

Phân tích hiệu quả cọc có phụt vữa thân cọc bằng phương pháp load – transfer

Lại Văn Quy^{1,2}, Nguyễn Đăng Khoa³, Trần Quốc Việt^{1,2}, Nguyễn Hoàng Huy^{1,2}, Châu Đại Dương^{1,2}, Ngô Nguyễn Hào Kiệt^{1,2}

¹ Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại Học Bách Khoa TP.HCM

² Đại Học Quốc Gia TP.Hồ Chí Minh

³ Khoa Kỹ thuật Công trình, Trường Đại học Lạc Hồng, Biên Hoà, Đồng Nai

TỪ KHÓA

Cọc phụt vữa thân cọc
Cọc khoan nhồi
Thí nghiệm thử tải full-scale
Phương pháp load-transfer
Thành phố Hồ Chí Minh

TÓM TẮT

Bài báo đề xuất một phương pháp đơn giản trong phân tích ứng xử của cọc có phụt vữa thân cọc cũng như đánh giá hiệu quả của cọc có phụt vữa thân cọc. Phương pháp đề xuất dựa trên nguyên lý của phương pháp load-transfer kết hợp với công thức xác định sức chịu tải thân cọc có phụt vữa thân cọc. Các trường hợp thử tải hiện trường của cọc khoan nhồi có đường kính lớn (có và không có phụt vữa thân cọc) ở thành phố Hồ Chí Minh được đưa vào phân tích. Kết quả phân tích của phương pháp đề xuất được kiểm chứng với kết quả thử tải hiện trường. Với sự tương đồng giữa kết quả phân tích từ mô hình và kết quả thử tải hiện trường, bài báo mở rộng phân tích đánh giá ảnh hưởng của việc phụt vữa thân cọc đến sức chịu tải cọc có phụt vữa thân cọc khi cọc được thay đổi chiều dài và đường kính cọc. Kết quả và phương pháp tính của bài báo có thể là một tài liệu tham khảo tốt giúp người kỹ sư trong việc tính toán, thiết kế ban đầu khi sử dụng cọc có phụt vữa thân cọc

KEYWORDS

Shaft-grouted pile
Bored pile
Full-scale pile load test
Load-transfer
Ho Chi Minh City

ABSTRACT

Paper proposed the simplified approach in performing and analyzing the effectiveness of shaft-grouted piles. The proposed approach was based on load-transfer mechanism cooperating with an updated equation in calculating skin resistance of shaft-grouted piles. Pile load tests in Ho Chi Minh City were used as verification cases. Comparisons between results of predictions and measures were implemented. With close-fit between prediction and measured results, the extensive investigations based on the proposed approach were obtained to examine the effectiveness of shaft-grouted technique to the bearing capacity of the investigated shaft-grouted pile by varying the diameter and length of the pile. The results and proposed approach can be a good reference for practical engineering in the initial design of shaft-grouted pile.

1. Giới thiệu

Phương pháp phụt vữa mũi cọc đối nhằm cải tăng sức chịu tải mũi cọc đối với cọc đổ tại chỗ (cụ thể như cọc khoan nhồi, cọc barrattee...) do Bolognesi và Moretto [1] đề xuất là một kỹ thuật được sử dụng rộng rãi trong vài thập kỷ qua để tăng cường sức chịu tải của cọc. Nó đã được kiểm chứng rộng rãi và được xem là một phương pháp rất hiệu quả [2-5]. Trong những năm gần đây, kỹ thuật phụt vữa mũi cọc đã được cải tiến sang kỹ thuật phụt vữa thành cọc để cải thiện khả năng chịu ma sát hông của cọc. Kỹ thuật này lần đầu tiên được đề xuất bởi Gouvenot và Gabaix [6] và đã được sử dụng ở Hồng Kông [7-8], Bangkok [9], Việt Nam [10-11].

Tại Thành phố Hồ Chí Minh, Việt Nam, việc áp dụng kỹ thuật phụt vữa được sử dụng rất rộng rãi vì nó mang lại hiệu quả cao và tiết kiệm chi phí. Nhiều công trình nổi tiếng tại Thành phố Hồ Chí Minh đã

áp dụng Kỹ thuật phụt vữa này như một phần của thiết kế và thi công móng cọc. Có công trình có áp dụng phụt vữa thân cọc để cải tiến sức chịu tải cọc có thể kể đến như tòa nhà cao nhất Việt Nam (Landmark 81 với chiều cao 469,5 m) và tòa nhà có phần sâu nhất ở Thành phố Hồ Chí Minh (Saigon Center với sáu tầng hầm). Chính vì tính phổ biến của nó, nhiều nghiên cứu đã được thực hiện liên quan đến ma sát thân cọc cực hạn của cọc phụt vữa (ví dụ, [7, 9-10, 12-14]). Tuy nhiên việc nghiên cứu phân tích ứng xử của cọc phụt vữa, cụ thể đường cong quan hệ tải trọng – độ lún tại đầu cọc, hay tải trọng dọc thân cọc còn rất hạn chế.

Phương pháp load-transfer do Seed và Reese [16] đề xuất là một phương pháp phân tích để xác định ứng xử của cọc. Mặc dù một số nhà nghiên cứu trước đây đã sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn, phương pháp phần tử biên và các thí nghiệm để nghiên cứu ứng xử của cọc (ví dụ, [17-19]), nhưng phương pháp load-transfer vẫn được

*Liên hệ tác giả: lvqui@hcmut.edu.vn

Nhận ngày 15/01/2022, sửa xong ngày 20/03/2022, chấp nhận đăng 08/09/2022

Link DOI: <https://doi.org/10.54772/jomc.05.2022.404>

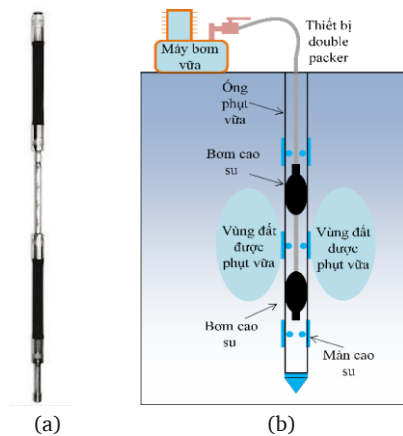
các kỹ sư sử dụng rộng rãi trong thực tế để nghiên cứu sức chịu tải của cọc (ví dụ: [20-22]). Gần đây, phương pháp load-transfer vẫn được tiếp tục phát triển để xử lý các vấn đề phức tạp về ứng xử của sức chịu tải cọc (ví dụ, [23-25]). Mặc dù vậy, vẫn chưa có nghiên cứu về phương pháp load-transfer trong phân tích ứng xử của tải trọng – độ lún, tải trọng dọc thân cọc của cọc có phụt vữa thân cọc

Do đó, trong bài báo này, một phương pháp đơn giản dựa trên nguyên lý của phương pháp load-transfer kết quả hợp với công thức xác định sức chịu tải thân cọc có phụt vữa thân cọc được nghiên cứu gần đây được đề xuất trong bài báo này để phân tích ứng xử của cọc có phụt vữa thân cọc. Các kết quả thử tĩnh của cái trường hợp cọc trong thực tế được đưa vào phân tích, kiểm chứng tính chính xác của phương pháp đề xuất. Hơn thế nữa, với kết quả kiểm chứng tốt phương pháp được đề xuất, bài báo còn áp dụng phương pháp đề xuất để mở rộng phân tích hiệu quả của cọc có phụt bằng cách thay đổi đường kính cọc và chiều dài cọc.

