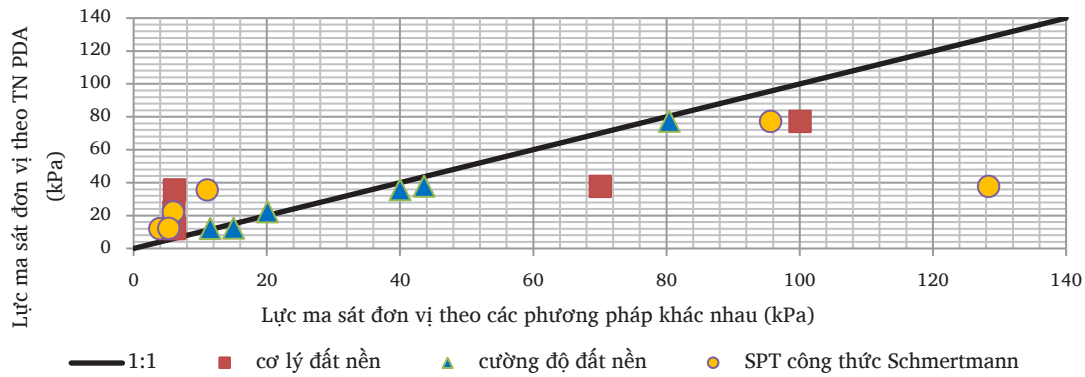
Trong công trình này, cũng xác định sức kháng ma sát đơn vị của cọc theo các phương pháp chỉ tiêu cơ lý đất nền, cường độ đất nền, SPT công thức Schmertmann. Từ biểu đồ so sánh sự phân bố theo chiều sâu của sức kháng ma sát đơn vị của cọc theo các phương pháp tính toán lý thuyết so với thí nghiệm PDA như Hình 9 có thể thấy sự phân bố sức kháng ma sát đơn vị của các phương pháp tính toán theo độ sâu có sự khác biệt với thí nghiệm PDA. Ở các độ sâu 10 m, 25 m, 45 m phương pháp tính theo cường độ đất nền cho kết quả cũng gần sát với thí

thí nghiệm PDA, còn hai phương pháp kia cho các kết quả có sự sai lệch rất lớn.

Tổng hợp kết quả sức kháng ma sát đơn vị của cọc ở các độ sâu cho các công trình theo kết quả thí nghiệm PDA và theo các phương pháp khác nhau được thể hiện ở Hình 10. Từ biểu đồ cho thấy phương pháp tính toán theo cường độ đất nền cho kết quả gần sát với thí nghiệm PDA, sai số tương đối thấp từ 4 % đến 22 %. Hai phương pháp còn lại có khoảng sai số chênh lệch khá lớn. Phương pháp tính theo cơ lý đất nền có sai số từ 29 % đến 485 %. Phương pháp tính theo chỉ số SPT công thức Schmertmann có sai số từ 24 % đến 278 %.



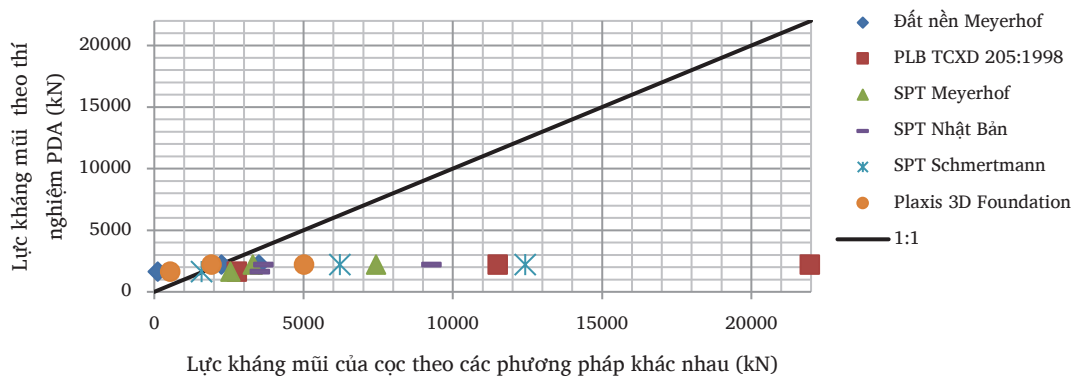
Hình 9. Biểu đồ so sánh sức kháng ma sát đơn vị theo chiều sâu cho công trình Cầu Vồng.