2. Tổng quan về cọc phụt vữa

2.1. Biện pháp phụt vữa thân cọc

Kỹ thuật phụt vữa thân cọc để tăng sức ma sát trong cọc khoan nhồi hay cọc barrette là một quy trình cải tiến từ hệ thống jet grouting thông dụng. Trong đó, một thiết bị khá quan trọng trong kỹ thuật phụt vữa thân cọc là double packer – thiết bị đóng vai trò kết nối với máy bơm vữa và thực hiện quá trình phụt vữa thân cọc (Hình 1a). Trong quá trình phụt vữa thiết bị double packer sẽ được đưa vào các ống phụt vữa với các lỗ đục sẵn – manchette (Hình 2) được lắp đặt trên lồng thép của cọc.



Hình 1. Biện pháp phụt vữa thân cọc

(a) Thiết bị double packer equipment; (b) Quá trình phụt vữa thân cọc.

Quy trình thi công của một cọc có phụt vữa thân cọc được mô tả sơ bộ như sau:

- Bước 1: Tạo hố khoan để thi công cọc
- Bước 2: Thổi rửa đáy hố khoan
- Bước 3 Lắp đặt lồng thép

Bước 4: Thổi rửa đáy hố khoan lần 2

Bước 5: Đổ bê tông

Bước 6: Quy trình phá nước

Bước 7: Quy trình phụt vữa

So với một cọc đổ tại chỗ thông thường (được thực hiện từ bước 1 đến 5 và mô tả ở Hình 3), quy trình phụt vữa thân cọc sẽ có thể bao gồm thêm hai bước chính (bước 6 và 7): phá nước và vụt vữa (Hình 1b). Quy trình phụt vữa và phá nước được thực hiện tương tự nhau. Hình ảnh minh họa cho quá trình phá nước được thể hiện ở hình 4a. Tuy nhiên thay vì nước, vữa xi măng được sử dụng để bơm vào máy đóng đôi. Kết quả là quá trình phụt vữa tạo ra một lớp vữa giữa bề mặt cọc và đất, kết quả này được mô tả ở Hình 4b thông qua chi tiết khoan lõi cọc để kiểm tra chất lượng phụt vữa.

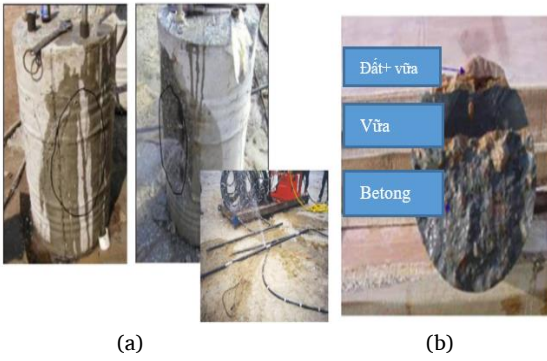
Như thường lệ, vữa bao gồm xi măng, nước và bentonit. Tỷ lệ giữa các khoáng chất trong vữa là 100 kg xi măng, 66,7 lít nước và 1,5 kg bentonit. Việc trộn vữa có thể được kiểm soát theo tiêu chuẩn BS EN 197-1 [26]. Trong thực tế, mặc dù chưa có tiêu chuẩn nào để tuân theo, nhưng khối lượng vữa trên mỗi lỗ đục sẵn (manchette) phải nằm trong khoảng 25-35 lít/m². Việc bơm vữa tại manchette được dừng lại khi đạt đến thể tích mục tiêu hoặc áp suất tối đa (thường là 4,0 MPa), tùy theo điều kiện nào đạt đến trước. Cường độ của một khối vữa (1000 cm³) ít nhất phải là 18 MPa (14 ngày) và 25 MPa (28 ngày) [13].



Hình 2. Chi tiết ống phụt vữa thân cọc được gắn vào lồng thép trên thân cọc [27].



Hình 3. Quy trình thi công cọc khoan nhồi tại chỗ thông thường [27].



Hình 4. Kết quả kiểm tra của quá trình phá nước [27].

2.2. Công thức ma sát thân cọc cọc phụt vữa

Trong thiết kế móng cọc, việc xác định sức chịu tải cực hạn (τ^f) của thân cọc có thể được dựa theo chỉ số SPT (N), thể hiện bên dưới

$$\tau^f \text{ (kPa)} = k \cdot N \tag{1}$$

Với k là hệ số tương quan.

Đối với cọc đổ tại chỗ thông thường, trong tiêu chuẩn Việt Nam về thiết kế móng cọc, giá trị k có thể xác định là 10/3 cho đất cát và 6 (với $c_u = 6,25 \text{ N}$) cho đất sét. Tuy nhiên, khi có cọc phụt vữa thân cọc, giá trị k sẽ tăng lên đại diện cho việc tăng sức chịu tải cực hạn ở thân cọc. Đã có nhiều nghiên cứu về hệ số k này cho cọc phụt vữa và được tổng hợp ở bảng 1. Trong bảng 1 cũng thể hiện một báo cáo gần đây được tổng hợp từ 16 thí nghiệm thử tải full-scale của cọc phụt vữa được thực hiện tại Thành phố Hồ Chí Minh [15] đã đề xuất hệ số tương quan trung bình (k) là 6,8 đối với đất cát và 10 đối với đất pha sét. Lưu ý rằng phương trình do Nguyễn và các cộng sự đề xuất [15] đã sử dụng chỉ số SPT đã hiệu chỉnh trong khi những người khác, như Phan và Phạm [10] và Sze và Chan [9] sử dụng giá trị SPT chưa được điều chỉnh.

Bảng 1. Giá trị k trung bình của các công trình trước đây.

STT	Nhóm nghiên cứu	Vị trí	Loại đất	Giá trị k (trung bình)
1	Nguyen et al. [13]	Hồ Chí Minh - Việt Nam	Đất cát	4,5 – 12,0 (6,8)
			Đất sét	6,0 – 18,0 (10)
2	Phan and Phạm [11]	Hồ Chí Minh - Việt Nam	Đất cát	4,4 – 9,7 (8,0)
			Đất sét	4,6 – 8,8 (8,0)
3	Sze and Chan [8]	Hong Kong	Trầm tích	3,5 – 6,0
			Đá Grainite	2,5
			Đá biến chất	1,6 – 5,0
4	Littlechild et al. [9]	Bangkok	Đất cát	2,7 – 7,6 (4,9)
			Đất sét	4,2 – 8,9 (6,6)

Trong bài báo này, hệ số tương quan k từ nghiên cứu của Nguyen et al [13] sẽ được áp dụng để xác định sức chịu tải của cọc có phụt vữa được khảo sát.

3. Phương pháp Load-transfer

3.1. Cơ sở lý thuyết load - transfer

Phương pháp load-transfer lần đầu tiên được đề xuất bởi nhóm tác giả Seed và Reese (1957) [15]. Trong đó, cọc sẽ được chia thành nhiều đoạn cọc nhỏ. Tương tác giữa cọc và đất sẽ được mô phỏng bằng tương tác của những đoạn cọc nhỏ với nền bằng mối quan hệ đơn giản giữa phân lực huy động và chuyển vị của nền đất xung quanh cọc (mối quan hệ này thường được gọi dưới tên cường độ cong t-z). Nguyên lý của phương pháp load-transfer thể hiện ở Hình 5.

Có nhiều đề xuất cho phương trình đường cong t-z, thể hiện ở công thức số (2), (3), (4). Nhiều nghiên cứu gần đây, Tirawat and Lai (2017) [28], Li và cộng sự (2016) [21] cho thấy phương trình cơ số e, phương trình số (2), cho kết quả phù hợp với thực tế. Do đó, trong bài báo này phương trình (2) sẽ được áp dụng cho mục đích phân tích cho cọc phụt vữa bằng phương pháp load - transfer.

$$\tau_{,i} = a_{,i} (1 - e^{-b_{,i} \cdot w_{,i}}) \tag{2}$$

$$\tau_{,i} = \frac{w_{,i}}{a_{,i} w_{,i} + b_{,i}} \tag{3}$$

$$\tau_{,i} = a_{,i} \left(\frac{w_{,i}}{w_{,iu}} \right)^{b_{,i}} \tag{4}$$

Trong đó:

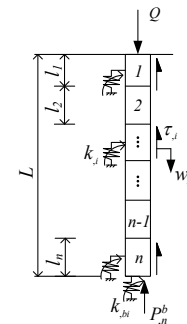
$a_{,i}, b_{,i}$ là các thông số của đường cong load-transfer cho đoạn cọc i

$w_{,i}$ chuyển vị cọc hay nền đất xung quanh đoạn cọc i

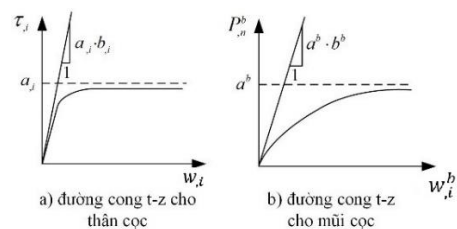
$w_{,iu}$ chuyển vị cực hạn cọc hay nền đất xung quanh đoạn cọc i

Ý nghĩa của $a_{,i}, b_{,i}$ được thể hiện ở Hình 6a. Trong đó $a_{,i}$ là giá trị lực ma sát đơn vị lớn nhất ở đoạn cọc i, $a_{,i}, b_{,i}$ là hệ số góc ban đầu của đường cong load-transfer. Tương tự như vậy, ta cũng có thể xác định mối quan hệ giữa lực và chuyển vị tại mũi cọc theo đường cong load-transfer thể hiện ở công thức số 5 và Hình 6b.

$$P_n^b = a^b (1 - e^{-b \cdot w_n^b}) \tag{5}$$



Hình 5. Cơ sở lý thuyết của phương pháp load-transfer.



Hình 6. Đường cong load-transfer thể hiện bởi phương trình mũ cơ số e.

Trong những nghiên cứu khởi đầu, các thông số a, b ở thân cọc và mũi cọc của đường cong load-transfer (đường cong t-z) được xác định từ thí nghiệm. Tuy nhiên, các thông số này cũng có thể xác định từ phương pháp giải tích của Randolph & Worth (1978) [29] như sau:

$$a_{,i} = \frac{\tau_{,i}^f}{R} \quad (6)$$

$$b_{,i} = \frac{G_{s,i}}{a_{,i} r_0 \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)} \quad (7)$$

$$a^b = \frac{p^{b,f}}{R} \quad (8)$$

$$b^b = \frac{4G_{s,b} r_0}{a^b (1 - \theta_{s,b})} \quad (9)$$

Trong đó:

r_0 : là bán kính của cọc

r_m : là khoảng cách từ cọc đến vị trí không còn ảnh hưởng bởi độ lún của cọc

$G_{s,i}, G_{s,b}$: là module đàn hồi trượt của đất xung quanh đoạn cọc i và của đất dưới mũi cọc

$\tau_{,i}^f$: lực ma sát đơn vị cực hạn của đoạn cọc thứ i

$p^{b,f}$: lực huy động cực hạn ở mũi cọc

R: hệ số có giá trị 0,85-0,9, đề xuất bởi Clough and Duncan [30]

Giá trị $\tau_{,i}^f, p^{b,f}$: có thể xác định bằng nhiều công thức. Cụ thể, trong đó theo tiêu chuẩn Việt Nam 10304 – 2014 [31], có thể xác định từ công thức (18) (19)

$$\tau_{,i}^f = \begin{cases} \alpha_{p,i} \cdot f_{l,i} C_{u,i} : \text{đất sét} \\ \frac{10}{3} \cdot N_{s,i} : \text{đất cát} \end{cases} \quad (10)$$

$$p^{b,f} = \begin{cases} 150 N_p : \text{đất cát} \\ 6 c_u : \text{đất sét} \end{cases} \quad (11)$$

α_p - là hệ số điều chỉnh cho cọc đóng

f_l - là hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc

u - là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính

$N_{s,i}$ là chỉ số SPT trong đất rời đoạn cọc i

N_p là chỉ số SPT trong đất rời dưới mũi cọc.

3.2. Thuật toán đề xuất

Sau khi xác định được các thông số của đường cong t-z ở thân cọc và mũi cọc, cụ thể trong trường hợp thông số t-z ở thân cọc là $a_{,i}$ và $b_{,i}$ được xác định từ công thức (6) và (7) cho đoạn cọc thường không có phụt vữa và số (1) cho đoạn cọc có phụt vữa thân cọc. Cho trường hợp mũi cọc, cho cả trường hợp phụt vữa và không phụt vữa thân cọc, thông số cọc a_i^b và b_i^b sẽ xác định từ công thức số (8) và (9). Tiếp theo đó ứng xử của cọc đơn sẽ được thực hiện theo lưu đồ toán học ở hình bên dưới và quá trình tính toán lặp gồm những bước như sau:

Bước 0: Chia cọc ra thành từng đoạn cọc theo lớp đất hoặc hồ sơ địa chất

Bước 1: Giả sử độ lún của đáy đoạn cọc là $w_i^b = \Delta z^b$, với $\Delta z^b = 0,001D$,

Bước 2: Tính toán sức chịu tải huy động dưới mũi cọc theo công thức (5),

Bước 3: Bắt đầu tính toán cho đoạn cọc cuối cùng $i = n$,

Bước 4: Giả sử chuyển vị tại đoạn giữa đoạn cọc bằng chuyển vị đáy đoạn cọc

Bước 5: Tính toán sức kháng ma sát bằng mối tương quan lực và

chuyển vị tại thân đoạn cọc. Cụ thể là công thức số (2).