Hình 10. Biểu đồ so sánh sức kháng ma sát đơn vị của cọc ở độ sâu 10 m, 25 m, 45 m cho các công trình theo các phương pháp khác nhau so với thí nghiệm PDA.

4.6. Sức kháng mũi

Lấy kết quả thí nghiệm PDA ở hiện trường làm chuẩn, sức kháng mũi của cọc tính theo lý thuyết sẽ được so sánh với sức kháng mũi có được từ thí nghiệm PDA theo biểu đồ ở Hình 11.



Hình 11. Biểu đồ so sánh sức kháng mũi của cọc cho các công trình theo các phương pháp khác nhau so với thí nghiệm PDA.

Nhận xét:

- Sức kháng mũi của cọc tính theo chỉ tiêu cường độ đất nền công thức Meyerhof có khoảng sai số rất lớn từ 2 % đến 1440 %
- Sức kháng mũi của cọc tính theo phụ lục B TCXD 205:1998 có sai số từ 68 % đến 897 %
- Sức kháng mũi của cọc tính theo SPT công thức Meyerhof có sai số từ 50 % đến 237 %
- Sức kháng mũi của cọc tính theo SPT công thức Schertmann có khoảng sai số rất lớn từ 4 % đến 464 %
- Sức kháng mũi của cọc tính theo SPT công thức Nhật Bản có sai số từ 66 % đến 322 %
- Sức kháng mũi của cọc tính theo Plaxis 3D Foundation có sai số từ 15 % đến 209 %

Qua các phương pháp trên, nhận thấy tất cả các phương pháp tính toán sức kháng mũi đều có sai số tương đối lớn so với kết quả thí nghiệm PDA ngoài hiện trường.

5. Kết luận

Từ các kết quả phân tích, xác định sức chịu tải của cọc khoan nhồi ở khu vực Cần Thơ cho phép rút ra một số kết luận như sau:

- Cách tính toán sức kháng do ma sát thân cọc theo chỉ tiêu cường độ đất nền và cách mô phỏng bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation cho kết quả gần sát với kết quả thu được từ thí nghiệm PDA, với chênh lệch lần lượt là (4-13) %, và (8-33) %. Các phương pháp khác cho kết quả sai lệch rất lớn so với thí nghiệm PDA.

- Sức kháng ma sát đơn vị của đất ở thân cọc tính theo chỉ tiêu cường độ đất nền gần như phù hợp với kết quả thu nhận được từ thí nghiệm PDA, với chênh lệch thấp từ 4 % đến 22 %. Với các phương pháp tính toán theo chỉ tiêu cơ lý đất nền hay tính theo chỉ số SPT công thức Schmertmann thì có sự chênh lệch rất lớn.

- Các phương pháp tính toán sức kháng mũi theo lý thuyết đều có kết quả chênh lệch tương đối lớn so với kết quả thí nghiệm PDA ngoài hiện trường.

Lời cảm ơn

Chúng tôi xin cảm ơn Trường Đại học Bách Khoa, ĐHQG-HCM đã hỗ trợ cho nghiên cứu này.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Châu Ngọc Ân (2011). *Nền móng*. Nhà Xuất bản Đại học Quốc gia TP.Hồ Chí Minh.
- [2]. Võ Phán - Hoàng Thế Thao (2010). *Phân tích và tính toán móng cọc*. Nhà Xuất bản Đại học Quốc gia TP.Hồ Chí Minh.
- [3]. TCXD 205:1998 *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*.
- [4]. Vũ Công Ngữ - Nguyễn Thái (2004). *Móng cọc - Phân tích và thiết kế*. Nhà Xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.
- [5]. Braja M.Das (1993). *Principles of Soil Dynamics*. PWS-KENT Publishing Company.
- [6]. Braja M. Das (1990), *Principles of Foundation Engineering*, PWS-KENT Publishing Company.
- [7]. J. E. Bowles (1988), *Foundation Analysis and Design*, The McGraw-Hill Companies.
- [8]. Phạm Xuân Trung (2013). *Phân tích xác định khả năng chịu tải của cọc ép và cọc khoan nhồi theo lý thuyết và theo thí nghiệm hiện trường tại khu vực Cần Thơ*. Luận văn Thạc sĩ. Trường Đại học Bách khoa TP.HCM.