Bước 6: Tính toán giá trị của chuyển vị tại đoạn giữa thân cọc $w_{,i}^{r,e}$ từ mối quan hệ giữa $w_{,i}$ với $w_{,i}^b$ thông qua công thức

$$w_{,i}^{r,e} = w_{,i}^b + \frac{p_i^f + 4p_i^b}{8E_p A_p} l_{i,i} \quad (12)$$

Bước 7: Kiểm tra sự tương thích giữa giá trị chuyển vị giữa thân đoạn cọc bằng giả sử và tính toán lại. Nếu $|w_{,i}^{r,e} - w_{,i}| < 10^{-6}$ thì thực hiện bước 8, nếu không thì thực hiện vòng lặp từ bước 5 đến bước 7

Bước 8: Tính toán giá trị lực và chuyển vị tại đỉnh đoạn cọc thông qua công thức

$$P_{,i}^f = P_{,i}^b + \tau_{,i} \cdot 2\tau r_0 l_i \quad (13)$$

$$w_{,i}^f = w_{,i}^b + \left(\frac{p_i^f + p_i^b}{2} \right) \frac{l_i}{E_p A_p} \quad (14)$$

Bước 9: Gán giá trị lực và chuyển vị tại đoạn cọc cuối cho đoạn công tiếp theo do sự liên tục về lực trong đoạn cọc.

$$w_{,i-1}^b = w_{,i}^f; P_{,i-1}^f = P_{,i}^f \quad (15)$$

Bước 10: Lập lại quá trình tính toán từ bước 4 cho đến bước 9 cho những đoạn cọc tiếp theo cho đến đoạn cọc tại đỉnh cọc bằng việc tăng giá trị i

Bước 11: Lưu lại giá trị lực và chuyển vị tại đỉnh cọc

Bước 12: Lập lại quá trình tính toán từ bước 4 cho đến bước 11 bằng cách tăng giá trị mũi cọc lên một lượng theo công thức bên dưới cho đến khi $w_{,i}^b \geq 0.1D$

$$w_{,i}^b = w_{,i}^b + \Delta w^b \quad (16)$$

Bước 13: Vẽ mối quan hệ giữa lực và chuyển vị đầu cọc, giá trị mà cần thiết xác định trong thí nghiệm thử tĩnh cọc

Lưu ý rằng: từ mối quan hệ giữa lực dọc xác định tại từng đoạn cọc, chúng ta có thể xác định được sự phân bố lực theo độ sâu có nhắc đến trong phần thử tĩnh cọc. Các bước tính toán cũng được thể hiện bằng lưu đồ ở Hình 7.

4. Kiểm chứng với công trình thực tế

4.1. Thông tin dự án

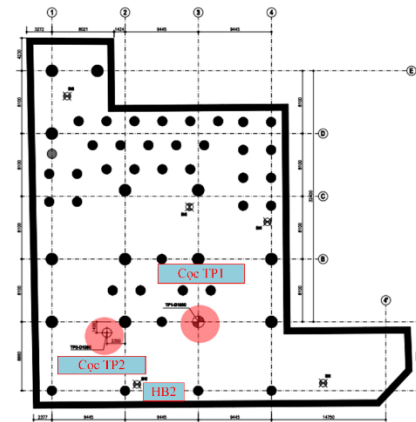
Tòa nhà Friendship Tower nằm trên đường Lê Duẩn. Tòa nhà có 21 tầng nổi và 4 tầng hầm. Mặt bằng công trình được thể hiện ở Hình 8, với hai cọc thử nghiệm (TP1 và TP2) sẽ được dùng là cơ sở để phân tích trong bài báo này. Trong đó, cọc TP1 là cọc khoan nhồi và TP2 là cọc phụt vữa. Hồ sơ địa chất và chi tiết của hai cọc được thể hiện trong Hình 9. Địa chất khu vực này bao gồm trầm tích phù sa với các lớp đất cát và đất sét xen kẽ.

Chi tiết hơn, cọc thử TP1 có đường kính 1,5m; dài 80,2m. Với mục đích thử nghiệm, cọc này được thiết lập với thiết bị đo biến dạng ở 10 cấp (Hình 8b). Thành phần đất tại hố khoan gần nhất với cọc thí nghiệm TP1 (tên gọi BH2), cũng được thể hiện trên hình 9, được sử dụng cho mục đích phân tích trong bài báo này. Sức chịu tải thiết kế của TP1 là 1500 tấn, trong khi tải trọng thử nghiệm tối đa lớn hơn hai lần so với sức chịu tải thiết kế là 3000 tấn. Có hai giai đoạn của quá trình gia tải cho TP1. Lần gia tải đầu tiên có tải trọng tối đa là 1500 tấn và lần thứ hai có tải trọng tối đa là 3000 tấn. Cọc TP2 có đường kính 1,2 m; dài 65,2m. Cọc được phụt vữa từ độ sâu -42 m đến -64,2 m

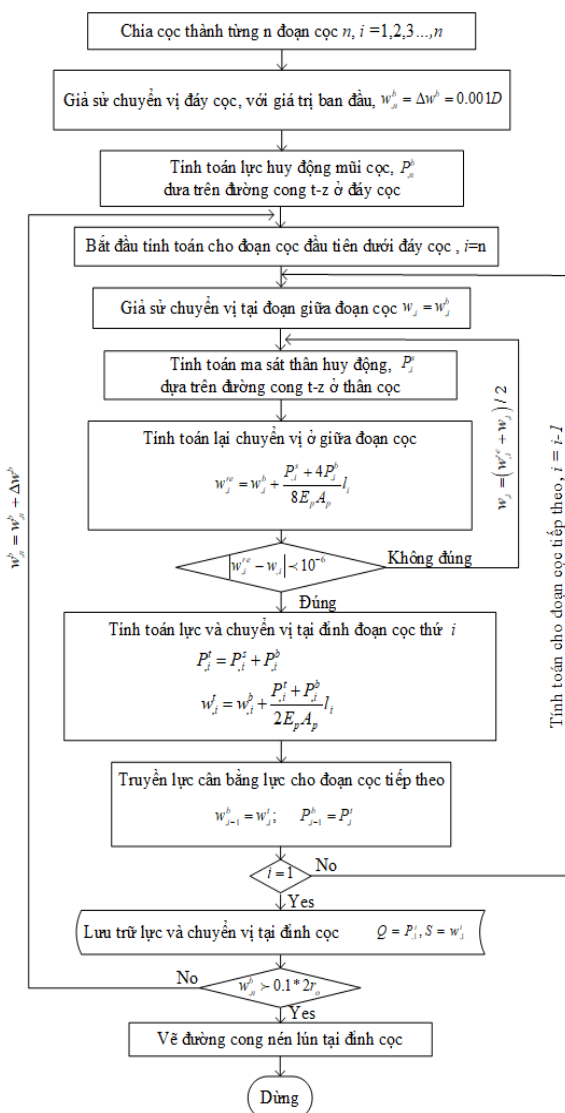
(Hình 8c). Sức chịu tải thiết kế là 1050 tấn. Thử tải tối đa lớn hơn khoảng ba lần so với sức chịu tải thiết kế tức là 3150 tấn. Có ba cấp độ tải trọng theo giai đoạn cho TP2 lần lượt bằng 1050 tấn, 2100 tấn và 3150 tấn. Đồng hồ đo lực ứng suất được lắp đặt dọc theo TP2 cho mục đích quan sát (xem Hình 8c). So với TP1, TP2 có đường kính nhỏ hơn, chiều dài ngắn hơn, sức chịu tải thiết kế thấp hơn. Mục đích của hai cuộc thử nghiệm quy mô lớn này là để chứng minh rằng việc gia cố cọc nhỏ hơn bằng kỹ thuật phụt vữa (tức là TP2) có thể cho ra cùng sức chịu tải tối đa (khoảng 3000 tấn) so với cọc khoan nhồi truyền thống lớn hơn (tức là TP1). Do đó đây là một tài liệu đáng quý và được sử dụng trong các nghiên cứu gần đây [33, 34]. Trong quá trình thử tải cho 2 cọc này, tiêu chuẩn TCVN 9393: 2012 [35] đã được áp dụng cho quá trình thử tải hiện trường.



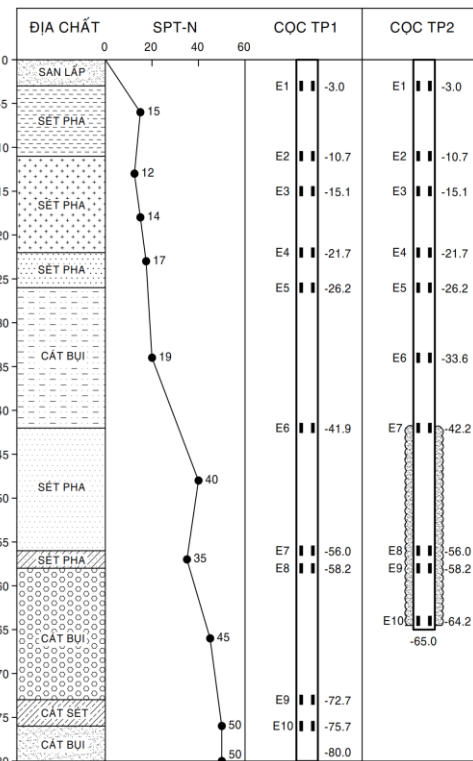
Hình 8. Vị trí dự án phân tích.



Hình 9. Vị trí cọc thử tĩnh TP1 (D1500) và TP2 (D1200) [32].



Hình 7. Lưu đồ xác định đường cong quan hệ chuyển vị và lực tại đỉnh cọc và lực phân bố dọc cọc.

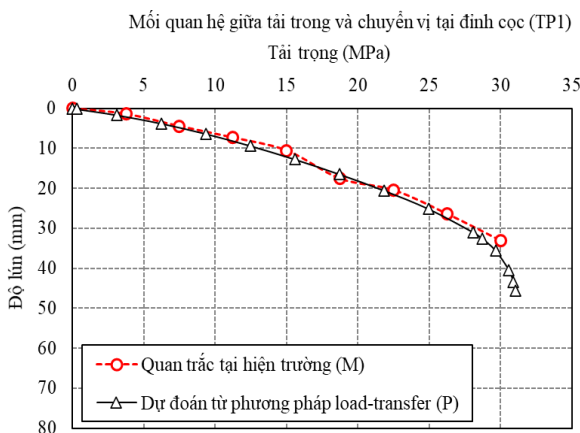


Hình 10. Sơ đồ cọc thử tĩnh, cao độ bố trí strain gauge và địa chất [32].

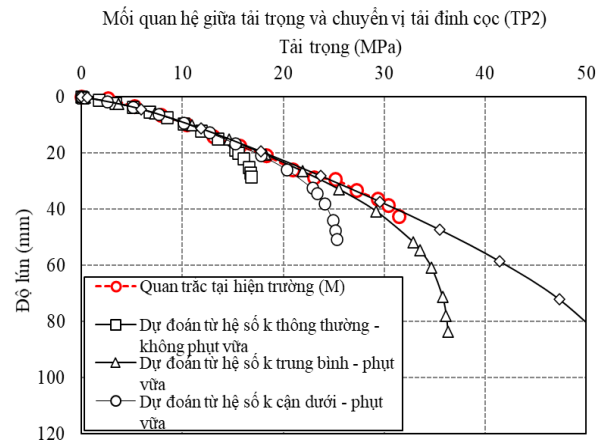
4.2. Kết quả và thảo luận

Phương pháp load-transfer được đề xuất trong bài báo này trước tiên sẽ được kiểm chứng để chứng minh tính chính xác thông qua việc so sánh kết quả tính toán và kết quả quan trắc tại hiện trường của cọc khoan nhồi không phụt vữa TP1. Kết quả so sánh được trình bày trong Hình 10. Các kết quả tải trọng - độ lún trong Hình 10 cho thấy đường cong nén lún tại đỉnh cọc dự đoán từ phương pháp load-transfer cho kết quả rất chính xác so với các kết quả quan trắc, đo đạc từ kết quả thử tĩnh hiện trường. Lưu ý rằng độ lún dự đoán lớn hơn một chút so với độ lún đo được. Dưới tải trọng thiết kế (1500 tấn), độ lún thực tế là 10,5 mm và độ lún dự đoán là 12,1 mm. Với mức tải gấp hai lần tải trọng thiết kế (3000 tấn), chúng lần lượt là 33,03 mm và 37,1 mm. Sự chênh lệch này gần như ko đáng kể. Từ kết quả kiểm chứng này, việc áp dụng vào phân tích cho cọc khoan nhồi có phụt vữa sẽ tăng thêm tính thuyết phục từ phương pháp load-transfer được đề xuất.

Hình 11 trình bày sự so sánh giữa đường cong tải trọng - độ lún dự đoán và thực tế của cọc phụt vữa TP2. Do có sử dụng biên pháp phụt vữa, nên việc dự đoán sức kháng thân của TP2 đã trở nên phức tạp hơn. Để có thể thảo luận về sự khác biệt chi tiết giữa các đường cong nén lún từ các phương trình được sử dụng để xác định ma sát thân cọc phụt vữa, tất cả các đường cong tải trọng-độ lún dự đoán được thực hiện trong Hình 11. Cần lưu ý rằng phương trình tổng quát để xác định sức chịu tải cực hạn của cọc khoan nhồi truyền thống (TP1) (cụ thể là phương trình 10 và 11) không thể được sử dụng để dự đoán ứng xử của cọc phụt vữa TP2. Để chứng minh điều đó, việc dự đoán đường cong nén lún cho cọc phụt vữa từ hệ số k của cọc không phụt vữa cũng được thể hiện ở Hình 11. Mặc dù giai đoạn đầu của đường cong tải trọng - độ lún trong nghiên cứu khá gần với kết quả đo đạc được, nhưng sức chịu tải cực hạn tính toán của cọc khác xa so với ứng xử thực tế của TP2. Do đó kết luận rằng việc kết hợp giữa thuật toán load-transfer được đề xuất và giá trị k dành cho cọc phụt vữa thông thường sẽ không dự đoán được đường cong nén lún của cọc phụt vữa.



Hình 11. So sánh mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị đỉnh cọc từ phương pháp load-transfer đề xuất và kết quả quan trắc cho cọc TP1.



Hình 12. So sánh mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị đỉnh cọc từ phương pháp load-transfer đề xuất và kết quả quan trắc cho cọc TP2.

Phương trình được đề xuất gần đây dựa trên giá trị SPT để xác định ma sát thân cọc cực hạn của cọc phụt vữa của Nguyen và cộng sự [13] được sử dụng trong bài báo để so sánh (xem phương trình 1 và Bảng 1). Hình 11 cho thấy ba giá trị k được đề xuất bao gồm k tối thiểu, k trung bình và k tối đa. Kết quả đã chỉ ra rằng giá trị tối thiểu của hệ số k cho ra kết quả đường cong tải trọng - độ lún bé hơn so với các kết quả thực tế. Trong khi đó, kết quả trong hai trường hợp k trung bình và tối đa tương đối khớp với nhau. Với tải trọng thiết kế (1050 tấn), độ lún thực tế là 10 mm và độ lún dự đoán là 9,6 mm (k trung bình) và 9,55 mm (k tối đa). Khi tải trọng tăng lên 2100 tấn, các giá trị này là (25,87 mm; thực tế), (25,00 mm; k trung bình), và (24,1 mm; k tối đa), trong khi đối với 3150 tấn, chúng là (42,6 mm; 47 mm và 40,4 mm). Điều thú vị là không có sự khác biệt ở phần đầu của các đường cong tải trọng-độ lún đối với bốn giá trị k. Và giá trị k trung bình cho giá trị chính xác với kết quả quan trắc ở hiện trường. Do đó, có thể kết luận rằng thuật toán dự đoán đường cong nén lún được đề xuất, kết hợp với giá trị k được đề xuất cho cọc phụt vữa của Nguyen và cộng sự [13] hoàn toàn có thể áp dụng để phân tích, dự đoán đường cong nén lún cho cọc có phụt vữa thân cọc. Bên cạnh đó, việc sử dụng giá trị k trung bình cho kết quả khá tương đồng với thực tế quan trắc.

4.3. Mở rộng phân tích

Việc sử dụng 2 cọc khác nhau (TP1 và TP2) để đánh giá hiệu quả thực tế của cọc khoan nhồi có phụt vữa thân cọc, đôi khi vẫn chưa cho thấy cái nhìn rõ ràng hơn về hiệu quả của cọc khoan nhồi có phụt vữa. Nên trong mục này bài báo sẽ sử dụng phương pháp load-transfer được đề xuất để so sánh cho trường hợp là cọc TP2 và TP3 (trong đó cọc TP3 có đường kính 1,2 m và chiều dài 65 m, không phụt vữa thân cọc. Mục tiêu mục này là đánh giá sức chịu tải cực hạn của cọc phụt vữa và không phụt vữa cùng 1 chiều dài L và cùng đường kính. Từ đó cho thấy được hiệu quả rõ ràng hơn của cọc có phụt vữa thân cọc.

Bảng 2. Kết quả tính toán độ lún đầu cọc cho cọc TP2 và TP3 bằng phương pháp load-transfer được đề xuất.

Cọc TP2		Cọc TP3	
Tải trọng (Tấn)	Độ lún đầu cọc (mm)	Tải trọng (Tấn)	Độ lún đầu cọc (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00
0,37	0,20	0,17	0,11
3,65	2,38	1,72	1,16
7,30	5,80	3,44	2,59
10,95	10,18	5,17	4,33
14,60	15,19	6,89	6,42
18,25	20,61	8,61	8,85
21,90	26,47	10,33	11,62
25,55	32,99	12,05	14,72
29,21	40,76	13,78	18,28
32,86	51,64	15,50	22,80
33,59	54,72	15,84	23,98
34,68	60,76	16,36	26,15
35,78	71,16	16,88	29,53
36,14	77,96	17,05	31,48
36,32	83,70	17,13	32,95

Cụ thể hơn cọc TP3 đường kính 1200 m chiều dài 65m và không phụt vữa (cọc được tính toán lựa chọn, dựa trên mô hình cọc TP1 chiều dài và đường kính cọc được giảm xuống để tương đồng với cọc TP1, phục vụ cho việc so sánh đánh giá).

Kết quả của việc dự đoán tải trọng và độ lún đầu cọc của cả cọc TP2 và TP3 được thể hiện ở Bảng 2 và Hình 12. Để thuận tiện cho việc đánh giá, so sánh giữa cọc TP2 và TP3, tiêu chí về sức chịu tải cực hạn sẽ được lựa chọn để phân tích. Do đó trong phần tiếp theo, sức chịu tải cực hạn của cọc TP2 và TP3 sẽ được dự đoán bằng hai phương pháp – dựa trên độ lún giới hạn và dựa trên kết quả tính toán giải tích. Từ các kết quả tính toán, hiệu quả của cọc TP2 (cọc có phụt vữa) so với cọc TP3 (cọc không phụt vữa) sẽ được đánh giá.

4.3.1. Xác định sức chịu tải cực hạn của cọc theo độ lún giới hạn

Theo TCVN 10304:2014 sức chịu tải cực hạn của cọc từ kết quả thí nghiệm thử tính được xác định theo độ lún S.

$$S = \xi S_{gh} + S_e \tag{17}$$

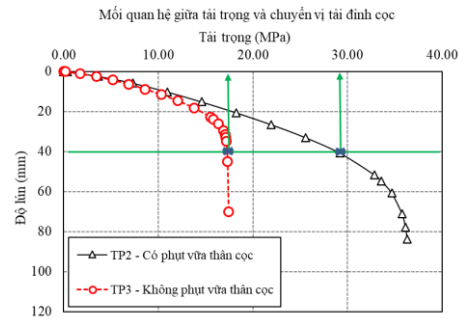
S_{gh} là độ lún giới hạn trung bình của móng nhà hoặc công trình cần thiết kế S_{gh} = 10 cm theo Mục 1, phụ lục E, TCVN 10304: 2014 [31].

S_e là biến dạng đàn hồi của cọc từ thí nghiệm thử tính

Hệ số ξ lấy bằng 0,2 khi thử cọc với độ lún ổn định quy ước theo quy định trong TCVN 9393:2012 [35]

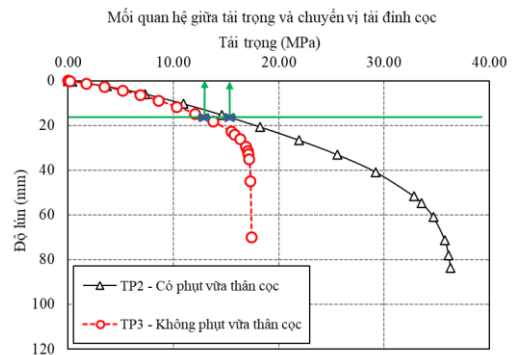
Nếu độ lún S xác định theo công thức (1) lớn hơn 40 mm thì trị riêng của sức chịu tải cực hạn của cọc R_{c,u} lấy bằng tải trọng tương ứng với độ lún S = 40 mm. Trong trường hợp này độ lún tương ứng sức chịu tải cho phép của cọc được hiểu là 40 mm. Vì vậy S_{max} = 40 mm sẽ được

lựa chọn để xác định sức chịu tải cực hạn của cọc dựa trên biểu đồ P-y.

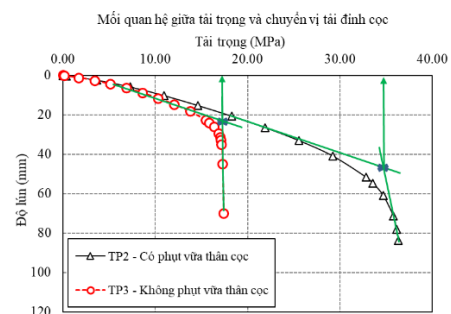


Hình 13. Xác định sức chịu tải cực hạn bằng mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị đỉnh cọc từ phương pháp load-transfer đề xuất cho cọc TP2 và TP3 theo TCVN 10304-2014.

Hình 13 thể hiện kết quả xác định sức chịu tải cực hạn của cọc phụt vữa TP2 và cọc không phụt vữa TP3 cùng chiều dài L = 65 m. Với sức chịu tải cực hạn được xác định ở độ lún là 40 mm, sức chịu tải cực hạn của cọc TP2 và TP3 lần lượt sẽ là 29 và 17. Do đó, có thể kết luận rằng sức chịu tải cực hạn của cọc TP2 khi được phụt vữa thân cọc tăng gấp 1,7 lần so với trường hợp không được phụt vữa.



Hình 14. Xác định sức chịu tải cực hạn bằng mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị đỉnh cọc từ phương pháp load-transfer đề xuất cho cọc TP2 và TP3 theo ASTM D1143.



Hình 15. Xác định sức chịu tải cực hạn bằng mối quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị đỉnh cọc từ phương pháp load-transfer đề xuất cho cọc TP2 và TP3 theo Fellenius 2001 [37].

Mở rộng hơn, trong tiêu chuẩn thí nghiệm cọc ASTM D1143 [36], sức chịu tải của cọc thường được lấy với độ lún giới hạn là 15 mm đường kính cọc. Từ đó sức chịu tải cực hạn cho cọc TP2 và TP3 là 14,6 MPa và 12,2 Mpa, Hình 14. Do đó, có thể kết luận rằng sức chịu tải cực hạn của cọc TP2 khi được phụt vữa thân cọc tăng gấp 1,2 lần so với trường hợp không được phụt vữa.

Theo phương pháp đề xuất bởi Fellenius 2001 [37], sức chịu tải của cọc thường được lấy với giao tuyến của hai đường thẳng tiếp tuyến trước và sau khi phá hoại. Từ đó sức chịu tải cực hạn cho cọc TP2 và TP3 là 34 MPa và 17 Mpa, Hình 15. Do đó, có thể kết luận rằng sức chịu tải cực hạn của cọc TP2 khi được phụt vữa thân cọc tăng gấp 2 lần so với trường hợp không được phụt vữa.

4.3.2. Tính toán sức chịu tải cực hạn theo TCVN 10304:2014

Các giá trị sức chịu tải của cọc TP2 và TP3 được tính toán dựa theo tiêu chuẩn TCVN 10304: 2014 và được trình bày ở bảng 3. Kết quả sức chịu tải của cọc TP3 tính theo TCVN 10304: 2014 là 17.22 MPa, kết quả phương pháp load-transfer đề xuất là 17,4. Kết quả của cọc TP2 ứng với thử tĩnh là hơn 30 MPa. Từ đó cũng cho thấy, sức chịu tải của cọc có phụt vữa thân cọc sẽ tăng 1,72 lần

Bảng 3. Kết quả dự đoán sức chịu tải cực hạn của cọc theo các phương pháp.

Loại cọc	Cọc không phụt vữa D1200 L = 65 m TP3		Cọc phụt vữa L D1200 L = 65 m TP2
	TCVN 10304:2014	Load-transfer đề xuất	Thử tĩnh
Sức chịu tải cực hạn (MPa)	17,22	17,4	3000

5. Kết luận

Một cách tiếp cận mới dựa trên phương pháp load - transfer đã được sử dụng để nghiên cứu ứng xử của cọc phụt vữa trong bài báo này. Phương pháp này đã được kiểm chứng bằng các thí nghiệm thử tải cọc full - scale cho cọc khoan nhồi có và không có phụt vữa thân cọc và các kết luận chính của nghiên cứu này được tóm tắt như sau:

- Nghiên cứu cho thấy mức độ chính xác giữa kết quả từ nghiên cứu so với kết quả đo được từ thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi có phụt vữa và không phụt vữa tại khu vực quận 1, Thành phố Hồ Chí Minh, Việt Nam.
- Thuật toán dự đoán đường cong nén lún tại đỉnh cọc dựa trên phương pháp load-transfer kết hợp với công thức xác định sức kháng ma sát thân cọc phụt vữa của Nguyen va cộng sự có thể được áp dụng để phân tích đường cong nén lún tải đỉnh cọc của cọc có phụt vữa thân cọc.
- Nghiên cứu cũng chỉ ra rằng, việc sử dụng cọc có phụt vữa thân cọc làm tăng khả năng chịu lực của cọc. Cụ thể, với chiều dài ngắn hơn (65 m so với 80) và đường kính nhỏ hơn (1,2 m so với 1,5 m) sức chịu tải của 2 cây cọc là như nhau và bằng 30 MPa.
- Bảng việc mở rộng phân tích cho các cọc với cùng đường kính

cọc và chiều dài cọc (cọc đường kính 1,2 dài 65 m) bằng phương pháp đề xuất cho thấy rằng cọc có phụt vữa thân cọc từ 42 m – 60 m sẽ cho sức chịu tải gấp 1,2 - 2 lần so với cọc không có phụt vữa thân cọc

• Bài nghiên cứu dựa trên thí nghiệm nén tĩnh ở khu vực quận 1, Thành Phố Hồ Chí Minh, cần có thêm những nghiên cứu ở các khu vực khác để tăng cường độ tin cậy cho phương pháp được đề xuất.

Lời cảm ơn

Nghiên cứu này được tài trợ bởi trường Đại học Bách Khoa – ĐHQG-HCM trong khuôn khổ đề tài mã số To-KTXD-2021-20.

Tài liệu tham khảo

- [1]. Bolognesi AJL, Moretto O. Stage grouting preloading of large piles on sand. In: Proceedings of 8th ICSME, Moscow, vol 2, no 1, pp 19–25, 1973.
- [2]. Thiyyakkandi S, McVay M, Bloomquist D, Lai P. Experimental study, numerical modeling of and axial prediction approach to base grouted drilled shafts in cohesionless soils. Acta Geotech 9(3):439–454, 2014.
- [3]. Dai, G., Gong, W., Zhao, X., & Zhou, X. Static testing of pile-base post-grouting piles of the Suramadu bridge. Geotechnical Testing Journal, 34(1), 34-49, 2011.
- [4]. Mullins G, Dapp S, Frederick E, Wanger V. Post grouting drilled shaft tips: phase I. Research report University of South Florida, Tampa, USA, pp 127–156, 200.
- [5]. Bruce DA. Enhancing the performance of large diameter piles by grouting. Ground Eng 19(4):9–15, 1986.
- [6]. Gouvenot, D. and Gabaix, J. A new foundation technique using piles sealed by cement grout under high pressure. In Proceedings of Offshore Technology Conference, Texas, Paper No. OTC 2310, 1975.
- [7]. Plumbridge, G.D., Littlechild, B.D., Hill, S.J. and Pratt, M. Full scale shaft grouted piles and barrettes in Hong Kong - A First. In Proceedings of the Nineteen Annual Seminar of the Geotechnical Division of the Hong Kong Institution of Engineers, Hong Kong, pp. 157-166, 2000.
- [8]. Sze, J.W.C. and Chan, K.M. Application of shaft grouting technique in deep foundations – Hong Kong experience. In proceedings of the 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, Feb 15-18, 2012, New Orleans, Louisiana, pp. 1085-1094, 2012.
- [9]. Littlechild, B.D., Plumbridge, G.D., and Free, M.W. Shaft grouted piles in sand and clay in Bangkok. In proceedings of Deep Foundations International Conference, pp. 171-178, 1998.
- [10]. Nguyen, M.H. and Fellenius, B.H. Bidirectional cell tests on not-grouted and grouted large-diameter bored piles. Journal of Geo-Engineering Sciences, IOS Press, 2(3-4) 105-117, 2015.
- [11]. Phan, V.K. and Pham, Q.D. Analysis of load bearing capacity of shaft grouted barrettes based on experiential coefficients and its effects on piling design in Vietnam. In Proceedings of the 18th Southeast Asian Geotechnical & Inaugural AGSSEA Conference, 29-31 May 2013, Singapore.
- [12]. Wan, Z. H., Dai, G. L., & Gong, W. M. Field study on post-grouting effects of cast-in-place bored piles in extra-thick fine sand layers. Acta Geotechnica, 14(5), 1357-1377, 2019.
- [13]. Nguyen, T. D., Lai, V. Q., Phung, D. L., & Duong, T. P. Shaft resistance of shaft-grouted bored piles and barrettes recently constructed in Ho Chi Minh city. Geotech. Eng. J. SEAGS & AGSSEA, 50(3), 155-162, 2019.

- [14]. Nguyen, H.M., Fellenius, B.H., Puppala, A.J. Aravind, P., and Tran, Q.T. Bidirectional tests on two shaft-grouted barrette piles in the Mekong Delta, Vietnam. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 47(1) 15-25, 2016.
- [15]. Seed, H., and Reese, L. The Action of Clay along Friction Piles. *Journal of Geotechnical Engineering* 504: 92, 1957.
- [16]. Aghayarzadeh, M., Khabbaz, H., Fatahi, B., & Terzaghi, S. Interpretation of dynamic pile load testing for open-ended tubular piles using finite-element method. *International Journal of Geomechanics*, 20(2), 04019169, 2020.
- [17]. Ai, Z. Y., Zhao, Y. Z., & Ye, Z. A coupling rational finite element-boundary element method for a laterally loaded pile in transversely isotropic poroelastic soils. *Computers and Geotechnique*, 117, 103227, 2020.
- [18]. Xu, D., Huang, F., and Rui, R. Investigation of single pipe pile behavior under combined vertical and lateral loadings in standard and coral sands. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 6, 1-10, 2020.
- [19]. Zhang, L., Chen, Q., Gao, G. Y., Nimbalkar, S., & Chiaro, G. A New Failure Load Criterion for Large-Diameter Under-Reamed Piles: Practical Perspective. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 4(1), 3, 2018.
- [20]. Wang, Z., Xie, X. and Wang, J. A New Nonlinear Method for Vertical Settlement Prediction of a Single Pile and Pile Groups in Layered Soils. *Computers and Geotechnique* 45: 118–126, 2012.
- [21]. Li, S. C., Zhang, Q., Zhang, Q. Q., & Li, L. P. Field and theoretical study of the response of super-long bored pile subjected to compressive load. *Marine Georesources & Geotechnology*, 34(1), 71-78, 2016.
- [22]. Hryciw, R. D., & Riesterer. Pile Load Transfer Analysis by an Interactive Spreadsheet Program, t-zMich. In *IFCEE 2021*, pp. 355-365, 2021.
- [23]. Kim, D., Jeong, S., & Park, J. Analysis on shaft resistance of the steel pipe prebored and precast piles based on field load-transfer curves and finite element method. *Soils and Foundations*, 60(2), 478-495, 2020.
- [24]. Aldaeef, A. A., & Rayhani, M. T. Load transfer of pile foundations in frozen and unfrozen soft clay. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(6), 653-664, 2020.
- [25]. Zhou, Z., Zhang, Z., Chen, C., Xu, F., Xu, T., Zhu, L., & Liu, T. Application of load transfer method for bored pile in loess area. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-19, 2020.
- [26]. BS EN 197-1-2011 Cement: composition, specifications and conformity criteria for common cement. British Standards Institution.
- [27]. Báo cáo biện pháp thi công cọc phụt vữa – Fecon South.
- [28]. Boonyatee, T., & Lai, Q. V. A non-linear load transfer method for determining the settlement of piles under vertical loading. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-12, 2017.
- [29]. Randolph, M. F. and Wroth, C. P. Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 104(ASCE 14262), 1978.
- [30]. Clough, G. W. and Duncan, J. M. Finite element analysis of retaining wall behavior. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 99(sm 4), 1973.
- [31]. Tiêu chuẩn xây dựng – thiết kế móng cọc TCVN 10304-2014
- [32]. Hồ sơ thiết kế nền móng Friend ship Tower – Fecon South
- [33]. Lai, V. Q., Huynh, Q. T., Do, T. H., & Nguyen, T. G. Performance Analysis of Axially Loaded Piles by Load Transfer Method: A Case Study in Ho Chi Minh City. In *ICSCEA 2019* (pp. 757-766). Springer, Singapore.
- [34]. Analysis of Shaft-Grouted Piles Using Load Transfer Method. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*. 1, 2022.
- [35]. Tiêu chuẩn TCVN 9393: 2012
- [36]. ASTM D1143 Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load.
- [37]. Fellenius, B.H.: What capacity value to choose from the results a static loading test. We have determined the capacity, then what? Two articles reprinted from Deep Foundation Institute, Fulcrum, Winter 2001, pp. 19–22 and Fall 2001, pp. 23–26, 2001.